



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA

**AVALIAÇÃO DO PAPEL DA FAIXA DE DOMÍNIO NA REDUÇÃO DE
VIBRAÇÕES PRODUZIDAS POR TRENS EM ÁREAS URBANAS**

por

Gianna Vanessa de Assis Chaves

*Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal da Paraíba
para obtenção do grau de Mestre*

João Pessoa/ PB
JUNHO/2008



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA

GIANNA VANESSA DE ASSIS CHAVES

**AVALIAÇÃO DO PAPEL DA FAIXA DE DOMÍNIO NA REDUÇÃO DE
VIBRAÇÕES PRODUZIDAS POR TRENS EM ÁREAS URBANAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre.

Universidade Federal da Paraíba

Orientador: Prof. Dr. Roberto Leal Pimentel
Co-orientador: Prof. Dr. Ricardo Almeida de Melo

João Pessoa/ PB
JUNHO/2008

C512a *Chaves, Gianna Vanessa de Assis.*

*Avaliação do papel da faixa de domínio na
redução de vibrações produzidas por trens em
áreas urbanas. / Gianna Vanessa de Assis Chaves.*
- João Pessoa, 2012.

142f.: il.

Orientador: Roberto Leal Pimentel.

Co-orientador: Ricardo Almeida de Melo.

Dissertação (Mestrado) – UFPB/CT

*1.Trens Urbanos - Vibrações. 2.Edificações –
Vibrações - Efeitos. 3.Vibrações. 4.Tráfego
Urbano.*

**AVALIAÇÃO DO PAPEL DA FAIXA DE DOMÍNIO NA REDUÇÃO DE
VIBRAÇÕES PRODUZIDAS POR TRENS EM ÁREAS URBANAS**

por

GIANNA VANEISSA DE ASSIS CHAVES

Dissertação aprovada em 27 de Junho de 2008

Prof. Dr. ROBERTO LEAL PIMENTEL - UFPB
(ORIENTADOR)

Prof. Dr. RICARDO ALMEIDA DE MELO - UFPB
(CO-ORIENTADOR)

Prof. Dr. ENILSON MEDEIROS DOS SANTOS – UFRN
(EXAMINADOR EXTERNO)

Prof. Dr. NORMANDO PERAZZO BARBOSA - UFPB
(EXAMINADOR INTERNO)

João Pessoa/ PB
Junho/2008

*Dedico,
A Deus.*

Agradecimentos

A Deus, pelos sinais e pelas ações.

Aos Professores Roberto Leal Pimentel e Ricardo Almeida de Melo pelas sugestões, orientações e dedicação.

À minha mãe Elizete e ao meu pai Marcos, pelos incentivos, apoios, contribuições, ensinamentos e paciência de cada dia.

Ao meu esposo Carlos e filho Luís Filipe, os meus irmãos Gittana, Bruno e Breno, às minhas sobrinhas Amanda e Marina, e a todos os demais familiares e amigos.

À minha avó Lucíola, pela transmissão das experiências acumuladas ao longo de sua vida, à minha avó Maria (*in memorian*), ao meu avô Chico (*in memorian*) e meu avô José (*in memorian*) pelo apoio espiritual.

Aos professores do curso de Pós-Graduação em Engenharia Urbana, na pessoa do Professor e Coordenador Celso A. G. Santos e aos colegas de estudo pela amizade e apoio nas horas de estudos e incentivo nas horas de desânimo, em especial a Elaine, Leonardo e Isabelle.

À secretária do curso, Marluce Pereira, pelas informações e atendimentos prestados.

Um muito obrigado também a todos os funcionários da UFPB em especial a João, Sérgio e Claudionor que estiveram sempre prontos a ajudar.

À CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro concedido.

À STU/JOP e a CFN pelo fornecimento de informações, sem as quais seria impossível a realização deste trabalho.

Enfim, a todos que contribuíram direta ou indiretamente na realização deste trabalho.

SUMÁRIO

Lista de Figuras	x
Lista de Tabelas	Xiv
Lista de Abreviaturas e Siglas	xvi
Lista de Símbolos	xvii
Resumo	xx
Abstract	xxi
CAPÍTULO I	
INTRODUÇÃO	22
OBJETIVOS	25
ESTRUTURA GERAL DO TRABALHO	25
CAPÍTULO II	
AS POLÍTICAS AMBIENTAIS, O PANORAMA FERROVIÁRIO NACIONAL E A FAIXA DE DOMÍNIO	27
2.1 O panorama ferroviário nacional	28
2.2 A legislação brasileira sobre a faixa de domínio de ferrovias	34
CAPÍTULO III	
FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	37
3.1 Aspectos gerais da vibração produzida por trens em meio urbano	37
3.1.1 A fonte da vibração	38
3.1.2 O fenômeno da propagação das ondas em solo	40
3.1.3 O problema da vibração em edificações	48

3.1.3.1 Métodos de avaliação da vibração em edificações	49
3.1.3.2 Principais normas recomendadas para o controle da vibração em edificações	52
3.2 Considerações sobre o efeito acumulado de cargas dinâmicas repetidas em solo e em edificações	59
3.3 Outros mecanismos de formação de fissuras em edificações	62
CAPÍTULO IV	
PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	65
4.1 Procedimentos de escolha, definição e delimitação da área de estudo	65
4.2 Procedimentos utilizados para caracterização das edificações lindeiras	66
4.3 Procedimentos de caracterização física e operacional da ferrovia	68
4.4 Procedimentos de caracterização do solo local	69
4.5 Procedimentos de medição dos níveis de vibração e processamento dos dados	70
CAPÍTULO V	
APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	71
5.1 Caracterização da área de estudo	71
5.2 Escolha dos locais de realização das medições de níveis de vibração	75
5.3 Caracterização operacional e construtiva do trecho de ferrovia	85
5.4 Análise de eventuais irregularidades longitudinais e transversais da ferrovia	91

5.5 Análise da propagação de ondas em solo	93
5.6 Medições dos níveis de vibração	99
5.6.1 Resultados de níveis de vibração induzidos pelo tráfego de trens de passageiros	112
5.6.2 Simulações para a determinação teórica dos níveis de vibração induzidos pelo tráfego de trens de carga	119
CAPÍTULO VI	
CONCLUSÕES E SUGESTÕES	126
REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO	130
APÊNDICES	
APÊNDICE A - PLANILHAS DE VISTORIAS	137
APÊNDICE B - PLANILHA COM DADOS DO LEVANTAMENTO ALTIMÉTRICO TOPOGRÁFICO DO SEGMENTO DE FERROVIA EM ESTUDO	139
APÊNDICE C - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	140

Lista de Figuras

Figura II.1 – Número de passageiros transportados por ano. Fonte: ANTT (2007).	29
Figura II.2 – Evolução das viagens por modal (milhões de viagens/ano). Fonte: ANTP (2008).	30
Figura II.3 - Composição percentual das cargas transportadas no Brasil, em 2000, para as diferentes modalidades de transportes. Fonte: ANTT (2007).	30
Figura II.4 – Investimentos no setor ferroviário de transportes de carga. Fonte: ANTT (2007).	31
Figura III.1 – Os três elementos do problema da vibração em solo.	37
Figura III.2 – Modelo estrutural da via. Adaptado de: Selig e Waters (1994).	38
Figura III.3 - Propagação das Ondas P, S e Rayleigh em Meio Elástico e Homogêneo. Adaptada de: Richart et al. (1970 <i>apud</i> SILVA, 2006).	41
Figura III.4 – Tipos de onda: (a) Ondas P; (b) Ondas S; (c) Ondas L; (d) Ondas de Rayleigh. Extraído de: Blandón (2003).	42
Figura III.5 – Exemplo gráfico de Modificação das ondas de Vibração ao longo da Distância e do Tempo. Extraído de: Casagrande (2006).	45
Figura III.6 - Valores de velocidade de vibração, em mm/s, em função da frequência em Hz e das características estruturais dos edifícios. Extraído de: Bacci (2003a).	58
Figura IV.1 - Malha do sistema de transporte urbano ferroviário da Região Metropolitana de João Pessoa. Adaptado de: www.joaopessoa.cbtu.gov.br (2007).	75
Figura IV.2– Croqui do traçado da localização das estações na malha ferroviária da Região Metropolitana de João Pessoa.	76
Figura IV.3 - Delimitação da área de realização das vistorias.	77
Figura IV.4 – (a) Vista da Rua Cleto Campelo, detalhe da locação da ferrovia; (b) Vista da Rua Siqueira Campos.	78

Figura IV.5 – Distribuição de ocorrência de fissuras.	79
Figura IV.6 – Fissuras em calçadas. (a) calçada revestida com placas cerâmicas; (b) calçada cimentada.	80
Figura IV.7 – Fissuras horizontais, em alvenarias.	81
Figura IV.8 – Fissuras em encontros: (a) de alvenarias; (b) de janela.	81
Figura IV.9 – Casos de fissuras em revestimentos cerâmicos: (a) Fissura horizontal; (b) Fissura vertical.	82
Figura IV.10 – Outras patologias encontradas: (a)umidade; (b) descascamento de pinturas.	83
Figura IV.11 –Fissura vertical em muro, com: (a) abertura descontínua; (b) abertura contínua.	84
Figura IV.12 – Região com maior incidência de fissuras.	85
Figura IV.13 – Detalhe dos trilhos. (a) TR-45 sobre dormentes monoblocos e fixação elástica (grampo) tipo FIST; (b) TR-32 sobre dormentes biblocos e fixação (parafusada) tipo RN.	87
Figura IV.14 – Dimensões dos trilhos e talas de junção, em mm.	87
Figura IV.15 – Exemplo de contaminação do lastro da ferrovia.	88
Figura IV.16 – (a) Segmento de ferrovia escolhido para o levantamento topográfico, Rua Cleto Campelo; (b) posicionamento do prisma mira, em relação à Estação Total.	92
Figura IV.17 – Locais de sondagem: (a) terreno localizado na Rua Siqueira Campos; (b) terreno localizado na Rua Cleto Campelo.	93
Figura IV.18 – Perfil de sondagem do terreno localizado a 84,0m da ferrovia, na Rua Siqueira Campos.	94
Figura IV.19 – Perfil de sondagem do terreno localizado a 25,0m da ferrovia, na Rua Cleto Campelo.	95

Figura IV.20 – Fixação dos acelerômetros. (a) em base magnética (ímã), medições verticais; (b) em base metálica (parafusos), medições nas três direções.	102
Figura IV.21 – (a) Sinal de aceleração; (b) velocidade, com “ <i>drift</i> ”; e (c) deslocamento, com “ <i>drift</i> ”. Extraído de: Trujillo e Carter (1982).	104
Figura IV.22 – (a) Sinal de aceleração; (b) velocidade, sem “ <i>drift</i> ”; e (c) deslocamento, sem “ <i>drift</i> ”. Extraído de: Trujillo e Carter (1982).	105
Figura IV.23 – Gráficos típicos de aceleração no domínio do tempo, para as três direções, obtidos à 15m da ferrovia.	108
Figura IV.24 – Gráfico de PPV _{máxima} , nas três direções, versus velocidade de tráfego dos trens.	109
Figura IV.25 – Disposição dos equipamentos durante as medições verticais. Detalhe dos espaçamentos entre os acelerômetros.	110
Figura IV.26 – Gráficos típicos de RMS no domínio do tempo, segundo a distância.	111
Figura IV.27 – Croqui de algumas medições simultâneas realizadas, na Rua Cleto Campelo, em trecho de ferrovia com dormentes monoblocos.	113
Figura IV.28 – Croqui de algumas medições simultâneas realizadas, na Rua Cleto Campelo, em trecho de ferrovia com dormentes biblocos.	114
Figura IV.29 – Gráficos típicos de velocidade, no domínio do tempo, medidos na direção vertical, segundo a distância.	115
Figura IV.30 – Gráfico típico de velocidade, no domínio do tempo, de medição à 5m da ferrovia. Detalhe dos tempos de passagem da locomotiva e dos vagões.	116
Figura IV.31 – Gráficos típicos de espectros, no domínio da frequência, medidos na direção vertical, segundo a distância.	117
Figura IV 32 - Projeção do modelo para a variável distância (à ferrovia), para uma velocidade de tráfego de 25 km/h e massas variadas.	123
Figura IV.33 - Projeção do modelo para a variável massa do veículo. Valores estimados de PPVmédio para a distância de 15 m e velocidades variadas.	123
Figura IV.34 - Projeção do modelo para a variável velocidade de tráfego. Valores estimados de PPVmédio para massa do veículo variadas.	124
Figura C.1 - Ruptura Generalizada - 10 kg.	141

Figura C.2 - Ruptura Generalizada - 15 kg.	141
Figura C.3 - Ruptura Generalizada - 20 kg.	142
Figura C.4 - Ruptura Generalizada. Envoltória de ruptura.	142

Lista de Tabelas

Tabela II.1 - Caracterização dos sistemas metroferroviários urbanos brasileiros. Fonte: CBTU (2007).	32
Tabela II.2 – Extensão da malha ferroviária das empresas concessionárias dos serviços públicos do transporte ferroviário de cargas. Fonte: ANTT (2007).	33
Tabela III.1 – Proporção da energia entre as ondas. Extraído de: Richart et al. (1970 <i>apud</i> SILVA, 2006).	43
Tabela III.2 – Valores do Coeficiente de Atenuação Devido ao Amortecimento Geométrico. Adaptada de: Richart et al. (1970 <i>apud</i> SILVA, 2006).	46
Tabela III.3 – Valores de Velocidade de Vibração de Partícula e Frequência das Principais Normas Internacionais. Mínimos e Máximos Estabelecidos em Função do Tipo de Edifício. Extraído de: Bacci et al. (2003a).	52
Tabela III.4 – Valores de velocidade de partícula admitidos pela DIN 4150, utilizados na avaliação dos efeitos da vibração de curta duração em estruturas. Fonte: DIN 4150 (1999).	57
Tabela IV.1 – Características dos trens por concessionária de transportes de passageiros.	72
Tabela IV.2 – Características dos trens por concessionária de transportes de cargas.	73
Tabela IV.3 – Levantamento de fissuração em edificações lindeiras.	79
Tabela IV.4 – Características das locomotivas de transporte de passageiros. Fonte: CBTU/JOP (2007).	89
Tabela IV.5 – Características dos vagões de transporte de passageiros. Fonte: CBTU/JOP (2007).	90
Tabela IV.6 – Características das locomotivas de transporte de cargas. Fonte: CFN (2007).	90
Tabela IV.7 – Compacidade das areias em função do número de golpes do ensaio SPT. Adaptado de: TERZAGHI e PECK (1967).	96
Tabela IV.8 – Parâmetros geotécnicos do solo da região.	98

Tabela IV.9 – Velocidade de propagação das ondas P, S e Rayleigh, estimadas.	99
Tabela IV.10 – Parâmetros estatísticos e respectivos valores observados.	121
Tabela IV.11 – Valores de PPV obtidos em simulação, para os trens de carga, em função dos valores de distância, peso do veículo e da velocidade de tráfego.	122
Tabela B.1 – Diferenças de nível, em relação ao ponto P1, nos trilhos da ferrovia e o desnível entre os trilhos.	139
Quadro C.1 – Resultados dos ensaios de massa específica aparente e teor de umidade, in situ.	140

Lista de Abreviaturas e Siglas

ABNT	- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS
ANTP	- ASSOCIAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES PÚBLICOS
ANTT	- AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES
B&K	- BRUEL & KJAER
BRE	- BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT
BS	- BRITISH STANDARD
CBTU	- COMPANHIA BRASILEIRA DE TRENS URBANOS
CETESB	- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL
CFN	- COMPANHIA FERROVIÁRIA DO NORDESTE
DER/SP	- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO
DIN	- DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.
DNEF	- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE FERRO
DNIT	- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DNIT	- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
ISO	- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION
NEPA	- NATIONAL ENVIRONMENTAL POLICY ACT
PPV	- PEAK PARTICLE VELOCITY
RFFSA	- REDE FERROVIÁRIA FEDERAL S.A.
RMS	- ROOT MEAN SQUARE
SEMA	- SECRETARIA DE MEIO AMBIENTE
SISREN	- SISTEMA DE REGRESSÃO LINEAR E REDES NEURAIS ARTIFICIAIS
SPT	- STANDARD PENETRATION TEST
STU/JOP	- SUPERINTENDÊNCIA DE TRENS URBANOS DE JOÃO PESSOA
SUDEMA	- SUPERINTENDÊNCIA DE ADMINISTRAÇÃO DO MEIO AMBIENTE
UFPB	- UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

Lista de Símbolos

μ e λ - constantes elásticas de Lamè

ν - coeficiente de Poisson

ρ - massa específica do material

V_P - velocidades de propagação das ondas cisalhantes

V_S - velocidades de propagação das ondas compressivas

V_R - velocidades de propagação das ondas de Rayleigh

A_1 e A_2 - amplitudes de deslocamento nas distâncias r_1 e r_2 da fonte

n - atenuação das ondas devido ao amortecimento geométrico

ξ - amortecimento viscoso do material

k – parâmetro de relação envolvendo a razão de amortecimento viscoso do material ξ e a velocidade de propagação da onda Rayleigh (V_R)

VR - velocidade resultante de vibração da partícula, em mm/s

VL - velocidade de vibração na direção longitudinal, em mm/s

VT - velocidade de vibração na direção transversal, em mm/s

VV - velocidade de vibração na direção vertical, em mm/s

N_{SPT} - número de golpes do ensaio SPT

τ - resistência ao cisalhamento do solo (ou corte)

c - coesão do solo

σ - tensão normal atuante no plano de cisalhamento

ϕ - ângulo de atrito interno.

E_S - módulo elástico

P_a - pressão atmosférica

N_{60} - resistência à penetração do solo, obtida do ensaio SPT, para uma eficiência de 60% (valor de referência padrão da eficiência do SPT, utilizado nos EUA, Europa e Japão) do ensaio

N_{82} - eficiência de 82,3%, o que leva à utilização de uma correção no parâmetro N_{SPT}

G - módulo cisalhante

ν - coeficiente de Poisson

$\ddot{u}_g(\tau)$ - série da aceleração no domínio do tempo

$\dot{u}_g(t)$ - série da velocidade no domínio do tempo

N - número de amostras da aceleração no domínio do tempo

$\Delta\tau$ - intervalo de tempo da integração.

a_1, a_2, a_3 e a_4 - constantes a serem determinadas no processo de integração da aceleração

t - tempo

$\tilde{u}_g$ - “baseline” do deslocamento

$\sim$

$\dot{\tilde{u}}_g$ - “baseline” da velocidade

$\ddot{\tilde{u}}_g$ - “baseline” da aceleração

$\ddot{u}(t)_{Corrigida}$ - aceleração corrigida

n' - número de pontos no intervalo de 1 segundo

A_{RMS} - amplitude RMS do sinal

d - distância da ferrovia ao local de medição

m - massa do veículo (locomotiva mais vagões)

v - velocidade de tráfego

Resumo

Atualmente, os centros urbanos estão mais sujeitos à vibração induzida por tráfego, em virtude do aumento do volume deste. Dentre os efeitos da vibração, estão os danos em edificações. Neste estudo, foram investigados os efeitos da vibração produzida pelo tráfego de trens suburbanos em edificações, tomando-se como caso (típico) de estudo uma linha férrea com tráfego misto de passageiros e de carga. Medições foram realizadas, visando identificar os níveis de vibração em edificações adjacentes à linha férrea e que apresentavam fissuração visível em suas fachadas. Os resultados obtidos mostraram que os níveis de vibração produzidos pelo tráfego de trens de passageiros apresentaram-se abaixo dos limites que potencialmente causariam dano. Todavia, simulações realizadas para estimar os níveis de vibração induzidos por trens de carga evidenciaram a ocorrência de níveis superiores aos aceitáveis para o tipo de edificações investigadas.

Palavras-Chave: Vibração; Faixa de Domínio; Trens Urbanos; Dano em Edificações.

Abstract

Currently, urban centres are more and more subject to vibration induced by traffic, because of its increasing volume. Among the vibration effects are damage to buildings. In this study, the effects of the vibration produced by suburban trains in buildings was investigated, by taking a railway line with mixed passenger and cargo traffic as a (typical) case study. Measurements were taken, aiming to identify the vibration levels in buildings adjacent to the railway line and which presented visible cracks in their surfaces. The results obtained revealed that vibration levels produced by passenger trains were below the limits which could potentially cause damage. However, simulations performed in order to estimate the vibration levels induced by freight trains evidenced the occurrence of levels greater than those acceptable for the type of buildings investigated.

Keywords: Vibration; Railroad Right of Way; Urban Trains; Building Damage.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

O aumento populacional, o avanço tecnológico e as práticas comerciais e industriais, têm provocado muitos prejuízos ao meio ambiente, das mais diversas naturezas. A ocorrência de problemas de vibração é um exemplo de fator da degradação da qualidade ambiental urbana.

Atualmente, os centros urbanos estão mais sujeitos ao aumento da vibração produzida por tráfego. Com a implantação de grandes sistemas de transporte, como rodovias e ferrovias, ou seja, com o aumento das fontes de vibração, em presença e intensidade, aumenta-se o potencial de danos ao meio no qual estes sistemas estão inseridos.

Uma das dificuldades na concepção das estradas e das vias férreas em áreas urbanas é a de limitação dos níveis de vibração e ruído, e de eventuais danos a estes relacionados, causados pela passagem do tráfego rodoviário e ferroviário, haja vista o número de variáveis atreladas ao problema. O tipo de veículo, a velocidade de tráfego, o tipo de solo, bem como o raio de percepção ou influência (distância/área entre a fonte e o receptor) desta vibração e/ou do ruído, são alguns exemplos destas variáveis.

Cabe salientar que o início do desenvolvimento de políticas ambientais voltadas para a redução da vibração gerada pelos sistemas de transportes, bem como de pesquisas relacionadas com o tema, se deu há pouco tempo (final dos anos 70 e início dos anos 80), sendo esta uma área relativamente nova em termos de pesquisa.

No setor ferroviário, especificamente, as pesquisas de vibração foram implementadas pouco a pouco e os estudos nessa área vêm progredindo desde meados dos anos 80 e início dos anos 90.

Com a implantação de linhas de trem de alta velocidade no Japão e na Europa, a partir dos anos 80, não mais se pôde ignorar o problema da vibração induzida por trens, em virtude dos elevados níveis de impacto ambiental (vibração, ruído, ocupação de grandes áreas etc.) causados por esse tipo de

sistema de transporte. Assim, desde a década de 80, as pesquisas evoluem a cada dia para outros sistemas de transportes sobre trilhos, abrangendo trens de carga, trens urbanos, trens de média velocidade (entre 100 Km/h e 180 km/h) e metrô.

Na década de 90, foi dada seqüência à implementação de normas sobre vibração e componentes ferroviários, especialmente na Europa, bem como ao aprofundamento das pesquisas para identificação das origens da vibração produzida por trens e seus mecanismos de atuação. Esses conhecimentos propiciaram uma atuação direta sobre a fonte da vibração, não mais se atendo somente à adoção de medidas mitigadoras e compensatórias ou ao uso de barreiras e a proteção dos receptores.

A vibração produzida pelo tráfego de trens, de uma potência relativamente baixa em comparação com as vibrações sísmico-induzidas (terremotos), pode ser perceptível e bastante desagradável para os ocupantes das edificações, podendo reduzir severamente o conforto dos usuários. Todavia, é importante observar que, apesar de essas vibrações induzirem amplitudes de resposta relativamente pequenas, com o efeito contínuo de um tráfego intenso, segundo Moreira (2002), elas podem, eventualmente, provocar danos em edificações e ou agravar problemas de desconforto dos usuários.

Para cumprir, rapidamente, requisitos ambientais, alguns sistemas de transportes urbanos adotam instalações elevadas ou subterrâneas, reduzindo o nível de vibração para evitar prejuízos econômicos e ao meio ambiente. Todavia, nem sempre é possível a implantação destes tipos de instalações, seja por inviabilidade econômica ou por restrições de engenharia ou geológicas.

Uma faixa “non aedificandi” ao longo de ferrovias (faixa de domínio), é usualmente adotada, com os objetivos de proteção da linha de visão do operador da locomotiva, para permitir a operação segura da pista e, também, para prever ampliação futura da ferrovia sem necessidade de desapropriação de áreas lindeiras. Salienta-se que a faixa de domínio comporta a via férrea propriamente dita e demais instalações da ferrovia. Em muitos casos, a faixa de domínio engloba, ainda, acréscimos necessários à sua expansão e instalações urbanas, como ruas e passeios. Cabe observar que tal faixa de

domínio contribui para atenuação dos efeitos de vibração, com o aumento da distância entre a via férrea e as edificações.

Em vários países, as companhias responsáveis pela operação das linhas férreas também possuem controle sobre as faixas de domínio. Leis específicas para estabelecimento de sua dimensão são aplicáveis. No Brasil, a largura da faixa de domínio estabelecida para a implantação de ferrovias é de 30 metros, resultando em uma distância mínima de 15 metros entre a ferrovia e edificações lindeiras.

Há, entretanto, que se investigar se esta faixa de domínio é suficiente para atenuar os efeitos de vibração, de modo a não ocasionar problemas de integridade nestas edificações.

Contudo, diante da real possibilidade de danos às edificações e de prejuízos às populações das áreas lindeiras¹ às vias férreas, devido à vibração induzida pelo tráfego de trens, surgem duas questões importantes para o setor ferroviário brasileiro como um todo:

- As atuais dimensões (extensões/áreas) de faixa de domínio de ferrovias, adotadas no Brasil, garantem o amortecimento da vibração produzida por trens de superfície, avalizando, também, a integridade física das edificações?
- Qual seria a faixa de domínio mínima (atrelada ao problema da vibração) a ser adotada em áreas urbanas por um sistema de transporte sobre trilhos de superfície, e qual o fundamento técnico para o(s) valor(es) especificado(s)?

Em primeiro lugar, cabe ao Poder Público definir a faixa de domínio e a sua largura. Entretanto, não constam no ordenamento jurídico brasileiro vigente a definição certa e a dimensão da faixa de domínio. A documentação técnica e jurídica sobre o assunto da faixa de domínio lança alguma luz sobre o tema, mas não abrange o problema da vibração; inclusive não existe um consenso sobre a dimensão da faixa de domínio como instrumento de segurança (sua função usual).

¹ Áreas lindeiras, na legislação ambiental, são aquelas que circundam uma área protegida até determinada distância.

A necessidade de consolidação de norma fundamentada em critérios de danos em edificações e de segurança, para faixa de domínio ferroviária em área urbana, no Brasil, é evidente.

A temática proposta tem aplicação na resolução do problema da vibração produzida por trens em áreas urbanas. Visa preencher lacuna existente no projeto de ferrovias e estudos de impacto ambiental.

OBJETIVOS

O objetivo geral desta dissertação é o de investigar a influência da faixa de domínio de ferrovias na redução dos efeitos da vibração produzida pelo tráfego de trens em áreas urbanas.

Os objetivos específicos desta dissertação são:

a) Realizar diagnóstico das condições da ocupação urbana e dos eventuais efeitos da vibração produzida pela passagem de trens de superfície em edificações com problemas de fissuração no entorno de uma via férrea típica;

b) Avaliar, mediante medições, as características de atenuação de vibrações induzidas pelo tráfego de trens em área urbana.

ESTRUTURA GERAL DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em seis capítulos.

O Capítulo I apresenta uma visão geral do problema da vibração em meio urbano e a justificativa da abordagem do tema, relacionando-a à vibração produzida por trens e à problemática dos eventuais efeitos desta vibração ao meio ambiente. Esse capítulo contém, ainda, os objetivos geral e específicos da pesquisa.

O Capítulo II traz uma visão do cenário ferroviário brasileiro e aborda a legislação nacional sobre faixa de domínio de ferrovias e as lacunas existentes acerca desta legislação no projeto de ferrovias.

O Capítulo III trata da fundamentação teórica, com os aspectos gerais da vibração produzida por trens e os parâmetros para a análise do problema, relatando estudos a respeito das variáveis associadas ao problema da vibração produzida e induzida pelo tráfego de trens, identificando outras abordagens existentes sobre o assunto estudado ou correlacionadas ao mesmo.

No Capítulo IV são apresentados os métodos utilizados na pesquisa e os procedimentos para a determinação de valores limites de nível de vibração propostos para avaliação dos efeitos em edificações. Estabelece as variáveis relevantes para a avaliação faixas de domínio na redução dos níveis de vibração produzidos pelo tráfego de trens, adequadas ao estudo realizado.

O Capítulo V discorre sobre os resultados dos levantamentos das variáveis de interesse da pesquisa e apresenta os resultados experimentais, obtidos através das medições de níveis de vibração. Ainda, é realizado comparativo entre os resultados experimentais e a legislação vigente, além das eventuais possíveis correlações entre os resultados das medições e as demais variáveis da pesquisa, do qual decorrem as análises e o diagnóstico do problema em questão.

Por fim, o Capítulo VI apresenta as conclusões tiradas a partir das análises dos resultados obtidos, tornando possível o diagnóstico das condições da ocupação urbana e a avaliação da faixa de domínio na redução dos níveis de vibração produzida pelo tráfego de trens.

CAPÍTULO II

AS POLÍTICAS AMBIENTAIS, O PANORAMA FERROVIÁRIO NACIONAL E A FAIXA DE DOMÍNIO

No mundo, a trajetória da Política Ambiental foi marcada pela publicação da Política Ambiental dos EUA (National Environmental Policy Act - NEPA), em 1969. Foi a partir desta publicação, que configuraram-se novos instrumentos, modalidades e concepções de políticas ambientais em todo mundo, inclusive no Brasil.

A década de 70 representou para o Brasil uma fase de estruturação no campo ambiental, principalmente, do ponto de vista institucional. Data deste período a criação a nível federal da SEMAM (Secretaria de Meio Ambiente) e de alguns órgãos estaduais como a SUDEMA (Superintendência de Administração do Meio Ambiente). Somente em 1981, com a Lei Federal 6938, é que instituiu-se a Política e o Sistema Nacional do Meio Ambiente.

Desde sua publicação, a política ambiental brasileira vem atuando tanto no plano corretivo como preventivo. E, qualquer setor produtivo, preocupado com sua manutenção no mercado, sente-se impelido em seguir as diretrizes da preservação do meio ambiente. Nos anos 90, por exemplo, com a transferência da provisão dos serviços de transporte ferroviário do Estado para a iniciativa privada, as empresas ferroviárias tiveram de vincular à sua rotina de trabalho as considerações ambientais.

Segundo recomendações do Ministério da Ciência e Tecnologia, no 2º Plano Básico de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, de 1982, para o Setor Transporte, estas ferrovias privatizadas e concessionadas assim como as estatais devem elaborar um plano de gestão ambiental como forma de garantir a sustentabilidade ambiental dos empreendimentos ferroviários. Neste contexto, destaca-se a Política Ambiental do Ministério dos Transportes, publicada em junho de 2002, que preconiza o respeito e a preservação do meio ambiente, considerando como diretriz a implantação da gestão ambiental dos sistemas de transportes em geral e, em particular, da operação ferroviária.

Destacam-se, ainda, na publicação pelo Ministério dos Transportes, as políticas ambientais que possuem como diretrizes a viabilidade ambiental dos empreendimentos de transporte, o respeito às necessidades de preservação e a sustentabilidade dos transportes, na procura por um gerenciamento baseado nas Normas ISO 14000, que estabelecem diretrizes sobre a área de gestão ambiental dentro de empresas.

A literatura técnica apresenta vários artigos sobre a análise experimental da vibração produzida por trens em áreas urbanas e seus efeitos sobre o meio ambiente. Embora muito esteja sendo feito nos Estados Unidos, Austrália e Japão, é europeia a maioria dos trabalhos de pesquisa divulgados. Os países europeus que investem em pesquisa ferroviária são predominantemente: Alemanha, Áustria, França, Inglaterra, Itália, Holanda e Suécia, com grande destaque para os dois últimos.

Os estudos de ferrovias disponíveis na literatura técnica dedicam-se quase exclusivamente a trens de passageiros de alta velocidade, com a preocupação de obter resultados e propostas concernentes ao conforto de passageiros, bem como à interferência ambiental das ferrovias. Há pouca disponibilidade de estudos para trens de carga em países como Estados Unidos e Austrália, países desenvolvidos que mais utilizam trens de carga.

No Brasil, trabalhos nessa área são escassos, talvez por motivo de ser recente o interesse do País com o setor.

2.1 O panorama ferroviário nacional

Os investimentos no setor ferroviário brasileiro, advindos do processo de desestatização, iniciado em 1996, permitiram um incremento da produção de transportes em 68% entre 1996 e 2001, segundo o Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT (2007). Atualmente, o sistema ferroviário brasileiro apresenta um cenário evolutivo favorável. O baixo custo de transporte, cobrado pelas operadoras nas ferrovias, em média 50% mais barato em relação ao transporte rodoviário (DNIT, op. cit.) e a rapidez no transporte,

torna o setor uma alternativa importante e merecedora de constantes e progressivos investimentos.

A tendência atual do setor ferroviário nacional é de elevar o potencial de atração de novos clientes e de ampliação de sua importância nos transportes brasileiros. Tal fato tende a gerar um aumento de investimentos em pesquisa, que devem motivar novos trabalhos na área experimental, com ênfase nos impactos ambientais deste sistema de transporte em meio urbano.

O gráfico da Figura II.1 apresenta o número de passageiros transportados no sistema metroferroviário nacional, entre os anos de 2001 e 2006, segundo a Agência Nacional de Transportes Terrestres - ANTT (2007).

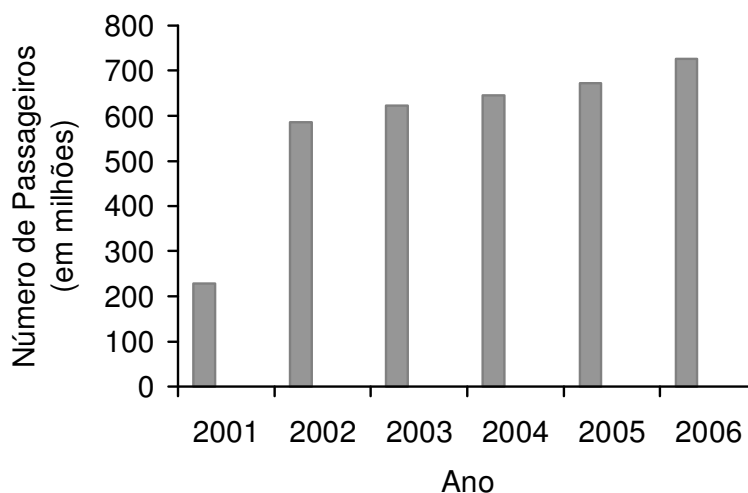


Figura II. 1 – Número de passageiros transportados por ano, no sistema metroferroviário nacional. Fonte: ANTT (2007).

É notória a crescente demanda deste tipo de transporte ao longo dos anos. Tal fato se torna ainda mais evidente quando dados da Companhia Brasileira de Trens Urbanos - CBTU (2007) afirmam que os 15 sistemas metroferroviários nacionais e a Administração Central da CBTU, juntos, transportaram cerca de 1,2 bilhões de passageiros no ano de 2007.

Segundo a Associação Nacional de Transportes Públicos – ANTP (2008), o percentual de aumento do número de viagens sob trilhos, em relação aos demais meios de transportes coletivos, cresce a cada ano, chegando a 9,90% (Figura II.2), entre os anos de 2005 e 2006.

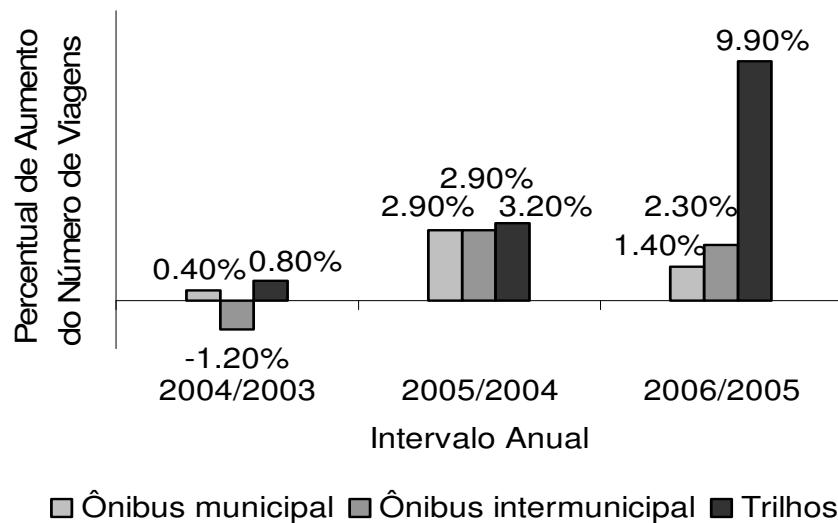


Figura II.2 – Evolução das viagens por modal (milhões de viagens/ano). Fonte: ANTP (2008).

Este aumento da procura do sistema ferroviário não se resume apenas ao setor de transportes de passageiros, mas, também, ao transporte de cargas.

O sistema ferroviário é segundo lugar no *ranking* nacional de transportes de carga entre as diferentes modalidades de transportes (Figura II.3).

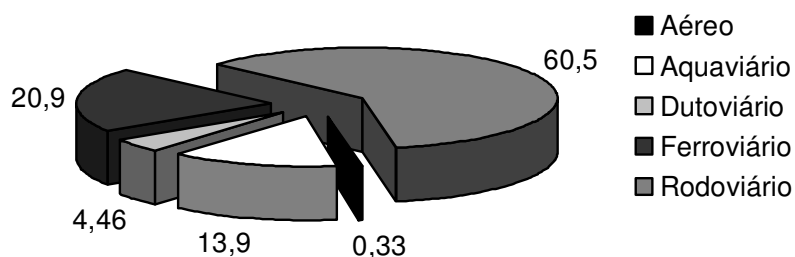


Figura II.3 - Composição percentual das cargas transportadas no Brasil, em 2000, para as diferentes modalidades de transportes. Fonte: ANTT (2007).

A grande extensão da malha ferroviária nacional e o cenário evolutivo favorável, com constantes e progressivos investimentos no setor, tendem a elevar o potencial de atração de novos clientes e de ampliação de sua importância nos transportes brasileiros, a cada ano (Figura II.4).

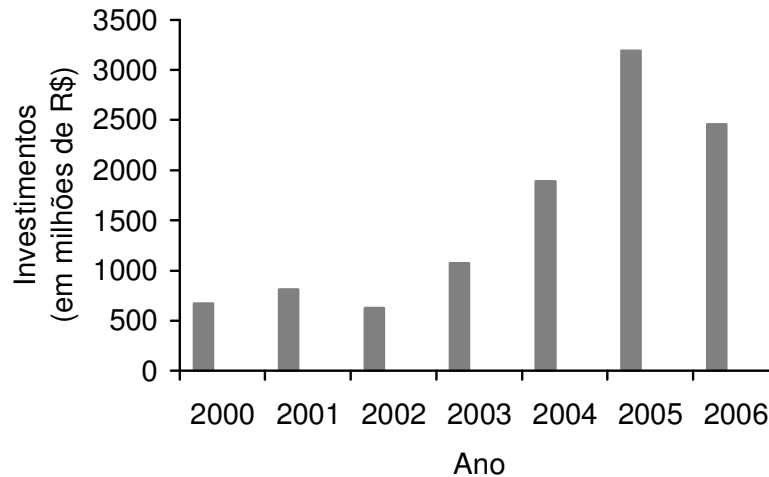


Figura II.4 – Investimentos no setor ferroviário de transportes de carga. Fonte: ANTT (2007).

Segundo a ANTT (op. cit.), o Brasil possui 33.637 km de ferrovias instaladas e em funcionamento. Os sistemas metroferroviários brasileiros totalizam, hoje, 15 sistemas, sendo: 7 federais, 6 estaduais e 2 concessões, localizados em 12 regiões metropolitanas, abrangendo em sua totalidade 68 municípios e atendendo a 42,5 milhões de habitantes (Tabela II.1).

Tabela II.1 - Caracterização dos sistemas metroferroviários urbanos brasileiros. Fonte: CBTU (2007).

Empresas Ferroviárias Urbanas	Sistemas	Caracterização	Localização	Municípios	Área (km²)	População Atendida
	CBTU Belo Horizonte		Belo Horizonte	2	527,10	2.776.543
	CBTU Recife		Recife	4	972,70	2.286.140
Companhia Brasileira de Trens Urbanos	CBTU Salvador	Estatat Governo Federal	Salvador	1	709,50	2.443.107
	CBTU Maceió		Maceió	3	866,10	872.824
	CBTU João Pessoa		João Pessoa	4	1035,30	844.171
	CBTU Natal		Natal	4	1161,30	919.003
Urbanos de Porto Alegre	TRENSURB	Economia Mista	Porto Alegre	5	819,80	2.063.029
Companhia do Metropolitano de São Paulo	METRÔ São Paulo	Estatat Governo Estadual	São Paulo	1	1528,50	10.434.252
Companhia Paulista de Trens Metropolitanos	CPTM	Estatat Governo Estadual	São Paulo	21	4066,80	15.051.436
Companhia Cearense de Transportes Metropolitanos	METROFOR	Estatat Governo Estadual	Fortaleza	3	1608,00	2.571.613
Companhia Metropolitana de Transportes Públicos	CMTF	Estatat Governo Estadual	Teresina	1	1679,80	715.360
Central de Engenharia de Transporte e Logística	CENTRAL	Estatat Governo Estadual	Rio de Janeiro	6	3038,60	7.524.072
Concessionária de Transporte Ferroviário S. A.	SUPERVIA	Concessionária	Rio de Janeiro	11	3192,30	9.209.277
Opportrans Concessão Metroferroviária S.A.	METRÔ RIO	Concessionária	Rio de Janeiro	1	1264,20	5.857.904
Companhia do Metropolitando do Distrito Federal	METRÔ DF	Estatat Governo do Distrito Federal	Brasília	5	19696,00	2.094.246
Resumo da Caracterização		15 Sistemas	12 Regiões Metropolitanas	68 Municípios	37.258,80	42.531.631

Fonte: CBTU (2007).

O sistema brasileiro de transporte de carga é o maior da América Latina, em termos de carga transportada, atingindo 162,2 bilhões de “tku” (tonelada quilômetro útil), em 2001 (ANTT, op. cit.). Segundo o DNIT (op.cit.), dos 33.637 km de ferrovias instaladas e em funcionamento, 28.500 km estão voltados para o serviço público de transporte de carga, distribuídos entre 10 concessionárias, ao longo do território nacional.

Tabela II.2 – Extensão da malha ferroviária das empresas concessionárias dos serviços públicos do transporte ferroviário de cargas.

Concessionárias	Extensão da Malha (km)	Área de atuação
ALL - AMÉRICA LATINA LOGÍSTICA DO BRASIL S.A	7.225	Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul.
CFN - COMPANHIA FERROVIÁRIA NORDESTE	4.238	Maranhão, Piauí, Ceará, Rio Grande do Norte, Paraíba, Pernambuco e Alagoas.
EFC - ESTRADA DE FERRO CARAJÁS (**)	892	Pará e Maranhão, interligando a mina de Carajás (PA) ao terminal marítimo de Ponta da Madeira no Porto de Itaqui (MA).
EFVM - ESTRADA DE FERRO VITÓRIA A MINAS(**)	905	Espírito Santos e Minas Gerais ligando as jazidas da CVRD, em Minas Gerais, ao Porto de Tubarão (ES).
FCA - FERROVIA CENTRO-ATLÂNTICA S.A.	8.093	Minas Gerais, Goiás, Bahia, Sergipe, Espírito Santo, Rio de Janeiro e Distrito Federal.
FERROBAN - FERROVIAS BANDEIRANTES S.A. (*)	2.029	São Paulo e Minas Gerais, interligando as ferrovias Sul Atlântico S.A. , Centro Atlântica S.A., Novoeste S.A. e Ferronorte S.A..
FERROESTE - ESTRADA DE FERRO PARANÁ OESTE S.A.	248	Entre Guarapuava e Cascavel, no Estado do Paraná.
MRS - LOGÍSTICA S.A.	1.674	Rio de Janeiro, São Paulo e Minas Gerais.
FTC - FERROVIA TEREZA CRISTINA S.A.	164	Santa Catarina.
FERRONORTE(*)	504	Mato Grosso do Sul e Mato Grosso
FERROVIA NOVOESTE S.A. (*)	1.942	São Paulo e Mato Grosso do Sul.

Fonte: ANTT (2007).

(*) Em 2006, o controle acionário da administradora da Novoeste foi adquirido pela ALL, que também passou a administrar a Ferronorte e a Ferroban.

(**) A Companhia Vale do Rio Doce – CVRD é, desde 1997, detentora de concessão de exploração dos serviços de transporte ferroviário de cargas e passageiros, prestados pela EFVM e EFC.

A CBTU (op. cit.) prevê, ainda para o ano de 2008, investimentos para a recuperação de locomotivas e vagões, substituição de dormentes e trilhos, com o intuito de melhorar a qualidade dos sistemas e aumentar a velocidade média das viagens.

Especificamente, para o sistema de transporte ferroviário urbano que atende à Região Metropolitana de João Pessoa, a previsão de o Governo Federal aumentar os investimentos para a modernização do setor de transportes urbanos gera uma preocupação com os eventuais aumentos na produção da vibração induzida pelo tráfego de trens e, conseqüentemente, com os efeitos dessa vibração sob as populações lindeiras.

Acredita-se que tais investimentos e melhorias no setor devem vir acompanhados de estudos que contemplem a questão das vibrações produzidas ao longo da malha ferroviária.

2.2 A legislação brasileira sobre a faixa de domínio de ferrovias

As frequências predominantes e amplitudes de vibração no solo e em edificações, devido ao tráfego ferroviário, dependem de muitos fatores, desde a fonte (conjugado trem – trilho) até chegar ao receptor (edificações), o que torna os problemas relacionados complexos. Portanto, é necessário adotar sistemas de gestão e controle desta vibração em meio urbano, capazes de considerar as diferentes características da vibração na fonte, no solo e a resposta estrutural das edificações.

Há ainda a considerar a ocorrência de compactação do solo devido a ações dinâmicas. Ocorre que as normas existentes sobre a problemática dos efeitos da vibração em edificações não apontam os níveis de vibração que podem causar danos indiretos, por exemplo, os resultantes dos movimentos diferenciais causados pela consolidação/adensamento do solo das fundações.

A faixa de domínio de ferrovias de acordo com o DNIT é: "faixa de terreno de pequena largura em relação ao comprimento, em que se localizam as vias férreas e demais instalações da ferrovia, inclusive os acréscimos necessários à sua expansão".

Apesar da definição acima descrever a localização e os elementos que fazem parte da faixa de domínio de ferrovias, não consta informação relativa à sua dimensão (área). A documentação técnica e jurídica sobre o assunto da faixa de domínio lança alguma luz sobre o tema, porém não existe um consenso sobre a dimensão da faixa, nem, tampouco, abrange o problema da vibração induzida pelo tráfego de trens em áreas urbanas.

No Artigo 9º do Capítulo II – Da Construção, Ampliação, Conservação e Defesa da Via Permanente e sua Faixa, do Decreto nº 2089, de 18 de janeiro de 1963, aprovando o Regulamento para Segurança, Tráfego e Polícia das Estradas de Ferro, publicado pelo Ministério da Viação e Obras Públicas da época, encontrava-se possivelmente o único texto que vincula largura de faixa à questão da segurança de tráfego:

“As estradas de ferro gozarão do direito de desapropriação, por utilidade pública, dos imóveis e benfeitorias necessários à construção, funcionamento, ampliação, conservação e defesa da via permanente e das demais instalações ferroviárias, bem como à segurança e regularidade do tráfego dos trens, estendendo-se esse direito às pedreiras, aguadas, lastreiras e árvores situadas nas proximidades do leito da via férrea.”

“Parág. 1º - A desapropriação far-se-á de conformidade com a legislação especial que regula a matéria.”

“Parág. 2º - Para o fim previsto neste artigo, a faixa mínima de terreno necessária à perfeita segurança do tráfego dos trens, terá seus limites lateralmente fixados por uma linha distante seis (6) metros do trilho exterior, salvo em casos excepcionais, a critério do Departamento Nacional de Estradas de Ferro – D.N.E.F.”

Entretanto, este Decreto foi revogado pelo Decreto nº 90959 de 14/02/1985, por sua vez também revogado pelo Decreto nº 1832, de 04/03/1996, este último em vigor.

Segundo as Normas Técnicas para as Estradas de Ferro Brasileiras, aprovadas pela Resolução nº 43/66, de 01/04/1966, do Conselho Ferroviário Nacional, e editadas pelo Departamento Nacional de Estradas de Ferro do Ministério dos Transportes, no item 2.6.7 - Faixa de Domínio, “a faixa de domínio terá uma largura mínima limitada pela distância de 10 metros, contada a partir dos pés de aterro ou das cristas dos cortes, para cada um dos lados e nunca será inferior a 30 metros.”

A Lei nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979 – Dispõe sobre o parcelamento do solo urbano, e dá outras providências:

“CAPÍTULO II – Dos Requisitos Urbanísticos para Loteamento

Art. 4º - Os loteamentos deverão atender, pelo menos, aos seguintes requisitos:

III – ao longo das águas correntes e dormentes e das faixas de domínio público das rodovias, ferrovias e dutos, será obrigatória a reserva de uma faixa “non aedificandi” de 15 (quinze) metros de cada lado, salvo maiores exigências da legislação específica;”

É importante salientar que esta Lei não define “faixa de domínio”, mas sim obriga a existência de uma faixa “*non aedificandi*” adicional de quinze metros ao longo da faixa de domínio (que pressupõe estabelecida) da ferrovia.

O convênio celebrado em 11 de maio de 2004 entre o Governo Federal, por intermédio do Ministério das Cidades e o Ministério dos Transportes, com a Caixa Econômica Federal e a Rede Ferroviária Federal S.A. (RFFSA) – em liquidação, objetivando viabilizar a alienação de imóveis não operacionais pertencentes à RFFSA para utilização em programas de regularização fundiária e provisão de habitação de interesse social, bem como propor soluções para o reassentamento da população que se encontra em faixa de domínio (área operacional), cita, mas não define a faixa de domínio.

No Brasil, é bastante evidente a necessidade de definição da faixa de domínio e da sua largura, bem como a consolidação de norma fundamentada em critérios de danos em edificações, causados pela vibração produzida por trens em áreas urbanas.

CAPÍTULO III

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 Aspectos gerais da vibração produzida por trens em meio urbano

Inserção Urbana talvez seja o quesito onde reside o maior agravante para o problema da vibração induzida por trens em meio urbano. Com via totalmente segregada, os trens podem afetar a vida das áreas urbanas atravessadas, exatamente por separá-las.

Dentre os impactos causados pela ferrovia (ruído, vibração, ocupação de grandes áreas etc.), a vibração é o fenômeno mais complexo. Desde a implantação de uma ferrovia, por exemplo, haverá procedimentos que promoverão vibrações momentâneas ou constantes, como no caso da movimentação de máquinas pesadas, remoção da relva, abertura de cortes, execução de aterros e detonação de rochas.

Um problema de vibração, em geral, possui três elementos, isto é, a fonte, o trajeto e o receptor. No caso da vibração induzida por trens, o trajeto para atingir o receptor pode se dar pelo solo e pelo ar (Figura III.1).

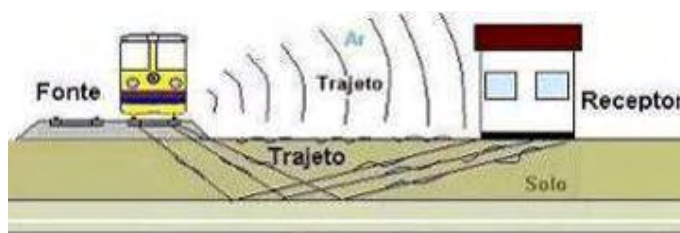


Figura III.1 – Os três elementos do problema da vibração em solo.

Compreender como cada um destes três elementos influencia na vibração é crucial no prognóstico e na mitigação do problema de vibração produzida pelo tráfego de trens em meio urbano. Cada um destes três elementos é discutido a seguir.

3.1.1 A fonte da vibração

Especificamente, para o estudo da vibração produzida por trens, a fonte da vibração é o conjugado trem-trilho.

A via permanente de uma ferrovia pode ser dividida em duas partes: superestrutura e subestrutura (Figura III.2).

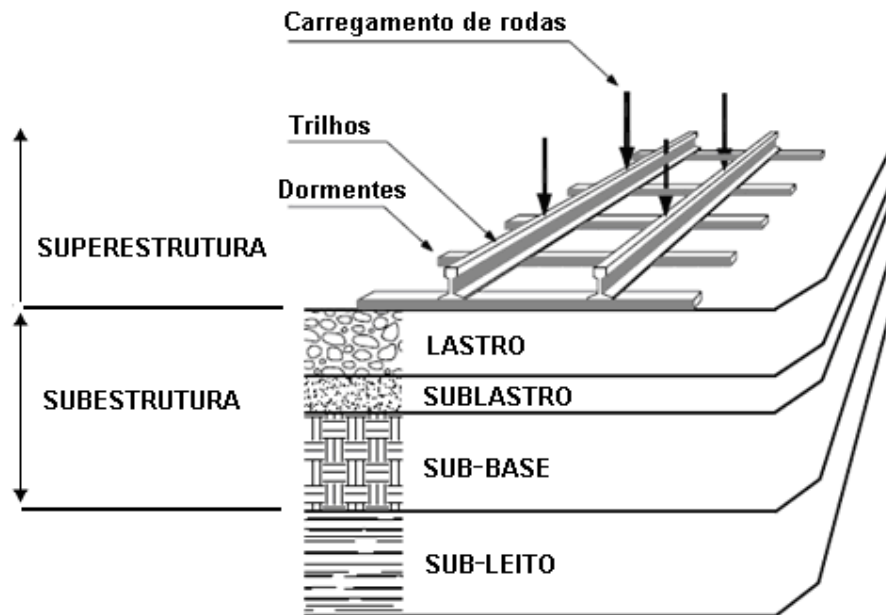


Figura III.2 – Modelo estrutural da via. Adaptado de: Selig e Waters (1994).

A superestrutura é composta por dois trilhos paralelos entre si, sobre uma série de dormentes, conectado por elementos de fixação conhecidos como grampos e por elementos de transição, denominados de palmilhas (OLIVEIRA, 2006). A subestrutura é, em geral, construída por camadas de material granular, horizontais e sucessivas: o lastro, na qual os dormentes se apóiam; e o sublastro e a sub-base, respectivamente, subjacentes à anterior.

A superestrutura viária deve cumprir duas funções: compor a superfície de rolamento para as rodas dos veículos ferroviários, servindo como guia, além de transmitir os esforços decorrentes do movimento desses veículos para a infra-estrutura viária, sendo o trilho o elemento responsável por cumprir estas duas funções (SEMPREBONE, 2006).

Segundo Rives et al. (1977 *apud* SEMPREBONE, op. cit.), o trilho, fundamento da via, é o elemento ativo da estrutura ferroviária e está submetido a diversas ações dinâmicas. Nas composições férreas, as cargas são estáticas, originadas pelo peso dos veículos, quando estes estão parados sobre a via.

Semprebone (op. cit.) afirma que, com o movimento dos veículos e os impactos das locomotivas, provocados por eventuais falhas nos trilhos, ocorre o desenvolvimento de ações dinâmicas verticais, quase instantâneas, de deformação dos maciços, que são propagadas em formas de ondas de tensão (sismos). Ou seja, a fonte da vibração é função da variação da carga do veículo ferroviário com o tempo e a intensidade dessas vibrações depende da qualidade das superfícies de rolamento.

Dawn e Stanworth (1979 *apud* BAHREKAZEMI, 2004), também, afirmam que a vibração no solo, especialmente em baixas frequências, depende da massa total do veículo e não apenas rigidez do eixo da roda (“*wheelset*”). Todavia, outros fatores podem influenciar na magnitude da vibração produzida pelo conjugado trem-trilho: o tipo veículo e a velocidade de tráfego (KUPPELWIESER e ZIEGLER, 1996; KIM e LEE, 2000; DAWN e STANWORTH, op. cit.; AUERSCH, 2006). Do tipo do veículo, pois, por si só parado, o trem produz vibração, devido ao motor da locomotiva. Quando em movimento, ocorrem as ações dinâmicas acima mencionadas, surgindo, então, a dependência em relação à velocidade de tráfego.

De acordo com Dawn (1983), as vibrações em solo produzidas por trens dependem da velocidade do mesmo e, em linhas férreas em bom estado de conservação, para velocidades acima de 30 km/h a relação vibração/velocidade reduz, isto é, quanto maior a velocidade do tráfego menor a produção da vibração. Dawn e Stanworth (op. cit.) afirmam que se o trem viajar mais rapidamente do que a velocidade da propagação da vibração em solo, a onda de tensão formada em solo afetaria seriamente os edifícios próximos.

Bahrekazemi (op. cit.) cita autores como Krylov (1995), Madshus et al. (1996), Bodare (1999), Jones et al. (2000) e Degrande e Lombaert (2001), que também reconheceram a velocidade do trem como um outro fator importante

que influencia a quantidade de energia transmitida ao solo adjacente à via férrea.

3.1.2 O fenômeno da propagação das ondas em solo

Segundo Dowding (1996), a propagação de ondas de vibração através do ar possui grande influência das condições climáticas (como direção do vento e temperatura do ar). A irradiação de ondas pelo ar pode, eventualmente, atingir os painéis de alvenaria e estruturas das edificações adjacentes e se propagarem através dos mesmos, causando vibração em paredes, pavimentos, coberturas e demais elementos comumente presentes como esquadrias e outros elementos (portas, objetos etc.), produzindo ruído secundário (*“structure-borne sound”*).

O ruído secundário está atrelado ao problema do conforto humano. De acordo com a ISO 2631-1 (1997), o corpo humano apresenta picos de sensibilidade em função da frequência da vibração em consonância com a aceleração seja na direção z (4 - 10 Hz) ou nas direções x e y (0,5 - 2 Hz).

Por não ser parte do tema desta dissertação, o problema do ruído secundário devido ao tráfego de trens não foi avaliado. Para o estudo proposto, somente foram consideradas as ondas propagadas através do solo.

As ondas de vibração podem chegar até as edificações através das fundações por propagação da vibração através do solo, sendo essa influenciada pelas propriedades do mesmo (HANNELIUS, 1974 *apud* BAHREKAZEMI, op. cit.).

Segundo Hannelius (op. cit.) a vibração em solo aumenta com a diminuição da massa de material sobre o elemento de solo e aumenta com a profundidade do estrato rochoso. Ainda, em meios estratificados, se a sua geometria o favorecer, as ondas podem concentrar-se ou somarem-se a outras refletidas, podendo medir-se maiores valores da vibração em pontos mais afastados da fonte. O autor afirma que a escala de frequência significativa para a vibração em solo está na faixa de 0Hz a 10Hz para solos coesivos (como as

argilas, por exemplo), e frequências superiores para solos não-coesivos (como os compostos de pedras, pedregulhos, cascalhos e areias).

Na maioria da literatura técnica especializada, a exemplo de Richart et al. (1970 *apud* SILVA, 2006), Lamb (1904) e Moreira (op. cit.), a modelagem mais usual para o solo em problemas de propagação de ondas é como sendo um meio elástico. O problema solo-estrutura é representado no regime permanente, sendo o solo admitido com um sólido semi-infinito, homogêneo, isótropo e submetido a uma fonte móvel harmonicamente excitada em sua superfície.

Lamb (op. cit.) afirma que quando ocorre um sismo, parte da energia propaga-se através do interior do semi-espaço (ondas de corpo) e a parte restante da energia desloca-se ao longo do plano (ondas superficiais). Na Figura III.3 observa-se uma base circular vibrando verticalmente e harmonicamente sobre um semi-espaço elástico e homogêneo, evidenciando a forma de propagação das ondas de corpo e de superfície.

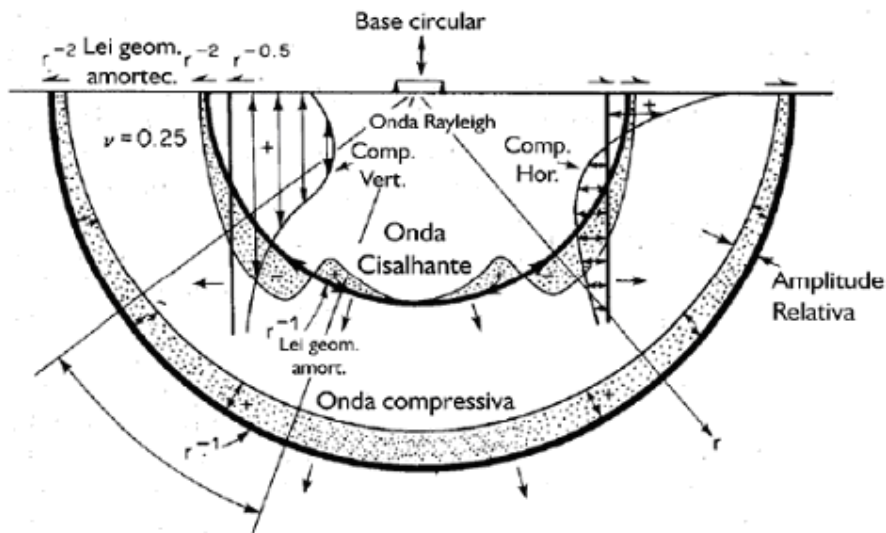


Figura III.3 - Propagação das Ondas P, S e Rayleigh em Meio Elástico e Homogêneo.

Adaptada de: Richart et al. (1970 *apud* SILVA, 2006).

As ondas de corpo se classificam em ondas P (Figura III.4a), com movimento das partículas na direção da frente de onda, e em ondas S (Figura

III.4b), com movimento das partículas no sentido perpendicular à direção de propagação.

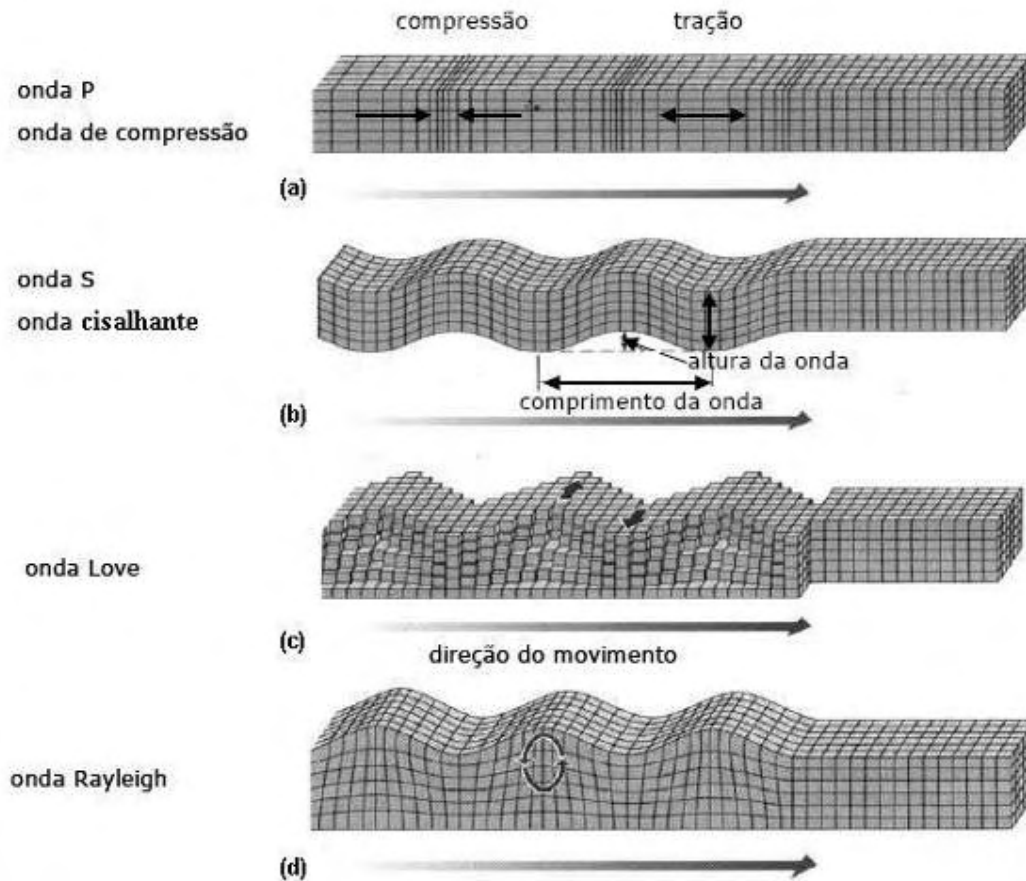


Figura III.4 – Tipos de onda: (a) Ondas P; (b) Ondas S; (c) Ondas L; (d) Ondas de Rayleigh. Extraído de: Blandón (2003).

As ondas P, também conhecidas por compressivas ou primárias, são assim chamadas por aparecerem primeiro após um distúrbio. As ondas-S, também conhecidas por cisalhantes ou secundárias, possuem menor velocidade do que as ondas P, aparecendo logo em seguida após um curto período sem deslocamentos, porém com maior energia. Estas duas ondas apresentam frente de onda semi-esférica, quando a fonte de excitação está na superfície, e esférica quando a fonte de excitação está no interior do solo.

Segundo Teixeira (2003) a velocidade da onda P é maior que a da onda S. O autor afirma que as velocidades destas duas ondas dependem fundamentalmente do meio por onde elas passam, em geral, quanto maior a densidade do meio, maior a velocidade das ondas sísmicas. Além das ondas

de corpo (internas) P e S, outra maneira de propagação de ondas de vibração é junto à superfície do solo, na forma de ondas superficiais. Estas podem ser de dois tipos: Love (Figura III.4c) e Rayleigh (Figura III.4d).

As ondas de Rayleigh e Love (L) correspondem a combinações e superposições das ondas de corpo P e S. Segundo Teixeira (op. cit.), as ondas Love, correspondem a superposições de ondas S, com vibrações horizontais, concentradas em camadas mais externas (superficiais) do solo. As ondas Love, são ondas que causam cisalhamento horizontal do solo e a sua energia é coagida a permanecer nas camadas superiores do solo, por ocorrerem por reflexão interna total, possuindo velocidade de propagação maior que as ondas de Rayleigh.

As ondas Rayleigh foram descobertas por Lord Rayleigh em 1885. De acordo com Richart et al. (op. cit.), este tipo de onda sísmica se propaga paralelamente à superfície do solo, sem transmitir energia para o seu interior, e sua amplitude decresce exponencialmente com a profundidade, limitando a propagação da energia a uma camada superficial equivalente a, cerca de, um comprimento de onda, o que torna seus efeitos expressivos, especialmente, em distâncias significativas da fonte produtora da vibração.

O movimento das partículas de solo induzido pela onda de Rayleigh descreve um movimento elíptico retrógrado, se assemelhando à onda marítima (elíptico progressivo).

Em estudo sobre a transmissão de ondas de vibração em solo, Woods (1968) afirmou que 67% da energia transmitida no solo estão carregadas por ondas de Rayleigh. A Tabela III.1 apresenta a proporção de energia entre as ondas de Rayleigh, ondas S e ondas P.

Tabela III.1 – Proporção da energia entre as ondas. Extraído de: Richart et al. (1970 *apud* SILVA, 2006).

Tipo de Onda	Energia Total (%)
Rayleigh	67
Onda S	26
Onda P	7

Bahrekazemi (op. cit.) cita trabalhos, como os de Dawn e Stanworth (op. cit.) e de Krylov e Ferguson (1994), onde os autores, discutindo a geração, a

propagação e a recepção das vibrações decorrentes, especificamente, do tráfego de trens, também reconheceram que a maioria da energia é carregada por ondas de Rayleigh.

Na literatura, são encontrados métodos clássicos de análise de propagação de ondas em um meio sólido, onde as seguintes equações matemáticas, extraídas de Viktorov (1967), são utilizadas para a determinação das velocidades de propagação das ondas:

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (1)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (2)$$

$$V_R = \frac{0,87 + 1,12\nu}{1 + \nu} \times V_s \quad (3)$$

Nestas equações, μ e λ são as constantes elásticas de Lamè, ν é o coeficiente de Poisson, ρ é a massa específica do material e V_p , V_s e V_R são as velocidades de propagação das ondas cisalhantes, compressivas e de Rayleigh.

Vários estudos (KIM E LEE, op. cit.; SILVA, op. cit.; ATHANASOPOULOS et al., 2000 *apud* SILVA, op. cit.; GOLDBERG et al., 1985; CASAGRANDE, 2006; e outros), têm sido empreendidos com o intuito de descrever desde as características da fonte da vibração até os efeitos produzidos nas edificações e pessoas, passando pela interação fonte - solo, propagação e atenuação das ondas no solo.

Kim e Lee (op. cit.), por exemplo, estudaram as características de propagação e atenuação de vibrações no solo para diversas fontes excitadoras. Segundo os autores, ambas as características dependem da fonte e das propriedades geotécnicas do solo.

Athanasopoulos et al. (op. cit.) descreve que a amplitude das ondas de vibração propagadas em solo é atenuada à medida que a distância em relação à fonte da vibração aumenta. De acordo com Silva (op. cit.), uma porção desta

atenuação é causada pela distribuição da energia de vibração sobre a crescente área da superfície da frente de onda. Este tipo de atenuação é conhecido como amortecimento geométrico ou amortecimento externo.

Os distúrbios causados pela vibração gerada na fonte são transmitidos pelas três principais ondas sísmicas (ondas de compressão, cisalhamento e Rayleigh). Por meio da monitoração de pontos a grandes distâncias da fonte da vibração, Goldberg et al. (op. cit.) observou que as ondas de compressão e cisalhamento possuem, na superfície do semi-espço (solo), amplitudes menores do que as ondas Rayleigh. O autor afirma que, para grandes distâncias, as ondas Rayleigh predominam sobre as ondas de compressão e cisalhamento, visto que estas últimas decaem mais rapidamente do que as primeiras.

Casagrande (op. cit.) representa a modificação das ondas de vibração, provocadas por explosivos, com a distância na Figura III.5, a qual apresenta a idéia de comparação do avanço e da amplitude dos diferentes tipos de ondas.

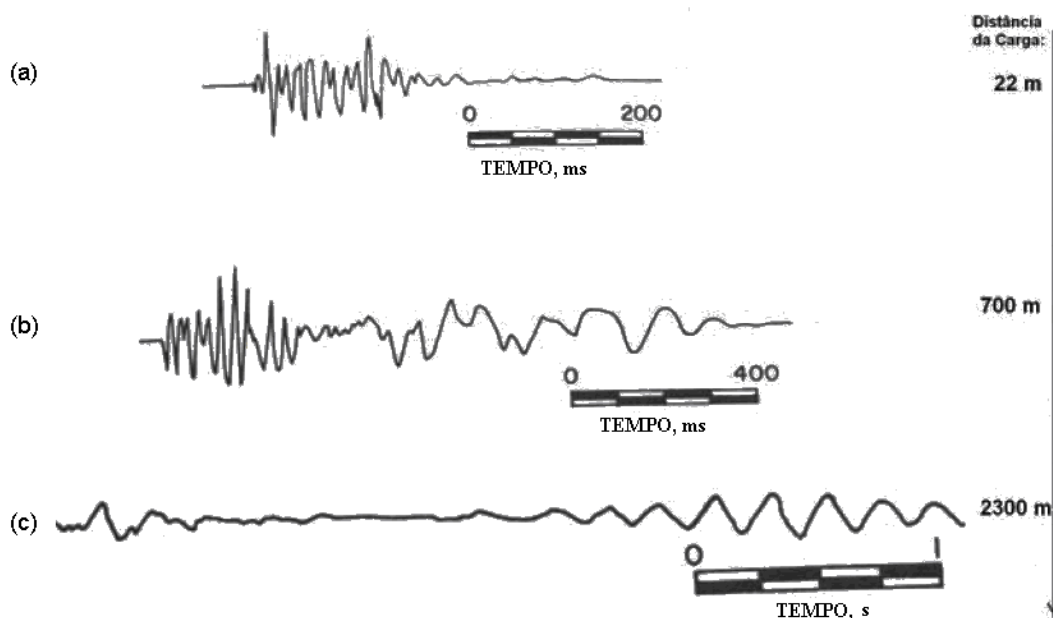


Figura III.5 – Exemplo gráfico de Modificação das ondas de Vibração ao longo da Distância e do Tempo. Extraído de: Casagrande (2006).

Observando a Figura III.5 (a), é difícil distinguir os diferentes tipos de ondas comentados. Já em maiores distâncias (700m e 2300m), como nas Figuras III.5 (b) e (c), respectivamente, verifica-se que a primeira parte do sinal

representa a chegada da onda compressiva (onda-P). Ocorre então o amortecimento destas altas frequências, surgindo as ondas de Rayleigh na segunda parte, com frequências mais baixas.

Segundo Richart et al. (op. cit.), sob solicitação harmônica, a variação da amplitude dos deslocamentos, devido à atenuação provocada pelo amortecimento geométrico, pode ser estimada a partir da Equação 4:

$$A_2 = A_1 \left(\frac{r_1}{r_2} \right)^n \quad (4)$$

Na Equação 4, A_1 e A_2 são as amplitudes de deslocamento nas distâncias r_1 e r_2 da fonte, respectivamente, $r_1 < r_2$, e n está relacionado à atenuação das amplitudes devido ao amortecimento geométrico.

O coeficiente de amortecimento geométrico pode ser determinado analiticamente avaliando-se o tipo de onda, o tipo de fonte e sua localização, como mostrado na Tabela III.2.

Tabela III.2 – Valores do Coeficiente de Atenuação Devido ao Amortecimento Geométrico. Adaptada de: Richart et al. (1970 *apud* SILVA, 2006).

Localização da Fonte	Tipo de Fonte	Onda Induzida	n
Superfície	Pontual	Onda de Corpo	2,0
		Onda de Superfície	0,5
	Linha Infinita	Onda de Corpo	1,0
		Onda de Superfície	0,0
No interior	Pontual	Onda de Corpo	1,0
	Linha Infinita		0,5

Enquanto o amortecimento geométrico ocorre devido à diminuição da densidade energética com a distância da fonte, outro tipo de amortecimento, o amortecimento interno ou amortecimento do material, acontece através da dissipação de energia pelo movimento das partículas.

O amortecimento interno pode ser representado de duas formas: amortecimento viscoso, onde as forças dissipativas são proporcionais à velocidade da vibração, ou o amortecimento histerético, no qual a dissipação deve-se ao comportamento não-elástico dos solos, acontecendo a partir de certo nível de deformações (SILVA, op. cit.). Ou, ainda, o amortecimento do material é, em geral, atribuído à perda da energia devido à histerese, porventura causada pelo deslizamento interno de partículas do solo (AMICK e GENDREAU, 2000).

O amortecimento do material no solo é função de vários parâmetros, incluindo: tipo de solo, umidade, composição mineralógica e temperatura. Solos argilosos tendem a demonstrar maior amortecimento do que solos arenosos (WISS, 1967).

Em areia molhada a atenuação é inferior que na areia seca, porque a água dos poros, entre as partículas de areia, absorve uma parcela significativa da energia de compressão e, portanto, estando as partículas de areia não sujeitas à compressão, as ondas não se atenuam por atrito (AMICK e GENDREAU, op. cit.). Todavia, segundo Richart et al. (op. cit.) a propagação das ondas de Rayleigh é insensível à presença ou ausência de água.

Na equação 5, conhecida como a equação de Bornitz (RICHART et al., op. cit.), além da atenuação provocada pelo amortecimento geométrico, também é considerado o amortecimento interno do material.

$$A_2 = A_1 \times \left(\frac{r_1}{r_2} \right)^n \cdot e^{-k \times (r_2 - r_1)} \quad (5)$$

$$k = \frac{2 \times \pi \times \xi}{V_R}$$

Na Equação 5 todos os parâmetros têm o mesmo significado dos da Equação 4 exceto pelo parâmetro k, sendo este uma relação envolvendo a razão de amortecimento viscoso do material ξ e a velocidade de propagação da onda Rayleigh (V_R).

3.1.3 O Problema da vibração em edificações

Autores como Athanasopoulos e Pelekis (2000, *apud* MOREIRA, op. cit.), demonstram preocupação com os efeitos da vibração, com relação tanto à segurança das estruturas, quanto ao conforto dos ocupantes. Os autores destacam que as origens de vibrações e seus efeitos sobre estruturas constituem-se objetos de grande interesse para dinâmica de solos e tem recebido considerável atenção durante as últimas décadas. Segundo Rainer (1984) a importância do estudo dos efeitos da vibração em edificações se dá, de forma crescente, devido ao acréscimo da busca por materiais de construção mais resistentes e sofisticados que resultam em estruturas mais leves e esbeltas. A leveza e esbeltez as tornam mais propensas às vibrações do que as anteriormente mais pesadas.

Como citado, uma das principais formas de indução da vibração ocorre por propagação de ondas elásticas através do solo, que chegam até os edifícios através das fundações. A vibração induzida pode ser transmitida às estruturas de edificações e, principalmente, a painéis, como lajes e paredes de alvenaria e, também, a componentes secundários, como revestimento, vidros das janelas e outros.

O problema da vibração em edificações é que, se a energia que atua nas fundações se situar numa gama de frequências coincidente com as frequências de vibração dos componentes construtivos e da própria estrutura, poderá conduzi-la a fenômenos de ressonância. Segundo Bacci et al. (2003a), pode-se dizer que um edifício sofre danos, se os efeitos dinâmicos provocados pelas vibrações sobrepõem-se aos efeitos estáticos, levando a uma superação das condições de resistência da estrutura.

Para Rainer (op. cit.) as edificações possuem certas intolerâncias às vibrações. De acordo com o autor, construções delicadas como, por exemplo, as de valor histórico, são frequentemente menos tolerantes às vibrações em relação às edificações mais recentes, devido aos tipos de materiais de construção utilizados.

Neste sentido, critérios e orientações para avaliação dos danos causados pela vibração, bem como os limites de níveis de vibração aceitáveis, pelos diferentes materiais construtivos e distintos complexos estruturais, são importantes na elaboração de um projeto de uma edificação ou na avaliação da adequação das estruturas já existentes a eventuais vibrações a que serão expostas.

3.1.3.1 Métodos de avaliação da vibração em edificações

Na maioria dos métodos disponíveis na literatura para avaliar a adequação de um edifício existente para uma utilização proposta ou ocupação, os níveis de vibração são medidos e, em seguida, comparados com os limites aceitáveis, propostos por normas. Se esses limites são ultrapassados, medidas corretivas são indicadas.

A restrição de níveis aceitáveis de vibração e os critérios adotados para avaliação da vibração são, em geral, especificados como um meio de restringir as amplitudes de vibração que são prejudiciais para as edificações ou para seus ocupantes ou para equipamentos sensíveis. Essa restrição também é uma forma de limitar as tensões em materiais construtivos frágeis ou de baixa resistência.

Na maior parte das recomendações a respeito do controle da vibração em edificações, considera-se na avaliação de danos estruturais, a frequência da vibração (BACCI et al., op. cit.).

Investigando a dinâmica estrutural, Dowding (op. cit.) demonstrou que as estruturas respondem de maneira diferente quando excitadas por vibrações de mesma intensidade e duração, mas que difiram na frequência principal. O autor exemplifica que, uma estrutura com frequência natural entre 1Hz e 10Hz, irá responder ao menos a 12 mm/s, com uma movimentação do terreno em frequência principal de 80 Hz. Ou seja, a 80 Hz é menos provável que a estrutura venha a se movimentar do que a 10 Hz. O reconhecimento da importância da frequência da vibração em estudos da dinâmica estrutural, demonstrada por Dowding (op. cit.), levou à necessidade de adotar uma

abordagem que inclui o monitoramento desta frequência. Dowding (op. cit.) e Mendes (2004) afirmam que determinadas faixas de frequências são danosas às estruturas civis, pois podem, eventualmente, corresponder aos valores da frequência natural dos edifícios residenciais, podendo causar o fenômeno da ressonância.

Para a avaliação da vibração em edificações (induzidas por propagação através do solo), são frequentemente utilizados os critérios de danos expressos em certas faixas de amplitudes das respostas (estimadas ou medidas), em termos de aceleração, velocidade ou deslocamento de partícula medida nos edifícios (nos pisos ou outros elementos estruturais) ou junto às suas fundações, sendo a velocidade expressa em valor máximo de pico ou eficaz (*Root Mean Square – RMS*), normalmente em mm/s.

Em geral, os critérios e identificação dos tipos de danos estruturais, devidos à vibração, são expressos em termos da velocidade pico de resposta ou, para o caso de vibrações induzidas por propagação de ondas no solo, pela velocidade de pico de partícula (*“Peak Particle Velocity” - PPV*).

Duvall e Fogelson (1962 *apud* Bacci et al., op. cit.) e Nichols et al. (1971), concluíram que os danos em edificações são proporcionais aos valores de PPV, isto é, danos em edificações poderiam ser bem correlacionados com o valor de PPV.

Por outro lado, Moreira (op. cit.) afirma que a observação e medições experimentais podem ser empregadas tanto para identificar as características dinâmicas das estruturas afetadas, quanto para identificar qualitativa e quantitativamente os efeitos das ações dinâmicas.

Em grande parte da literatura técnica e normas vigentes, as características da propagação das vibrações são avaliadas medindo experimentalmente o comportamento da partícula do solo em três direções (vertical, longitudinal e transversal, em relação à posição da fonte). Em presença de inúmeros obstáculos há refração e reflexão das ondas propagadas, e o movimento das partículas de solo é na verdade descrito em três dimensões (MOREIRA, op. cit.). Consequentemente ao monitorar a vibração na superfície deve-se tomar as três direções coordenadas a fim de

determinar o movimento real e identificar as características de propagação e atenuação das ondas.

Os equipamentos para medição e análise de vibrações podem incluir sensores de vibrações, condicionadores de sinal, aparelhos de gravação e, eventualmente, um analisador de espectro e *softwares* para avaliar os resultados.

A partir de dados experimentais obtidos, Bahrekazemi (op. cit.), Hao et al. (2001), Kim e Lee (op. cit.), Auersch (op. cit.), dentre outros, por meio de sistemas de medições de vibrações em 3D, utilizando sensores tais como acelerômetros, sismógrafos e geofones, analisaram os movimentos de partícula medidos e a principal componente de energia ($PPV_{máxima}$) no domínio da frequência.

3.1.3.2 Principais normas recomendadas para o controle da vibração em edificações

Os critérios de avaliação e limites aceitáveis da vibração em edificação podem ser desenvolvidos em benefício dos ocupantes, de equipamentos sensíveis ou para a própria edificação.

A International Organization for Standardization (ISO) publicou critérios de limites da vibração para ocupantes. Os limites de exposição humana à vibração são apresentados na ISO 2631 (1997) como uma função da frequência e do tempo de exposição transversal e longitudinal. Alguns modelos de avaliação da vibração em pisos também foram discutidos em Allen e Rainer (1975), bem como normas de saúde e segurança ocupacional. Entretanto estes e outros padrões estão fora da discussão desta dissertação, bem como os valores limites utilizados para avaliação dos efeitos da vibração em equipamentos, limites esses obtidos através dos seus fabricantes.

Segundo Bacci et al. (op. cit), algumas das normas de controle da vibração em edificações foram elaboradas com base em dados experimentais, analisando parâmetros como o tipo de construção e o material nela utilizados,

enquanto outras se fundamentam apenas em valores empíricos, mas todas apresentam valores conservativos.

Schillinger (1994, *apud* BACCI et al., op. cit.), comparando a norma alemã DIN 4150-3 e a norma norte-americana USBM RI8507 mostrou uma variação dos valores de PPV admitidos. A razão entre os valores admitidos da USBM RI8507 e a DIN 4150-3, para residências e monumentos históricos, mostra um fator 3 a 4 vezes maior para a norma americana, para frequências de excitação entre 1Hz e 100Hz, significando que as edificações dos Estados Unidos seriam de 3 a 4 vezes mais resistentes a cargas dinâmicas, que as construções européias. Portanto, o próprio autor não aceita essa hipótese e argumenta que as regulamentações possuem um caráter conservativo e não estão isentas de referências políticas (BACCI et al., op. cit.).

De acordo com Bacci et al. (op. cit.) tais referências, geralmente, estão concentradas na determinação da probabilidade de aceitação social da ocorrência de danos e incômodo (desconforto). Ainda segundo estes autores, atualmente, o incômodo aos seres humanos vem sendo até mais considerado que os danos em edifícios, embora com maior dificuldade para serem regulamentados, devido à sua subjetividade.

Bacci et al. (op. cit.) traz uma comparação das principais normas internacionais e recomendações existentes para o controle de vibrações induzidas pelo uso de explosivos em áreas urbanas. Estes autores comparam os diferentes valores de velocidade limites de partícula aceitáveis, para diferentes faixas de frequências, sugeridas nas principais normas internacionais (Tabela III.3).

Tabela III.3 – Valores de Velocidade de Vibração de Partícula e Frequência das Principais Normas Internacionais. Mínimos e Máximos Estabelecidos em Função do Tipo de Edifício. Extraído de: Bacci et al. (2003a).

Países	Velocidade (mm/s)		Frequências (Hz)	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
Alemanha	3	50	<10	100
Estados Unidos	12,7	50	<40	>40
Itália	3	50	<10	100

Suíça	10	90	8	30
França	2,5/4,0	75/15	<10/100	>10/100
Portugal	2,5	60	<10	>40
Suécia	18	70	<40	>40
Inglaterra	15	50	4	>40
Austrália	2	25	<40	>40
Índia	2	25	<24	>24
Brasil	-	15	-	>40

Na Alemanha, por exemplo, para freqüências inferiores a 10Hz (mínima) o valor limite de velocidade de partícula é de 3mm/s, já para a freqüência de 100Hz (máxima) este limite é de 50mm/s.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) criou a norma NBR 9653 (1986), que estabelece como limite para controle de vibração produzida por explosivos em edificações o valor limite de 15 mm/s de $PPV_{máxima}$. A norma brasileira estabelece que a resultante da velocidade de partícula (VR), calculada a partir da Equação 6, não deve ultrapassar o valor limite, para freqüências superiores a 40Hz:

$$VR = \left[(VL)^2 + (VT)^2 + (VV)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

Onde,

VR = velocidade resultante de vibração da partícula, em mm/s;

VL = velocidade de vibração na direção longitudinal, em mm/s;

VT = velocidade de vibração na direção transversal, em mm/s; e

VV = velocidade de vibração na direção vertical, em mm/s.

Porém, a NBR 9653 não classifica os diferentes tipos de estruturas civis. De acordo com Bacci et al. (op. cit), a norma brasileira restringe-se ao valor resultante da velocidade de vibração como parâmetro medido, o que a torna

limitada e deficiente em relação às normas internacionais. Os autores complementam que o valor definido pela ABNT como limite máximo de vibração é mais coerente com os estudos internacionais do que com a realidade das construções nacionais, já que a maioria das pedreiras, em áreas urbanas, é circundada por construções residenciais de baixa renda, na periferia dos grandes centros urbanos.

Tal fato pode, eventualmente, disfarçar a análise dos efeitos da vibração, ao passo que estas edificações podem, eventualmente, apresentar diversos tipos de problemas desde a sua construção. Problemas estes, como: quedas de rebocos, trincas e rachaduras de paredes, originados, não pelas vibrações, mas por outros problemas como os de recalque do terreno, infiltração de água e, ainda, pela má qualidade do material utilizado.

A Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental - CETESB, ligada à Secretaria do Meio Ambiente do Governo de São Paulo, criou um procedimento denominado “Mineração por explosivos” (D7.013 ABRIL/1992), que estabelece como limite para controle de vibração em edificações os valores de 3 mm/s, para PPV medida na componente vertical, e de 4,2 mm/s para a componente resultante (das três componentes), só que estes limites estão associados à resposta humana à vibração e não a danos em edificações.

As normas brasileiras não consideram os limites de frequência de excitação, associados aos limites de PPV, o que pode ser uma limitação, já que, como citado anteriormente, determinadas faixas de frequências são danosas às estruturas, podendo causar o fenômeno da ressonância.

A correlação de diferentes características do fenômeno da vibração é o caminho seguido pela maior parte das normas ligadas ao problema da vibração em edificações.

Apesar das normas DIN 4150-3 (1999) e a ISO 4866 (1990) terem sido concebidas para a análise dos efeitos de vibrações de curta duração, não cíclicas, são frequentemente adaptadas para a avaliação dos efeitos da vibração induzida pelo tráfego (vibrações intermitentes) e por máquinas (vibrações contínuas).

A ISO 4866 (1990) traz orientações para a medição de vibrações e para a avaliação dos seus efeitos em edificações. Muitos países europeus desenvolveram suas próprias normas, baseando-as na ISO 4866 ou relacionando-as a ela, a exemplo da norma inglesa BS 7385 (1990).

Goldberg et al. (op. cit.) investigaram diversas estruturas de edifícios sujeitas às excitações de base. Estes autores analisaram os problemas relativos a danos estruturais e citaram as especificações da ISO 4866, as quais gradua categorias de danos, na avaliação de vibrações em edifícios. De acordo com esta norma, a duração da força de excitação dinâmica é um importante parâmetro, assim como a frequência e a escala de intensidade de vibração.

Fatores relativos ao receptor (edificação), como o tipo e a condição (estado de conservação e ou degradação), idade, tipo de fundação, tipo de solo local e importância social (se hospital, escola, prisão etc.), são considerados na avaliação dos eventuais possíveis danos causados pela vibração. Pois, os valores limites do nível de vibração em solo não dependem apenas dos danos que a velocidade de vibração de partícula pode causar nas construções civis, mas também do tipo de construção (BACCI et al., 2003b).

A ISO 4866 propõe a seguinte classificação dos danos:

- Cosméticos: há a formação de pequenas fissuras na superfície de alvenarias ou o aumento de fissuras preexistentes em gesso ou alvenarias. Além disso, ocorre a formação de pequenas fissuras na argamassa das articulações (encontro de alvenarias e estruturas em concreto);
- Menores: ocorre a formação de rachaduras ou afrouxamento e queda de gesso ou partes do revestimento de alvenarias (descolamento de revestimento), ou fissuras em tijolos e blocos de concreto;
- Maiores: danos aos elementos estruturais da edificação, fissuras nos apoios, afrouxamento das articulações, abertura de rachaduras em alvenaria, etc.

Para a fonte da vibração, como uma ferrovia, a ISO 4866 propõe o registro de diferentes eventos, identificando-os de acordo com tipo de comboio (veículo de carga ou de passageiros, comprimento, peso etc.), indicando sua

velocidade de tráfego. Os registros devem ser obtidos para todos os 3 eixos (transversal, longitudinal e vertical), em pelo menos uma das medições locais. A opção pela omissão de algum eixo só poderá ocorrer mediante análise de experiências anteriores, para a mesma fonte e tipo de solo local, que apóiem essa decisão. O número e locação das medições (monitoramento da vibração) não são definidos. Os locais devem ser escolhidos a fim de abranger os pontos onde se pretende fornecer um diagnóstico/avaliação das condições dos níveis de vibração na edificação.

A BS 7385, que é baseada nos padrões da ISO 4866, descreve que a variação típica da resposta estrutural à vibração produzida pelo tráfego de trens é entre 0,2 e 50 mm/s. A norma adota que, para valores de PPV menores do que 12,5 mm/s, para qualquer das três componentes da velocidade de vibração, medida junto às fundações, a probabilidade da ocorrência de danos é pequena. Contudo, a norma não delimita quais os níveis são passíveis de provocarem danos.

Ao contrário da BS7385, a DIN 4150-3 não classifica os danos, mas, sim, limita faixas de valores limites de velocidade de vibração de partícula, em mm/s, considerando o tipo de estrutura civil (edifícios comerciais, habitações, monumentos e construções delicadas) e o intervalo de frequência, em Hz, os quais demonstram estarem os edifícios fora ou não do risco de danos.

As avaliações com a DIN 4150-3, baseiam-se no máximo valor absoluto da velocidade de pico dos sinais medidos (PPV), em mm/s. Para vibrações de curta duração, na DIN 4150-3 são estabelecidos limites entre 3 e 50 mm/s para o valor de pico de qualquer das três componentes da velocidade (vertical, longitudinal e transversal). Valores medidos abaixo dos limites são um indicativo de que não haveria danos à edificação. Tais limites variam conforme a tipologia dos edifícios (edificações industriais, habitações, edificações especiais) e as frequências predominantes da excitação. Na DIN 4150-3, três intervalos de frequências são considerados: valores menores que 10 Hz, valores entre 10 e 50 Hz e valores entre 50 e 100 Hz. Para habitações, na DIN 4150-3 os seguintes valores limites de velocidade de partícula, nos respectivos intervalos de frequência acima relacionados, são recomendados: 5 mm/s, 5 a

15 mm/s e 15 a 20 mm/s, avaliados na fundação da edificação, indicados na Tabela III.4.

Tabela III.4 – Valores de velocidade de partícula admitidos pela DIN 4150-3, utilizados na avaliação dos efeitos da vibração de curta duração em estruturas. Fonte: DIN 4150.

Tipos de Estrutura	Vibração na Fundação			Vibração em plano horizontal em pavimentos superiores Qualquer frequência
	Frequência (Hz)			
	1Hz a 10Hz	10Hz a 50Hz	50Hz a 100Hz	
Edifícios Industriais	20mm/s	20 a 40mm/s	40 a 50mm/s	40mm/s
Habitações	5mm/s	5 a 15mm/s	15 a 20mm/s	15mm/s
Edifícios delicados	3mm/s	3 a 8mm/s	8 a 10mm/s	8mm/s

Os valores, apresentados na Tabela III.4 e Figura III.6 são orientações para valores de PPV tanto nas fundações quanto em plano horizontal em pavimentos superiores da edificação.

Segundo a DIN 4150-3, para determinar qual dos intervalos de frequência, mostrados na Tabela III.4, é aplicável ao caso que se pretende analisar, deve ser tomada a frequência que ocorre dentro do intervalo de velocidade relevante. Valores medidos abaixo dos limites especificados na Tabela III.4 são considerados não danosos às estruturas civis.

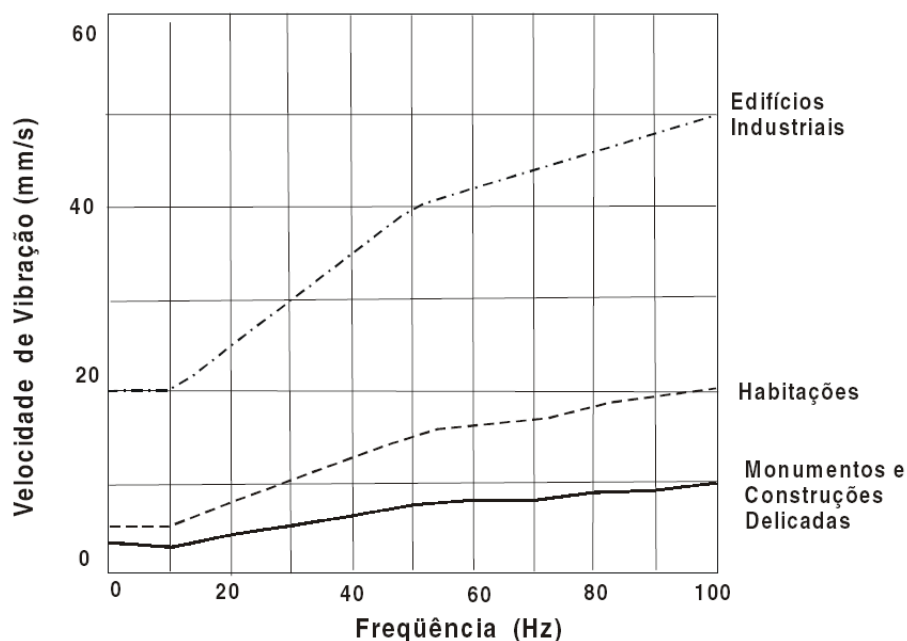


Figura III.6 - Valores de velocidade de vibração, em mm/s, em função da frequência em Hz e das características estruturais dos edifícios. Extraído de: Bacci (2003a).

Para a medição dos níveis de vibração nas fundações, os instrumentos devem ser colocados nas proximidades juntos do piso térreo que se pretende investigar, quer na base da parede exterior, sob a parede em si ou em alguma abertura (orifício) na mesma. O ponto de medição não deve ser superior a 0,5 m acima do solo. Os pontos de medição serão de preferência ao lado da estrutura sujeita à fonte de excitação (DIN 4150-3, op.cit.).

Durante a medição da vibração nas direções vertical (eixo-z) e horizontal (eixos-x e y, perpendicularmente uns aos outros) os registros devem ser com uma das direções de medição paralela a uma parede lateral do edifício. Para edificações com uma grande área (grandes vãos), medições simultâneas deverão ser realizadas em vários locais do piso.

Já para medições efetuadas nas fundações e no piso mais elevado da edificação, uma medida na direção vertical também pode ser realizada sobre o piso no qual se espera que a vibração seja mais intensa; neste caso, o ponto de medição deverá estar no centro do piso (DIN 4150-3, op.cit.).

A DIN 4150-3 chama a atenção para o fato de, mesmo que os valores limites aceitáveis sejam cumpridos, se danos que reduzem a funcionalidade do edifício ocorrerem, é de supor-se que outras causas poderão ser responsáveis. Ao contrário, também, exceder os valores limites não necessariamente induzirá

danos; os limites deverão ser significativamente ultrapassados. Para ambos os casos são necessárias mais investigações que abranjam conhecimentos sobre o efeito acumulado de cargas dinâmicas repetidas e outros agentes causadores de danos em edificações.

3.2 Considerações sobre o efeito acumulado de cargas dinâmicas repetidas em solo e em edificações

Nem sempre é possível partindo apenas das medidas de velocidade de partícula mensurar os efeitos dinâmicos que irão atingir as fundações das edificações, pois é necessária e importante a consideração das características próprias das vibrações, isto é, da frequência, da repetitividade e da duração do fenômeno.

A necessidade da consideração destas características da vibração para avaliar os efeitos sob estruturas foi enfatizada em uma série de publicações (Dowding, op. cit.; Medearis, 1977; Siskind et al., 1980; Svinkin, 1992; Crockett, 1980). Os autores abordam o tema dos efeitos de solicitações cíclicas sofridas pelos materiais e componentes de estruturas das edificações e, também, pelo solo. Todavia, nenhuma das abordagens abrange os mecanismos de formação de fissuras, especificamente, devido à vibração produzida pelo tráfego e transmitida através do solo, ao longo do tempo. Alguns destes autores apenas apontam para a probabilidade de existência do problema, mas não o abrangem de maneira detalhada. Por este motivo, o problema é discutido a seguir.

Segundo Hunaidi (2000), em alguns casos, quando um edifício é sujeito a vibrações produzidas por tráfego de veículos durante muitos anos, danos por fadiga (ou seja, causados por carregamentos repetidos) podem ocorrer se as tensões induzidas nas edificações forem suficientemente altas. De acordo com este autor, os elementos construtivos têm, normalmente, tensões residuais em consequência do movimento do solo, da umidade e dos ciclos de temperatura, manutenção pobre ou após remodelações e reparações. Consequentemente, os pequenos níveis de vibrações induzidos pelo tráfego poderiam provocar danos por acúmulo de tensões residuais.

Esta abordagem é especialmente importante para edifícios antigos. Rainer (op.cit) enfatiza que em edifícios antigos, a resistência dos materiais à vibração pode ser enfraquecida devido ao movimento da estrutura induzida pela movimentação das fundações. O fenômeno de ressonância pode aumentar o risco de danos em edificações com materiais sob grandes tensões que, segundo Moreira (op. cit.), é caso freqüente de paredes de edificações históricas, onde qualquer variação pequena de tensão pode causar danos.

Segundo Rainer (op. cit.) o sistema estrutural de edificações antigas pode ser complexo e de difícil avaliação, haja vista que as características resistivas dos materiais são pouco conhecidas. O autor afirma que os níveis admissíveis de vibração para estas estruturas devem ser definidos apenas depois de uma análise cuidadosa das circunstâncias. Pois, embora o comportamento em relação à fadiga seja razoavelmente bem compreendido para o aço, não é tão bem conhecido para outros materiais de construção. Segundo o autor, alguns países europeus estabeleceram os limites aceitáveis de níveis de vibração em edificações antigas (sensíveis) variando de 10 a 20% dos limites aplicáveis às novas construções. Tal procedimento pode ser utilizado como guia, para limitar o nível de vibração aceitável em edificações sensíveis (como as de valor histórico).

Ainda, Hunaidi (op. cit.) e Athanasopoulos e Pelekis (op. cit.) mencionam que a intensidade das vibrações induzidas e propagadas em solo, em conjunto com intempéries (alterações de temperatura, de umidade etc.), podem causar fissuras nas paredes e lajes de edifícios, sendo capazes até de induzir deformações permanentes (compactação) em solos arenosos, os quais podem ser seguidos por recalques de fundações e, conseqüentemente, podem gerar danos.

Determinados tipos de solo, são mais aptos (vulneráveis) a apresentar este tipo de fenômeno. Os solos arenosos fofos são particularmente suscetíveis à compactação quando submetidos à vibração (HUNAIID, op. cit.).

A DIN 4150-3 também alerta para o fato de que a vibração pode causar liquefação do solo, principalmente no caso de solos soltos de média densidade, solos não-coesivos, tais como areia e cascalho; isto também pode levar à

liquefação do solo de fundações, especialmente onde há vibração freqüente ou uniformemente graduada em areia ou solo próximo ao nível de águas subterrâneas.

Além da coesão entre os grãos, a proximidade de lençóis d'água favorece a propagação das ondas. Fortíssimas vibrações no solo podem ser encontradas em solo aluvião e argilosos com nível d'água próximo à superfície (Bachmann, 1995).

O efeito do nível de energia de compactação dinâmica do solo a diferentes distâncias da fonte da vibração foi estudado por Mayne (1985). Segundo o autor a energia diminui com a distância da fonte. Todavia, mesmo a grandes distâncias da fonte de vibração, as amplitudes induzidas na fundação das edificações ainda podem ocorrer, porém, normalmente, não espera-se causar danos estruturais (DIN 4150-3, op.cit.). Para que haja a indução de amplitudes de vibração a grandes distâncias da fonte, o solo tem de ser propenso à propagação de vibração (não coeso, como areia ou silte, por exemplo), bem como a vibração ser contínua ou freqüente.

Segundo Hunaidi e Gallagher (2001) os níveis de vibração produzida pelo tráfego (rodoviário ou ferroviário) raramente são altos o suficiente para ser a causa direta do dano, como rachaduras em paredes e tetos ou fissuras em fundações, embora possam contribuir para o processo de deterioração de outras causas. Todavia, Lacy e Gould (1985) reuniram relatos de casos com diferentes compactações de areias causados por bate-estacas. Segundo os autores, as compactações podem ocorrer tanto com impacto quanto por condução de vibrações. Para os autores, há evidências de que o impacto resulte em menores compactações do que vibrações conduzidas (propagadas através do solo). De acordo com os autores, a compactação do solo resulta de uma combinação complexa de amplitude de vibração, do número de repetições, das propriedades do solo e da posição do lençol freático. Os autores consideram, ainda, valor de PPV igual a 2,5 mm/s como um limiar de possíveis compactações significativas em solos vulneráveis.

Silva (op. cit.) cita trabalhos como os de Lai e Rix (1988), onde os autores investigaram algumas variáveis e fatores que influenciam o

comportamento dinâmico do solo. Estas variáveis e fatores foram divididos em externos e intrínsecos. Segundo o autor, as externas se referem às ações dinâmicas aplicadas ao material e incluem o tipo (harmônico ou transiente), magnitude, taxa e a duração do carregamento. Já variáveis intrínsecas são as características inerentes ao solo e inclui o tipo de solo, a granulometria, o estado de tensões em que está previamente submetido, o número de vazios e o histórico de tensões ao qual o solo foi submetido.

Silva (op. cit.) ainda relata estudos (como FOTI, 2000; LAI e RIX, 1988; LANZO et al., 1997; VUCETIC, 1994; ISHIBASHI e ZHANG, 1993), onde os autores afirmam que o comportamento do solo sob ações dinâmicas é, principalmente, influenciado pela magnitude das deformações cisalhantes impostas por estas ações.

Segundo Vucetic (op. cit. *Apud* Silva, op.cit.), existe um limite de deformações em que o solo se comporta como um material elástico. Este limite é chamado de limiar elástico da deformação cisalhante ("*linear threshold shear strain*"). Segundo o autor, deformações sofridas até este limite não acarretam perda da rigidez e o seu comportamento é considerado como praticamente elástico-linear. Nesse nível de deformações os solos coesivos (como a argila) não sofrem degradação com o aumento do número de ciclos das ações dinâmicas aos quais estão submetidos. Porém, nos solos não coesivos (como a areia), dependendo da magnitude das deformações, pode haver um acréscimo no módulo elástico com o aumento do número de ciclos da ação dinâmica (SILVA, op.cit.). Isto ocorre devido à compactação sofrida pela areia, aumentando sua rigidez, tornando-se, um fenômeno mais relevante em solicitações dinâmicas com um grande número de repetições, como em problemas de vibrações produzidas por tráfego de veículos.

3.3 Outros mecanismos de formação de fissuras em edificações

Outra questão é a discutida por Dowding (op. cit), onde a observação e importância dos pequenos danos cosméticos (como as micro-fissuras) são quase sempre esquecidas nas discussões de vibração induzidas, devido à irrelevância destes pequenos danos na estabilidade estrutural das edificações.

Os pequenos danos (como as micro-fissuras) ocorrem em menores níveis de vibração. Segundo Dowding (op. cit.), a distinção entre os danos causados por vibrações induzidas e os danos cosméticos naturais (por exemplo, devido à movimentação natural dos materiais construtivos) é extremamente difícil e morosa. Para tal, seria necessária a observação imediatamente antes e depois do evento produtor da vibração.

Segundo Thomaz (1989), as fissuras em edificações são provocadas por tensões oriundas de atuação de sobrecargas ou movimentações de materiais, dos componentes ou da edificação como um todo. Sob estes aspectos, o autor analisou, em seu estudo, os seguintes fenômenos: movimentações provocadas por variações térmicas; movimentações provocadas por variações de umidade; retração de produtos à base de ligantes hidráulicos; alterações químicas de materiais de construção; atuação de sobrecargas ou concentração de tensões; deformabilidade excessiva das estruturas; e recalques diferenciados das fundações.

Para Thomaz (op. cit.), os elementos e componentes de uma construção estão sujeitos a variações de temperatura, sazonais e diárias. Segundo ele, todos os materiais empregados nas construções estão sujeitos a dilatações com o aumento de temperatura, e a contrações com a sua diminuição. Essas variações repercutem na variação dimensional dos materiais (dilatação ou contração) e desenvolvem nos materiais tensões que poderão provocar o aparecimento de fissuras.

As fissuras provocadas por movimentações higroscópicas, ocorrem por variações dimensionais nos materiais porosos que integram os elementos e componentes da construção (THOMAS, op. cit.). A expansão e a contração do material ocorrem com o aumento do teor de umidade e com a diminuição desse teor, respectivamente. A quantidade de umidade (água) absorvida por um material depende da porosidade e da capilaridade, sendo a capilaridade a característica mais importante para este fenômeno.

Existem quatro formas de retração que ocorrem em produtos preparados à base de cimento (THOMAS, op. cit.): retração química, provocada por uma contração (cerca de 25%) do volume original da água; retração de secagem,

devido a evaporação da água durante a secagem, que gera forças capilares equivalentes a uma compressão isotrópica da massa, reduzindo seu volume; retração por carbonatação, devido a reação da cal com gás carbônico do ar, que gera redução no volume de material; e retração devida a perda de plasticidade do material, que ocorre durante a evaporação da água durante a pega ou da percolação da água de regiões mais pressionadas para regiões menos pressionadas.

Suscetíveis à deterioração por ação de substâncias químicas, segundo Thomaz (op. cit.), os materiais de construção podem sofrer alterações químicas indesejáveis que resultam, dentre outras coisas, na fissuração de componentes da edificação. Todavia, neste caso, as patologias manifestam-se mais em forma de lixiviação que na forma de fissuras. De acordo com Thomaz, a ação de sobrecargas (consideradas ou não no projeto estrutural) também pode produzir fissuras de componentes da edificação (como pilares, vigas e paredes), assim como a deformabilidade excessiva de componentes da estrutura (submetidos à flexão ou à torção).

Segundo Melo (1971, *apud* Thomaz, op. cit.), a capacidade de carga e de deformabilidade dos solos não são constantes e são função de fatores como: o tipo e estado do solo, disposição do lençol freático, intensidade da carga, tipo de fundação e cota de apoio da fundação, dimensões e formato do elemento de fundação, e da interferência de fundações vizinhas.

Sob efeito de cargas externas, todos os solos, em maior ou menor proporção, se deformam (THOMAZ, op. cit.). Caso as movimentações geradas por deformações do solo sejam diferenciadas ao longo do plano das fundações, tensões de grandes intensidades serão introduzidas na estrutura das edificações, podendo ocasionar trincas. Segundo Terzaghi e Peck (1967), o nível d'água pode afetar a tensão admissível e os recalques, sendo que um nível de lençol freático alto (logo abaixo da base da fundação) reduz em cerca de 50% o peso específico do solo, conseqüentemente ocorre a redução da tensão efetiva ao longo da profundidade e os recalques aumentam consideravelmente.

CAPÍTULO IV

PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Este capítulo aborda aspectos relativos aos procedimentos metodológicos utilizados para a concretização da dissertação, principalmente no que concerne aos métodos e modos de investigação utilizados, definição das variáveis, processo de coleta dos dados e das informações, procedimentos adotados para a realização de medições experimentais de níveis de vibração em solo e em edificações e tratamento dos dados.

4.1 Procedimentos de escolha, definição e delimitação da área de estudo

Para a escolha da área a ser caso de estudo desta dissertação, foi utilizado o critério de inserção urbana da ferrovia, isto é, a infra-estrutura ferroviária deveria estar circunscrita em meio urbano, não rural, além de apresentar características dos trens comuns ao cenário nacional.

Neste sentido, foi realizado levantamento das ferrovias de transportes de passageiros e de cargas nacionais localizadas em meio urbano, com base em informações e mapas fornecidos pelas operadoras e setores de órgãos federais ligados ao sistema nacional de transportes ferroviários (DNIT e ANTT). No levantamento foram observadas as características de ocupação do solo no entorno das ferrovias (proximidade das edificações lindeiras às ferrovias, verificando a existência de edificações localizadas a distâncias menores do que 15m) e caracterização do material rodante (tipos e modelos/marcas de vagões e locomotivas). Com base neste levantamento, foi possível proceder na escolha da área a ser caso de estudo, de modo que a ferrovia escolhida seja típica ao cenário ferroviário nacional.

Definida a área urbana a ser caso de estudo, foi delimitada a área onde foram realizadas as medições de níveis de vibração. Para esta delimitação, foram utilizados três outros critérios:

1. O trecho de ferrovia estar inserido em uma região aonde as edificações lindeiras apresentam potenciais problemas de fissuração;

Ou seja, as edificações podem, eventualmente, estar sujeitas aos eventuais possíveis danos causados pela vibração produzida e induzida pelo tráfego de trens naquela região.

2. O trecho de ferrovia apresentar variações de tipos de veículos em circulação e de carga transportada (trens com diferentes pesos).

Este critério baseou-se no fato de que o tipo, o peso e a velocidade do trem podem influenciar na magnitude da vibração produzida pelo conjugado trem-trilho (SEMPREBONE, 2006; KUPPELWIESER e ZIEGLER, 1996; KIM e LEE, 2000; DAWN, 1983; AUERSCH, 2006; BAHREKAZEMI, 2004; e outros);

3. O trecho de ferrovia estar inserido em uma área onde houvesse a possibilidade de comparação de medidas de níveis de vibração a diferentes distâncias da ferrovia.

Além destes critérios, optou-se pela escolha de locais que permitissem a realização de estudos geotécnicos (terrenos sem construções), isto é, locais que permitissem a avaliação do tipo de solo.

4.2 Procedimentos utilizados para caracterização das edificações lindeiras

Com o objetivo da identificação dos locais para a realização das medições de níveis de vibração, foram realizadas vistorias em edificações lindeiras ao trecho de ferrovia.

Seguindo os procedimentos adaptados da literatura (BUILDING RESEARCH ESTABLISHMENT - BRE, 1977 apud THOMAZ, 1989) e contemplando um diagnóstico geral do estado de conservação e grau de fissuração das construções, com as vistorias procurou-se identificar as distâncias entre as edificações e a ferrovia, o tipo de edificação afetada (se comercial ou residencial; padrão construtivo; número de pavimentos; dimensões de base; tipos de fundação) e caracterização das fissuras (espessuras, profundidades, extensões, localização etc.).

Para a caracterização dos tipos de construções e do nível de fissuração ao qual as edificações estão submetidas, o roteiro de investigação utilizado buscou identificar os seguintes aspectos:

- a) Incidência, configuração, comprimento, abertura e localização da fissura;
- b) Se a fissura aprofunda-se por toda a espessura do componente fissurado;
- c) Se fissura semelhante aparece em pavimentos adjacentes;
- d) Se fissura semelhante aparece em edifício vizinho;
- e) Se ocorreu alguma modificação profunda (como a ocorrência de grandes escavações, de construções com rebaixamento do lençol freático ou uso de bate-estacas ou explosivos, melhoramento de solos etc.) nas adjacências da edificação;
- f) Se no entorno da fissura aparecem outras manifestações patológicas, como umidade, descolamentos, manchas de ferrugem e de bolor, eflorescências etc.
- g) Se as fissuras manifestam-se preferencialmente em alguma das fachadas da obra;
- h) Se a abertura da fissura é constante ou se ocorre estreitamento numa dada direção;
- i) Se a fissura é acompanhada por escamações (destacamento de revestimentos) indicativas de cisalhamento.

Foram utilizadas planilhas (como em Apêndice A) para catalogação das edificações lindeiras e dos seus respectivos eventuais níveis de fissuração.

Por motivos de dificuldade de acesso ao interior das edificações, estas vistorias ficaram limitadas às fachadas, calçadas e muros e outros cômodos observáveis (como terraços e garagens), ou seja, locais inspecionáveis sem necessidade de autorização de proprietários para entrar nas edificações.

Em alguns casos, as fissuras foram observadas com auxílio de régua, com precisão de 0,5mm, a fim de mensurar o grau de abertura das fissuras.

Também, foi realizado um comparativo entre a incidência de fissuras nas edificações mais afastadas da ferrovia, a fim de avaliar a relação distância da fonte versus eventuais efeitos da vibração em edificações.

4.3 Procedimentos de caracterização física e operacional da ferrovia

Na ferrovia escolhida como caso de estudo desta dissertação, foi realizada investigação das características da fonte (tipo de veículo que produziu as vibrações, se pesado ou leve, se lento ou rápido, sua distância das edificações e sua velocidade). Além dos pontos de origem e destino da ferrovia, foram obtidas as suas características operacionais e construtivas, a fim de se estabelecer o plano de medições de níveis de vibração em edificações e em solo.

Foram avaliadas as características da ferrovia, como informações pertinentes à quantidade de estações em operação, a extensão total e parcial (entre estações) e seqüência de distribuição dessas estações ao longo da ferrovia. As características operacionais avaliadas dizem respeito ao fluxo ferroviário, ao intervalo entre os trens, à velocidade de operação no trecho - se a ferrovia está sendo operada com velocidade normal ou reduzida (por cautela ou problemas operacionais) e à identificação dos horários de pico e de vale e dos horários em que os trens trafegam mais vazios.

Para a caracterização operacional da ferrovia foi seguida a seguinte seqüência de coleta de dados, sobre o trecho entre as estações envolvidas:

- Levantamento da freqüência dos trens de passageiros e de carga (fluxo de tráfego, número de viagens por dia);
- Levantamento do número de passageiros por viagem e peso por viagem para os trens de carga.

Salienta-se que, para esta dissertação, as características das composições ferroviárias em operação na ferrovia em estudo serão apresentadas com abordagem meramente descritiva, sendo o detalhamento

realizado de maneira a caracterizar a fonte produtora da vibração. Não serão detalhadas as informações referentes às características mecânicas dos motores das locomotivas.

Para verificação das eventuais correlações existentes entre a fonte produtora e as amplitudes da vibração, foram necessárias investigações que abrangessem as características topográficas (identificando eventuais desníveis nos trilhos) e a existência de falhas nos elementos construtivos da ferrovia. Para tal foi realizado levantamento topográfico em planimetria e altimetria.

4.4 Procedimentos de caracterização do solo local

O programa de investigação, também, caracterizou-se pelo planejamento das ações destinadas à definição de aspectos geotécnicos do local, nomeadamente quanto às operações de amostragem, ensaios realizados *in situ* e no laboratório.

As ações destinadas à definição dos aspectos relacionados com a geotecnia local, foram:

- *In situ*: o ensaio Standard Penetration Test – SPT;
- Em laboratório: ensaio de cisalhamento direto, para a determinação da coesão e ângulo de atrito interno, massa específica e teor de umidade, a fim de permitir caracterizar com razoável precisão as características locais da propagação das ondas no maciço;

Com relação à obtenção dos parâmetros elásticos do solo (módulo elástico e coeficiente de *Poisson*), optou-se pela estimativa destes através de correlações com os ensaios SPT, encontrados na literatura técnica (KULHAWY e MAYNE, 1990).

4.5 Procedimentos de medição dos níveis de vibração e processamento dos dados

Para a avaliação dos níveis de vibração produzidos pelo tráfego de trens de superfície e induzidos nas edificações lindeiras, foram realizadas medições experimentais de níveis de vibração, em solo e edificações. Para tal, foram utilizados procedimentos padronizados por normas vigentes (ISO 4866 e DIN 4150-3) e procedimentos da literatura técnica especializada (BAHREKAZEMI, 2004; HAO et al., 2001; KIM e LEE, 2000; AUERSCH, 2006; e outros), sendo esses adaptados ao caso de estudo, devido aos tipos de equipamentos (caracterizados em capítulo posterior) disponíveis para a realização da pesquisa.

A investigação tomou em consideração a intensidade das vibrações, em termos de velocidade de pico de partícula máxima - $PPV_{máxima}$.

No processamento dos dados, foram seguidas as seguintes etapas:

a) A partir dos dados das medições de aceleração induzida pela vibração produzida pelo tráfego de trens, foram realizados procedimentos de integração do sinal da aceleração, propostos por Yang et al. (2006), para a obtenção dos valores de velocidade;

b) Obtenção do espectro de frequência, a partir da aplicação da Transformada Rápida de Fourier (NEWLAND, 1993) sob os valores de resposta de aceleração versus tempo medidos;

c) Verificação da faixa de frequência da aceleração produzida pelo tráfego de trens.

O processamento dos dados é abordado, com mais ênfase, em capítulo posterior.

Foram tomados os valores de $PPV_{máxima}$, obtidos nas medições e, então, estes foram comparados com os respectivos valores de PPV admitidos pela DIN 4150-3, na faixa de frequência verificada (constantes na Tabela 6), sendo àqueles medidos dentro da faixa de domínio adotada legalmente pela operadora da ferrovia tomada como caso de estudo.

Analizadas as características especiais que intervêm nos fenômenos ligados à produção e propagação das vibrações, foram realizadas discussões sobre os resultados obtidos nas medições e tiradas as conclusões acerca do diagnóstico da vibração produzida por trens e induzida em edificações.

CAPÍTULO V

APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Por questões didáticas na exposição dos resultados, neste capítulo, inicialmente, serão descritas as características da área de estudo, em seguida apresentados os resultados do levantamento das fissuras nas edificações, utilizados na escolha dos locais de realização das medições experimentais. Em seguida, serão apresentadas as características operacionais e construtivas da ferrovia, bem como os resultados das análises de eventuais irregularidades longitudinais e transversais existentes na ferrovia. Por último, são apresentados os resultados obtidos nas investigações do solo local e nas medições experimentais de níveis de vibração.

5.1 Caracterização da área de estudo

Em levantamento das ferrovias localizadas em meio urbano no Brasil, realizado com base em informações fornecidos pelas operadoras e setores de órgãos federais ligados ao sistema nacional de transportes ferroviários (DNIT e ANTT), foram identificadas as principais características (pesos e velocidade média de tráfego) do material rodante das ferrovias nacionais (Tabelas IV 1 e 2). Neste levantamento, foram observadas semelhanças quanto às velocidades médias de tráfego praticadas, tipo de tração do motor (diesel-elétrico ou elétrico), bem como nos pesos das locomotivas e dos vagões em circulação.

Tabela IV.1 – Características dos trens por concessionária de transportes de passageiros.

Concessionária	Sistema	Modal de Transporte	Velocidade Média(km/h)	Tração das Locomotivas	Locomotivas/Modelos	Pesos das Locomotivas (kg)	Vagões/Tipos	Pesos dos Vagões (kg)
CBTU - Companhia Brasileira de Trens Urbanos	Recife Linha1	Passageiros (compartilhada com a CFN)	33,18	Elétrica	-	-	-	-
	Recife Linha2		34,70	Diesel	-	-	-	-
	Belo Horizonte		37,7	Elétrica	-	-	-	-
	Salvador		40	Elétrica	-	-	-	-
	Natal		31	Diesel-Elétrica	-	-	-	-
TRENSURB - Trens Urbanos de Porto Alegre	João Pessoa	Passageiros	25,31	Diesel-Elétrica	ALCo – RS 8	75000	Pidner	35000
	Maceió		28,8	Diesel-Elétrica	-	-	-	-
	Porto Alegre		47	-	-	-	-	-
CPTM - Companhia Paulista de Trens Metropolitanos	São Paulo	Passageiros	40,8	Elétrica	TUE Budd-Mafersa- Série 1100;TUE Budd-Mafersa- Série 1400;TUE Budd-Mafersa- Série 1600;TUE CAF/ADTranz/Alstom- Série 2000;TUE CAF- Série 2100;TUE SIEMENS- Série 3000;TUE FNV/COBRASMA- Série 4400;TUE KAVASAKI- NIPPON-KINKI- Série 4800;TUE CCTM- Série 5000;TUE ACEC- Série 5500	Vairam de 40000 até 65000	Variam conforme composição da TUE - Trem Unidade Elétrico	Vairam de 29000 até 47900
CMPT - Companhia Metropolitana de Transportes Públicos	Teresina	Passageiros	30	Diesel	-	-	-	-
CENTRAL - Central Engenharia de Transporte e Logística	Rio de Janeiro	Passageiros	28	Diesel	-	-	-	-
SUPERVIA - Concessionária de Transporte Ferroviário	Rio de Janeiro	Passageiros	-	Diesel/Elétrica	-	-	-	-

Tabela IV.2 – Características dos trens por concessionária de transportes de cargas.

Concessionária	Sistema	Modal de Transporte	Velocidade Média(km/h)	Tração das Locomotivas	Locomotivas/Modelos	Pesos das Locomotivas (kg)	Vagões/Tipos	Pesos dos Vagões (kg)
Ferrovia Novoeste S.A.	São Paulo e Mato Grosso do Sul	Carga	-	-	-	-	-	-
Ferrovia Centro- Atlântica S.A.	Minas Gerais, Goiás, Distrito Federal, Bahia, Sergipe, Espírito Santo, Rio de Janeiro e São Paulo	Carga	-	a vapor, diesel e elétricas	-	-	-	-
MRS Logística S.A.	Minas Gerais, Rio de Janeiro e São Paulo	Carga	-	Diesel-Elétricas e Elétricas	ALCo - RS3;ALCo - RSD-12;GE-720-64t;GE-720-80t;GE-C26-7MP;GE-C30-7;GE-C30-7MP;GE-C30-8;GE-C36-E;GE-C36-ME;GE-C36-S7;GE-C44-EMI;GE-MX30-C;GE-SF30-C;GE-U20C;GE-U23C;GE-U23C1;GE-U23CA;GE-U30C;GE-U5B;GE-U6B;GM-SD18;GM-SD18-S;GM-SD38;GM-SD40/2;GM-SD40/3;HIT ACHI DI;HIT ACHI EL	Vairam de 100000 até 180000	-	-
Ferrovia Tereza Cristina S.A.	Santa Catarina	Carga	-	-	GM - G12; GM-GL8; GM-G22U	Vairam de 62000 até 80000	Plataformas, gôndolas, fechados, hooper.	-
ALL - América Latina Logística do Brasil S.A.	Rio Grande do Sul, Santa Catarina e Paraná	Carga	-	-	UL-M1;UG-M2;UL-M2;G22UC;GT-18;G26;G12;U5B;GL8;B12;BB33M;C30M P;C30-2;C30;GT-1;GT-2;GT-26;G22UB;U20C;U20C1;UG-M1	Vairam de 50000 até 165000	Gôndolas, tanques, Hopper, fechado, plataforma	-
CFN - Companhia Ferroviária do Nordeste	Maranhão, Piauí, Ceará, Rio Grande do Norte, Paraíba, Pernambuco e Alagoas	Carga (compartilha da com a CBTU)	-	-	GM-C12;ALCo-RSD8;GE-U10B;GE-U5B;GE-U8B	Vairam de 50000 até 120000	Gôndolas, tanques, Hopper, fechado, plataforma	-
FERROBAN - Ferrovias Bandeirantes S.A.	São Paulo, Minas Gerais	Carga	-	-	-	-	-	-
EFVM - Estrada de Ferro Vitória a Minas	Espírito Santo e Minas Gerais	Carga e Passageiro	-	-	-	-	-	-
Estrada de Ferro Carajás	Pará e Maranhão	Carga	-	-	-	-	-	-
FERROESTE - Estrada de Ferro Paraná Oeste S.A.	Paraná	Carga	50	-	-	-	-	-
FERRONORTE S.A. - Ferrovias Norte Brasil	Mato Grosso do Sul e Mato Grosso	Carga	-	-	GE C44W-9	90.000kg	-	-

Também, no referido levantamento, através dos mapas das ferrovias, obtidos junto ao DNIT, ANTT e concessionárias, foi constatado que a presença de edificações às margens das ferrovias é fato comum. Além disso, em diversas localidades, foi possível verificar vários trechos onde a proximidade entre as edificações e as ferrovias encontram-se no limiar ou em distância inferior à recomendada pela faixa de domínio (de 15 m).

Com base neste levantamento e levando em consideração questões logísticas para a realização das medições, foi escolhido um trecho de ferrovia típico ao cenário ferroviário brasileiro. Esta ferrovia atende a população da Região Metropolitana de João Pessoa, uma cidade de médio porte do Nordeste do País, sendo utilizada tanto por trens de passageiros quanto de carga. Cabe observar que neste trecho havia edificações lindeiras onde foi verificada incidência de fissuração nas fachadas.

O sistema de transporte ferroviário da região encontra-se sob a responsabilidade da CBTU, na administração da STU/JOP, e da CFN, respectivamente.

Considerando como ideal a tomada de medidas com o trem trafegando em velocidade operacional normal ao longo de cada trecho, foram, previamente, avaliados e descartados os trechos da ferrovia com problemas operacionais ou em obras que impedissem a livre circulação dos trens nas suas velocidades normais.

A malha ferroviária da Região Metropolitana de João Pessoa, inaugurada em 1881, possui extensão total de 30 km, doze estações e atende aos municípios de Santa Rita, Bayeux, João Pessoa e Cabedelo (Figura IV.1).

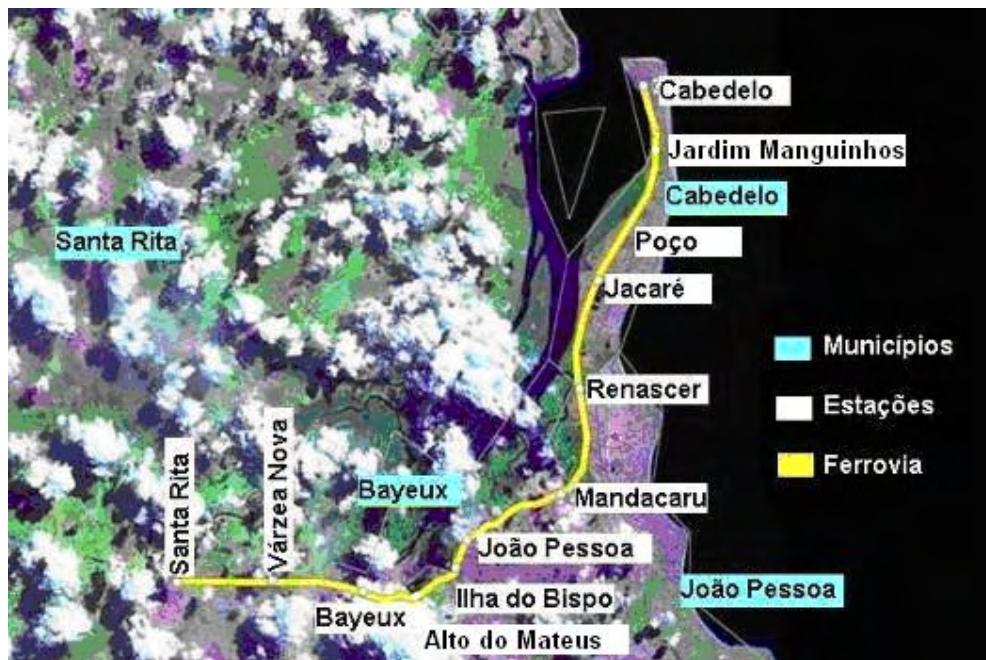


Figura IV.1 - Malha do sistema de transporte urbano ferroviário da Região Metropolitana de João Pessoa. Adaptado de: www.joaopessoa.cbtu.gov.br (2007).

Especificamente, no trecho de ferrovia que interliga os municípios de Cabedelo e João Pessoa é encontrado um processo de fissuração em elementos estruturais e de vedação em edificações nas margens da via. Suspeita-se que o tráfego de trens possa ser causa das patologias encontradas no local.

Em operação desde 1889, quando foi inaugurado, o trecho, Cabedelo – João Pessoa, possui 18km de extensão e, em relação aos demais trechos da ferrovia, possui maiores distância entre as estações, a maior parte do trajeto é retilínea e possui maior número de passagens de nível.

5.2 Escolha dos locais de realização das medições de níveis de vibração

Devido às características da Região Metropolitana de João Pessoa, o intervalo entre trens varia de 5 a 51 minutos, conforme a estação e o horário de pico ou de vale, pois os trechos entre as nove estações são longos, entre 2 e 8 km, demandando longo período de tempo para completar um trajeto. Isto implicou na seleção de apenas um dos intervalos entre estações, para a realização do estudo: o compreendido entre as estações Cabedelo e Jacaré

(Figura IV.2, em vermelho). Salienta-se que, no período da pesquisa, havia nove estações, excluindo as estações Poço, Alto do Mateus e Jardim Manguinhos, inauguradas em período posterior à coleta de dados do estudo.

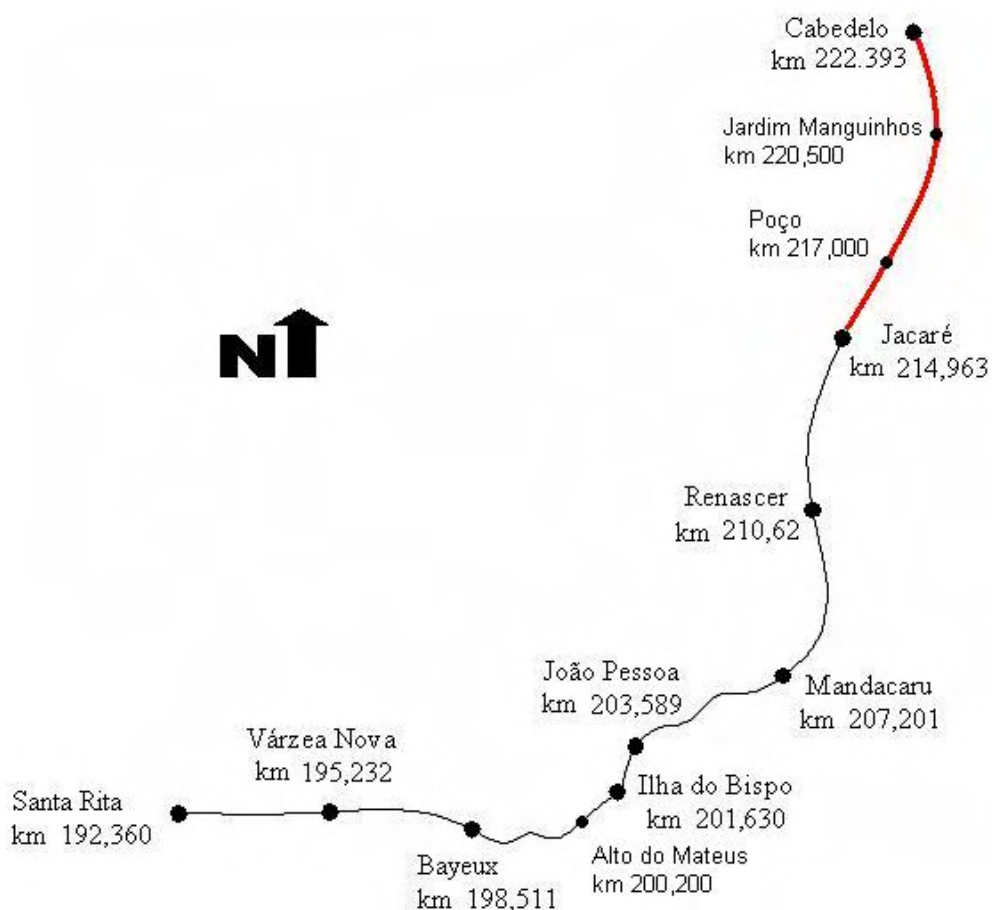


Figura IV.2– Croqui do traçado da localização das estações na malha ferroviária da Região Metropolitana de João Pessoa.

Neste trecho de, aproximadamente, 7,5km, foram realizadas visitas de inspeção visual nas edificações lindeiras. Observou-se, no imediato entorno da via férrea, um grande número de edificações com fissuração nas calçadas, muros e fachadas. Em edificações localizadas a maiores distâncias da ferrovia e sujeitas as mesmas condições de intempérie, as edificações apresentaram incidência de fissuração substancialmente inferior ao observado nas edificações mais próximas. Suspeitou-se, pois, que o tráfego de trens poderia ser a principal causa das patologias identificadas no local.

Com base nestas inspeções, no trecho entre as estações Cabedelo e Jacaré, limitou-se uma “área crítica”, sob o ponto de vista da incidência de fissuração em edificações, no Bairro de Camalaú, em Cabedelo. Esta “área crítica” tem como limites: no sentido norte-sul, entre a Rua Juarez Távora (no final do muro de proteção do pátio de manobras da Estação Cabedelo) e a Rua Presidente Juscelino Kubitschek; no sentido leste-oeste, a Rua Siqueira Campos (edificações localizadas a oeste) e a Rua Cleto Campelo.

A “área crítica” (em amarelo, na Figura IV.3) possui cerca de 500 metros de extensão ao longo da ferrovia e 150 metros de largura, contemplando as edificações localizadas nas margens da ferrovia (com distâncias entre 18 m e 25 m, para cada lado), e edificações localizadas adjacentes à quadra margeante (com distâncias até 150 m da ferrovia).



Figura IV.3 - Delimitação da área de realização das vistorias. Fonte: Google Earth.

No local, existem edificações residenciais e comerciais, sendo o primeiro tipo predominante. As edificações existentes são de alvenaria, sendo construídas sob fundações rasas (tipo radier), com padrões de revestimentos variados (como reboco, cerâmica, entre outros). Com relação ao período de construção das edificações, segundo informações dos proprietários, existem tanto residências recém-construídas como residências construídas a mais de 90 anos.

As distâncias entre a ferrovia e as edificações variam:

- No lado leste da Rua Cleto Campelo: entre 18m e 25m;
- No lado oeste da Rua Cleto Campelo: entre 12m e 18m;
- No lado oeste da Rua Siqueira Campos: entre 84 e 145m.

A Figura IV.4 mostra uma vista geral das ruas situadas na região de estudo, com detalhe da localização da ferrovia (Figura IV.4a). É possível observar a infra-estrutura de calçamento, existente nos dois logradouros.



Figura IV.4 – (a) Vista da Rua Cleto Campelo, detalhe da locação da ferrovia; (b) Vista da Rua Siqueira Campos.

Durante as vistorias foram descartadas edificações que: a) apresentam padrões construtivos muito inferiores aos das demais edificações selecionadas (por exemplo, de taipa); b) apresentam padrões construtivos diferenciados (por exemplo, galpões de fábricas); c) apresentam problemas estruturais (por exemplo, a iminência de parcial ou total desabamento).

Observou-se que as edificações localizadas em distâncias entre 84 m e 150 m (a uma quadra de distância da ferrovia) não apresentaram fissuras. Nas

edificações com distâncias de 25 m até 84 m da ferrovia (pertencentes à quadra margeante da ferrovia), somente 27 % das construções vistoriadas apresentaram alguma incidência de fissuras nas fachadas (Tabela IV.3). Em edificações mais próximas à ferrovia, com distâncias até 25 m, 68% das construções vistoriadas apresentaram algum nível de fissuração (Tabela IV.3).

Tabela IV.3 – Levantamento de fissuração em edificações lindeiras.

Distância da ferrovia	Até 25 m	De 25 m até 84 m	De 84 m até 150 m
Número de edificações existentes	71	48	52
Número de edificações vistoriadas	44	48	52
Edificações que apresentaram algum grau de fissuração	30	13	0

Os elementos construtivos mais afetados com as fissuras foram pisos e calçadas, com 20% de incidência, meio de paredes de alvenaria e encontros de portas (17% cada) e encontros de janelas e topo de paredes de alvenaria (com 13% e 12%, respectivamente). (Figura IV.5)

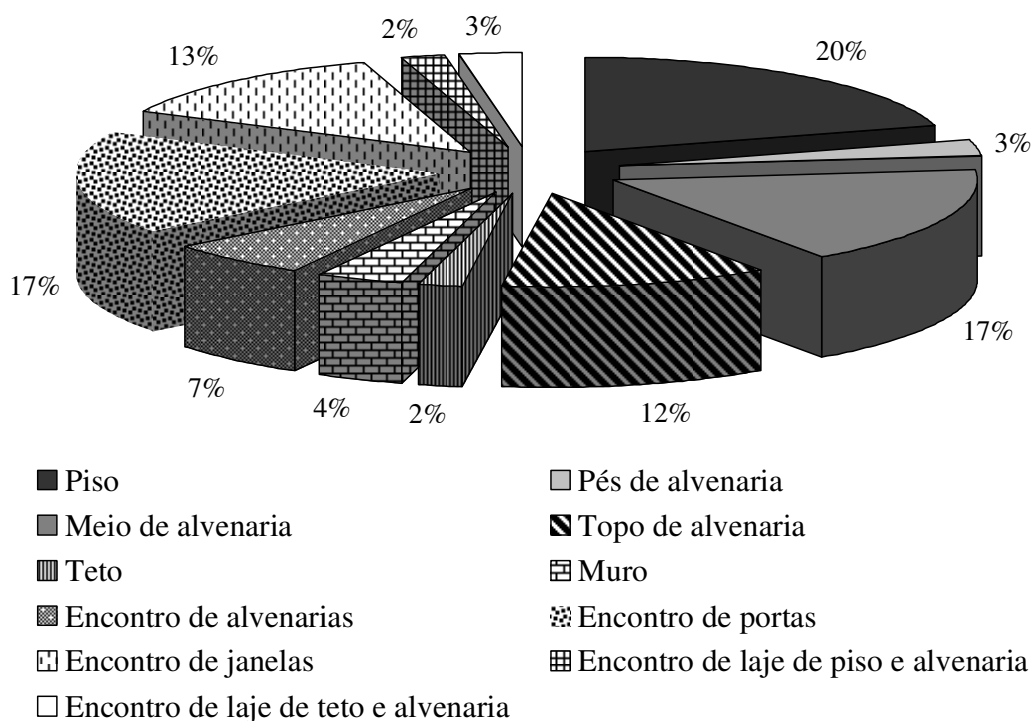


Figura IV.5 – Distribuição de ocorrência de fissuras.

Na Rua Cleto Campelo observou-se que 68% das edificações vistoriadas apresentam algum nível de fissuração. Destas 56% apresentam incidência de fissuras em mais de uma região/elemento construtivo.

A maioria das fissuras possui comprimentos menores que 50 cm (94%) e aberturas inferiores a 0,5 mm (80%). Estes dois parâmetros são importantes para o diagnóstico do nível de fissuração do local, não somente por caracterizarem a intensidade na formação das fissuras, mas, também, por trazerem informações intrínsecas sobre as idades das fissuras.

Segundo Thomaz (op. cit.), a localização da fissura pode ser um indicativo das causas e do processo de formação da mesma. Por exemplo, a aproximação da fissura de um elemento da estrutura da construção (vigas, pilares, fundação), pode indicar movimentação do elemento estrutural, o que apontaria para um diagnóstico de sobrecarga, recalque de fundação ou movimentação térmica do elemento. Também, se a fissura localizar-se em meio de alvenaria, as possíveis causas seriam: variações de umidade, atuação de sobrecargas ou concentração de tensões (por exemplo, devido à recalques de fundação corrida) ou retração de produtos à base de ligantes hidráulicos.

Segundo a localização das fissuras nos elementos das edificações, a maioria das fissuras é observada em meios de alvenarias (36%) e em pisos e calçadas (29%), seguidos por topo de alvenarias (21%). As Figuras IV.6 e Figura IV.7 apresentam alguns casos de fissuras em calçadas e em alvenarias, respectivamente.

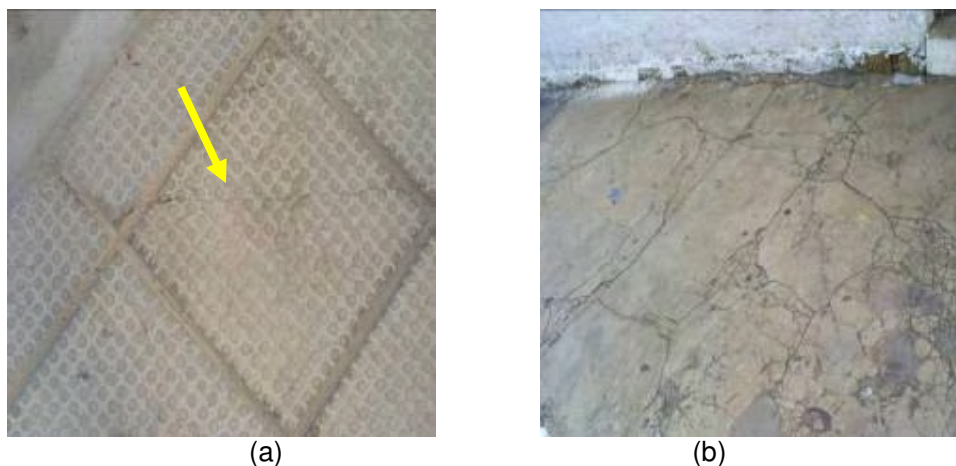


Figura IV.6 – Fissuras em calçadas.

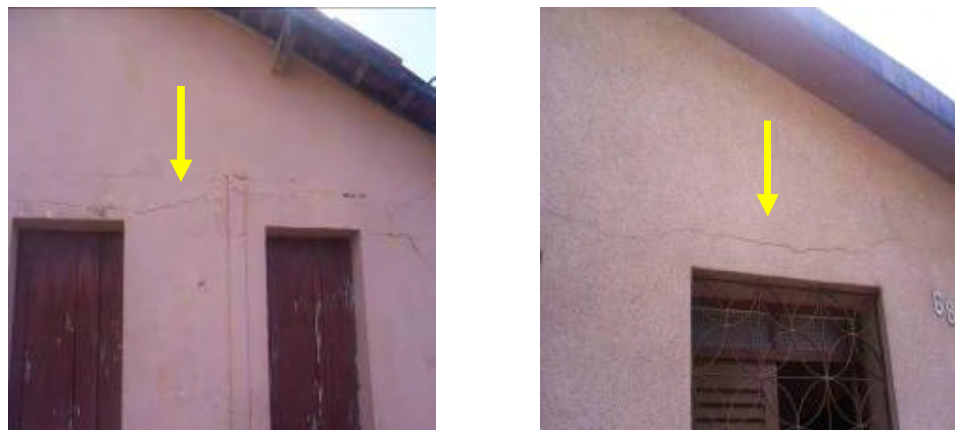


Figura IV.7 – Fissuras horizontais, em alvenarias.

A incidência das fissuras em outros ambientes externos das edificações, também, foi observada. Verificou-se que 66% das edificações apresentam fissuras não somente nas fachadas e muros, mas, também, em ambientes mais internos da edificação, como terraços e garagens, os dois últimos cobertos (livres da incidência direta dos raios solares).

Na Figura IV.8 é possível verificar exemplos da incidência de fissuras em encontros de alvenarias e janelas. Nesta situação, foram observados cerca de 90% de casos de fissuração.

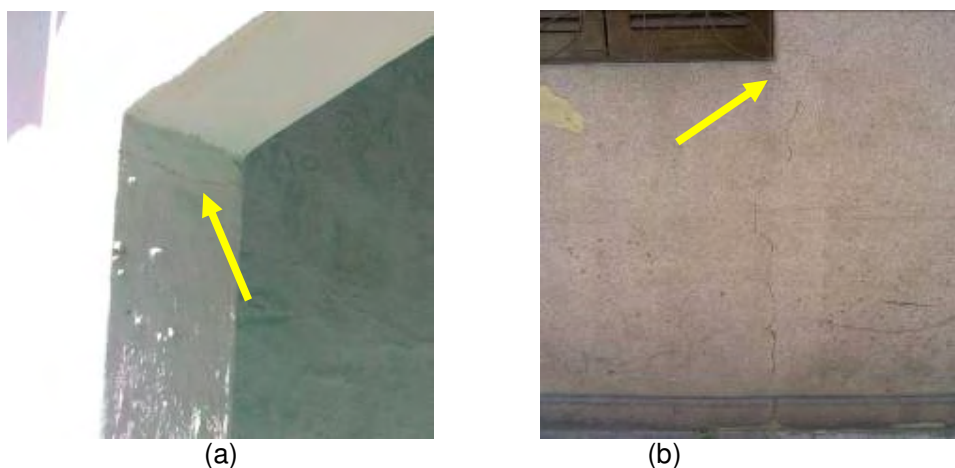


Figura IV.8 – Fissuras em encontros: (a) de alvenarias; (b) de janela.

Segundo Thomaz (op. cit.), as fissuras verticais e horizontais podem ser provocadas por movimentações devido a variações térmicas, movimentações provocadas por variações de umidade, atuação de sobrecargas ou

concentração de tensões, deformabilidade excessiva das estruturas, recalques diferenciados das fundações ou, ainda, a retração de produtos à base de ligantes hidráulicos.

Para a formação de fissuras do tipo inclinadas, as possíveis causas, segundo Thomaz (op. cit.), seriam movimentações devido a variações térmicas em lajes de teto, atuação de sobrecargas ou concentração de tensões ou a recalques diferenciados das fundações. Cerca de 49% das edificações apresentam configuração das fissuras na vertical, 43% na horizontal e 8% inclinadas.

Algumas edificações apresentam fissuras em revestimentos cerâmicos. Neste tipo de revestimento foi observada uma grande incidência em regiões mais próximas do piso e nos encontros de portas e janelas (Figura IV.9). Salienta-se que grande parte destas fissuras possuem descontinuidades, tanto em abertura quanto em profundidade.

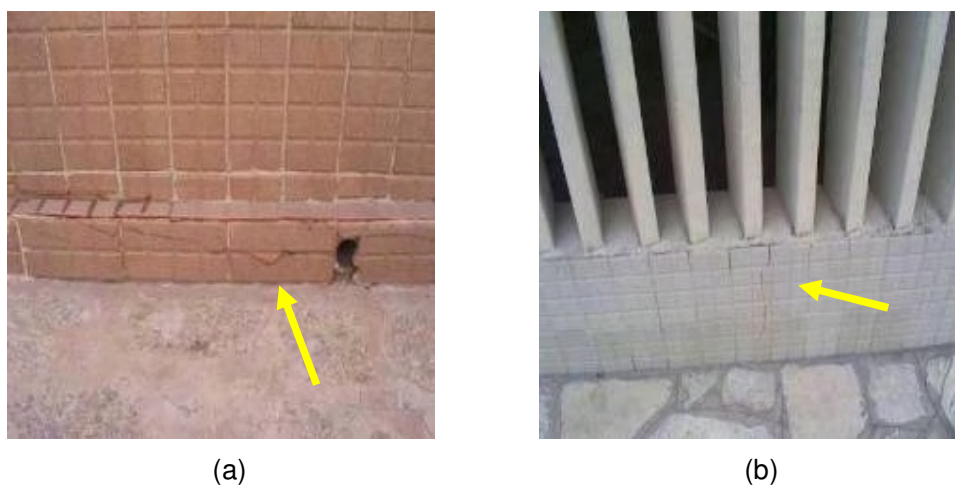


Figura IV.9 – Casos de fissuras em revestimentos cerâmicos: (a) Fissura horizontal; (b) Fissura vertical.

Assim como o comprimento e a abertura, a profundidade das fissuras traz informações acerca da intensidade na formação das mesmas. A continuidade na profundidade da fissura aponta para uma formação lenta e ou gradativa da fissura (Thomaz, op. cit.). Ao contrário, a descontinuidade na profundidade pode assinalar uma formação súbita da fissura. Através de observações visuais foi notado que 70% das fissuras possuem descontinuidade no aprofundamento.

Já o estreitamento da fissura em uma dada direção pode, segundo Thomaz (op. cit.), eventualmente, ser indicativo de movimentações diferenciadas do material construtivo ou movimentação diferenciada da própria estrutura (dos seus elementos estruturais). Em 55% dos casos de fissuras catalogados foi observado estreitamento em uma dada direção da fissura.

Também foi observada a incidência de outras patologias. 90% das edificações da Rua Cleto Campelo apresentam problemas de umidade no revestimento e 10% apresentam problemas de descascamento de pintura.

Salienta-se que os problemas de umidade observados não aparentam ter relação com infiltrações devidas a vazamentos, mas sim com a absorção das águas externas (como as de chuvas) pelos materiais de revestimento ou pinturas (Figura IV.10).



Figura IV.10 – Outras patologias encontradas: (a)umidade; (b) descascamento de pinturas.

Para a Rua Siqueira Campos, somente, 27% edificações apresentam alguma incidência de fissuras nas fachadas. Sendo que 67% das fissuras encontradas possuem abertura menor que 0,5 mm. Neste logradouro, foi observada uma maior incidência de fissuras em muros (58%).



(a)



(b)

Figura IV.11 – Fissura vertical em muro, com: (a) abertura descontínua; (b) abertura contínua.

Segundo Thomaz (op.cit.), o tipo de fissura, observada na Figura IV.11(a), na vertical e de corpo de alvenaria, são causadas por movimentações térmicas.

Através do levantamento, foi observada uma maior incidência de fissuras nas edificações mais próximas à ferrovia (na Rua Cleto Campelo), do que nas regiões mais afastadas (na Rua Siqueira Campos). A área de maior incidência de fissuras em edificações, apresentada na Figura IV.12 (em vermelho), está localizada na extensão da Rua Cleto Campelo, com cerca de 25.000m² de área.



Figura IV.12 – Região com maior incidência de fissuras. Fonte: Google Earth.

O fato da incidência de fissuras ser maior nas edificações mais próximas à ferrovia, reforça a hipótese de que a vibração produzida pelo tráfego de trens de superfície possa ser a causa do alto índice de fissuração nessas edificações. A fim de verificar esta hipótese, esta área foi então escolhida para realização de medições experimentais de níveis de vibração.

5.3 Caracterização operacional e construtiva do trecho de ferrovia

A coleta de informações sobre os horários e frequências dos trens de passageiros e de carga, foi realizada junto à Superintendência de Trens Urbanos de João Pessoa - STU/JOP e CFN, de maneira a caracterizar as frequências das cargas produzidas na ferrovia durante o trajeto e facilitar a realização de etapas posteriores.

Para os trens de passageiros, as informações foram, oficialmente, solicitadas, junto à STU/JOP as planilhas com dados de volume de passageiros, com mês, dia e horário de partida dos trens das estações e total de passageiros por viagem. Já para os trens de carga, foram solicitados, junto à CFN, dados referentes às cargas transportadas (de acordo com a necessidade da pesquisa).

Como citado, anteriormente, o tipo do material rodante e suas características possuem influência na geração de vibração. Conseqüentemente, foi necessária a caracterização das composições ferroviárias. As informações necessárias para esta caracterização também foram coletadas junto à STU/JOP e CFN.

A via permanente, no trecho em estudo (na altura do Km 221 da ferrovia que atende a Região Metropolitana de João Pessoa), possui as seguintes características construtivas:

- Linha singela em bitola métrica (1,00m);
- Lastro em pedra britada, com altura aproximada de 0,15 m relação ao solo adjacente;
- Faixa de domínio aberta (com exceção nos trechos das estações, onde são muradas);
- 3 passagens de nível, sem cancelas nem sinalização automáticas;
- O trecho de ferrovia em estudo, não apresenta amortecedores;
- Trilhos TR-45² (equivalente ao trilho americano A.R.A.-A 9020), sobre dormentes monoblocos de concreto protendido e fixação elástica tipo FIST (grampo); Trilhos TR-32 (equivalente ao trilho americano A.S.C.E. 6540), sobre dormentes biblocos de concreto armado, unidos por uma barra flexível em aço e fixação tipo RN (parafusada); (Figura IV.13a e 13b)

² A nomenclatura do trilho TR-45, por exemplo, indica que uma barra de 1,00m desse trilho deverá ter massa de aproximadamente 45 quilogramas. Os trilhos TR-32 e TR-45 permitem a circulação de locomotivas e vagões com a carga máxima de 16 t/eixo e 20 t/eixo, respectivamente.



Figura IV.13 – Detalhe dos trilhos. (a) TR-45 sobre dormentes monoblocos e fixação elástica (grampo) tipo FIST; (b) TR-32 sobre dormentes biblocos e fixação (parafusada) tipo RN.

▪ Talas de junção TJ-32 e TJ-45 para os trilhos TR-32 e TR-45 (Figura IV.14), respectivamente, espaçadas entre si por 36,10m (comprimento dos trilhos);

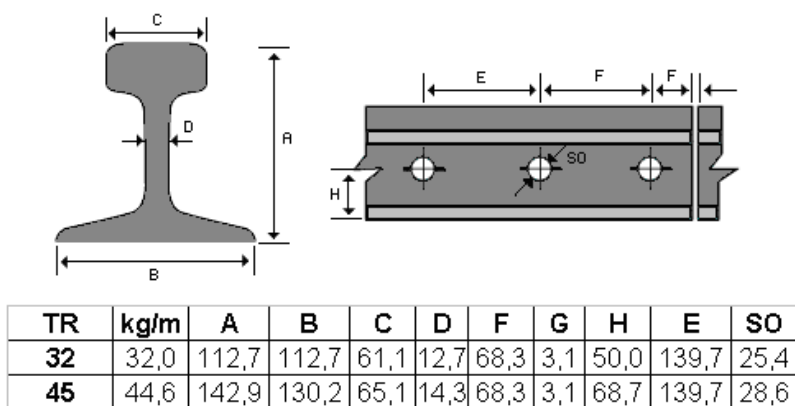


Figura IV.14 – Dimensões dos trilhos e talas de junção, em mm.

As características da ferrovia aqui descritas foram utilizadas no diagnóstico do local, sendo posteriormente associadas aos demais resultados apresentados nesta dissertação.

Em alguns segmentos do trecho em estudo, pode-se observar a contaminação do lastro, por vegetação e sedimentos de solo do próprio local (Figura IV.15).



Figura IV.15 – Exemplo de contaminação do lastro da ferrovia.

No que diz respeito às características operacionais, o sistema de trens urbanos da Região Metropolitana de João Pessoa é composto por 3 locomotivas e 17 carros de passageiros, formando duas composições que realizam 28 viagens diárias, das 04h30min às 19h24min. O sistema transporta em média, 7.000 mil passageiros por dia, com uma tarifa subsidiada pelo Governo Federal, de R\$ 0,50.

Na malha ferroviária, também, são realizadas viagens de trens de carga, sob a responsabilidade da CFN. Atualmente, as viagens deste tipo de transporte são realizadas, em média, três vezes por semana, durante a madrugada, com carregamentos variados (de grãos, bobinas, cimento etc.).

As informações necessárias para a caracterização dos trens em circulação na ferrovia em estudo, foram as seguintes:

a) Características da locomotiva de passageiros:

Atualmente, a STU/JOP dispõe de duas locomotivas de transporte de passageiros, onde, cada uma, forma uma composição (com quatro ou cinco vagões, variando com a demanda de passageiros) que realizam viagens simultâneas entre os trechos das estações João Pessoa – Cabedelo e João Pessoa – Santa Rita.

A Tabela IV.4 apresenta as características das locomotivas de transporte de passageiros, utilizadas pela STU/JOP.

Tabela IV.4 – Características das locomotivas de transporte de passageiros. Fonte: STU/JOP (2007).

Fabricante	American Locomotive Company - ALCo
Modelo	RS-8
Número de Truques	2 (dois) truques
Número de eixos	4 (quatro) eixos
Sistema de combustão	Diesel - Elétrico
Potência	900Hp
Peso Total	62.000 kg
Velocidade máxima	80 km/h
Comprimento	13,1 m

Apesar da velocidade máxima da locomotiva ser de 80km/h, o tráfego possui, em média, a velocidade de 35km/h, por questão de segurança, já que a maior parte da ferrovia atravessa bairros da Região, isto é, os trajetos dos trens possuem muitas passagens de nível, tanto de pedestres quanto de veículos automotores.

b) Características dos vagões de passageiros:

Os vagões da STU/JOP possuem capacidade máxima de transporte de 150 passageiros, com uma capacidade de 11.375kg por eixo.

Atualmente, segundo a STU/JOP, o número de passageiros por viagem, entre as estações Jacaré – Cabedelo, em dias de maior movimento, não ultrapassam 200 passageiros, distribuídos entre os 4 ou 5 vagões. Abre-se aqui um parêntese, a fim de destacar o potencial de crescimento deste tipo de transporte na Região, haja vista que a demanda ainda é inferior à oferta e o sistema trabalha com capacidade ociosa (capacidade para até 750 passageiros por viagem).

A Tabela IV.5 apresenta as características dos vagões de transporte de passageiros, utilizados pela STU/JOP.

Tabela IV.5 – Características dos vagões de transporte de passageiros. Fonte: STU/JOP (2007).

Tipo	PIDNER
Número de Truques	2 (dois) truques
Número de eixos	4 (quatro) eixos
Capacidade	11,3 toneladas por eixo; 150 passageiros (somados em pé e sentados)
Peso Total	20.000 kg
Comprimento	17,86 m

c) Características da locomotiva de transporte de cargas:

Assim como estas locomotivas de transporte de passageiros, as de transporte de carga que circulam na via não são mais fabricadas. A General Electric - GE, fabricante desta locomotiva, por exemplo, produz e fornece apenas peças para a manutenção dos veículos de carga, sob encomenda.

A Tabela IV.6 apresenta as características das locomotivas de transporte de cargas, utilizados pela CFN.

Tabela IV.6 – Características das locomotivas de transporte de cargas. Fonte: CFN (2007).

Modelo	U5B
Fabricante	General Electric - GE
Número de Truques	2 (dois) truques
Número de eixos	4 (quatro) eixos
Sistema de combustão	Diesel - Elétrico
Potência	600Hp
Peso Total	93.200 kg
Velocidade máxima	64 km/h
Comprimento	18,3 m
Capacidade de Tração	1.106 ton

Com um peso maior do que o da locomotiva (ALCo) de transporte de passageiros, a locomotiva da GE possui, naturalmente, uma velocidade máxima de tráfego reduzida, chegando a trafegar com velocidade média de 35 km/h, quando em operação.

d) Características dos vagões de transporte de carga:

O tipo e o número de vagões de carga utilizados pela CFN variam para cada viagem, de acordo com o tipo e volume de carga a ser transportada, sendo o máximo permitido de transporte de carga na ferrovia de 16 toneladas por eixo por viagem, limitado pelo trilho TR-32, existente na ferrovia.

5.4 Análise de eventuais irregularidades longitudinais e transversais da ferrovia

O trilho ferroviário é o componente da via permanente mais suscetível à ocorrência de falhas devido às elevadas pressões de contato das rodas em regime de carregamento cíclico. O trilho também está suscetível a eventuais tensões residuais, originadas pela deformação plástica superficial, por sua vez devida ao processo de soldagem, à tensão causada pela variação térmica na linha e ainda à tensão de projeto, esta última necessária para manter os trilhos alinhados cooperando para o aumento da amplitude das tensões trativas no interior do boleto.

As irregularidades (longitudinais e transversais) em trilhos podem gerar o aumento da produção e da amplitude das vibrações devidas ao tráfego dos trens (Semprebone, op. cit.).

No estudo foram realizados dois tipos de levantamento topográfico: em planta e em elevação, em cada trilho em um segmento do trecho de ferrovia.

O levantamento topográfico foi realizado juntamente com funcionários do Laboratório de Topografia do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, através de Estação Total (instrumento eletrônico utilizado na medida de ângulos e distâncias). Para o levantamento foi utilizado o modelo de Estação Total C-100, do fabricante NIKON, uma mira prisma com suporte, utilizada como refletora para o sinal e um tripé para a Estação Total. A Estação

Total possui alcance máximo de até 500m com um prisma e de até 1,5km com o uso de dois prismas, sendo a precisão angular de 5 segundos.

O segmento escolhido obedeceu ao critério de estar inserido em uma área onde houvesse a possibilidade de comparação de medidas de velocidade a diferentes distâncias da ferrovia e possuir locais que permitissem a realização de posteriores estudos geotécnicos (terrenos sem construções).

O segmento de ferrovia alvo do levantamento topográfico possui 150m de comprimento (dimensão da “região de influência da vibração”, a ser posteriormente discutido). Foram realizadas medições de ângulos e distâncias a cada 5 metros, a partir de um ponto de referência (placa de sinalização, em detalhe na Figura IV.16b), totalizando 58 pontos (sendo 29 para cada trilho).

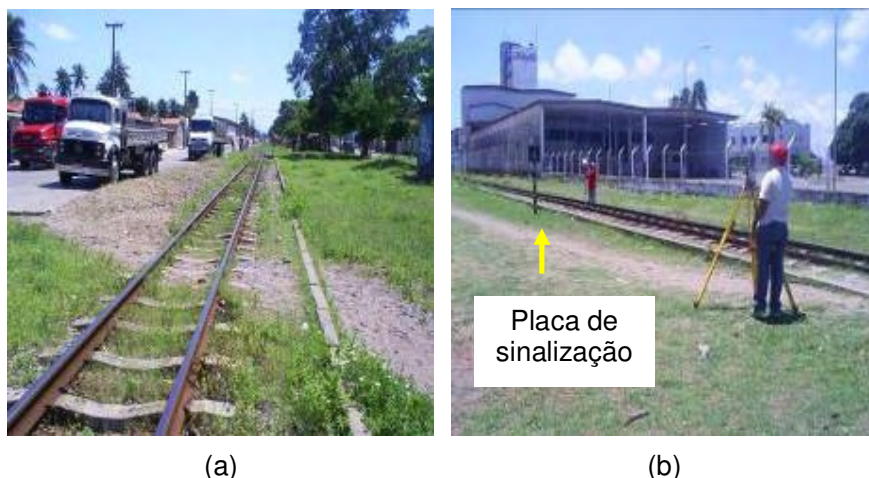


Figura IV.16 – (a) trecho escolhido para o levantamento topográfico; (b) posicionamento do prisma mira, em relação à Estação Total.

O levantamento altimétrico (planilha de dados em Apêndice B) mostrou uma discreta inclinação longitudinal de 0,083% em um dos trilhos e de 0,092% no outro trilho, sendo observado um desnível vertical máximo entre os trilhos, em uma mesma seção, da ordem de 1,4 cm. Dos resultados obtidos na planimetria, não foi constatada irregularidade transversal entre os trilhos, ou seja, a bitola da ferrovia é obedecida em todo o segmento. Também não foram detectadas falhas devido à degradação em nenhuma das partes dos trilhos (boleto, alma e patim), nem nas talas de junção.

5.5 Análise da propagação de ondas em solo

Para a realização do estudo da propagação das ondas em solo foram necessárias investigações com o intuito de definir os parâmetros de caracterização, de resistência e elásticos do solo local.

Com base nas informações das vistorias realizadas, que indicaram forte presença de fissuras nas edificações mais próximas à ferrovia em relação às edificações mais afastadas, foi questionada a semelhança entre os tipos de solo dos dois locais.

Uma investigação adicional foi verificar se a causa da incidência diferenciada de fissuras nas edificações seria devido a eventuais diferenças entre os perfis geotécnicos do local. Para tal, foram realizados ensaios SPT (NBR 6484) em dois pontos localizados a diferentes distâncias da ferrovia.

Dois terrenos foram definidos para a realização de sondagens, com diferentes distâncias da ferrovia, em 25m e 84m, localizados na Rua Siqueira Campos e Rua Cleto Campelo, respectivamente (Figura IV. 17).



(a)



(b)

Figura IV.17 – Locais de sondagem: (a) terreno localizado na Rua Siqueira Campos; (b) terreno localizado na Rua Cleto Campelo.

Com as sondagens buscou-se destacar aspectos que caracterizassem o tipo e estratificação do solo. Determinaram-se as seguintes características do substrato, as quais são apresentadas no perfil de sondagem (Figuras IV.18,19):

- O tipo e camadas de solo;

- A resistência oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão do ensaio SPT (NBR 6484);
- A posição do lençol freático (nível d' água).

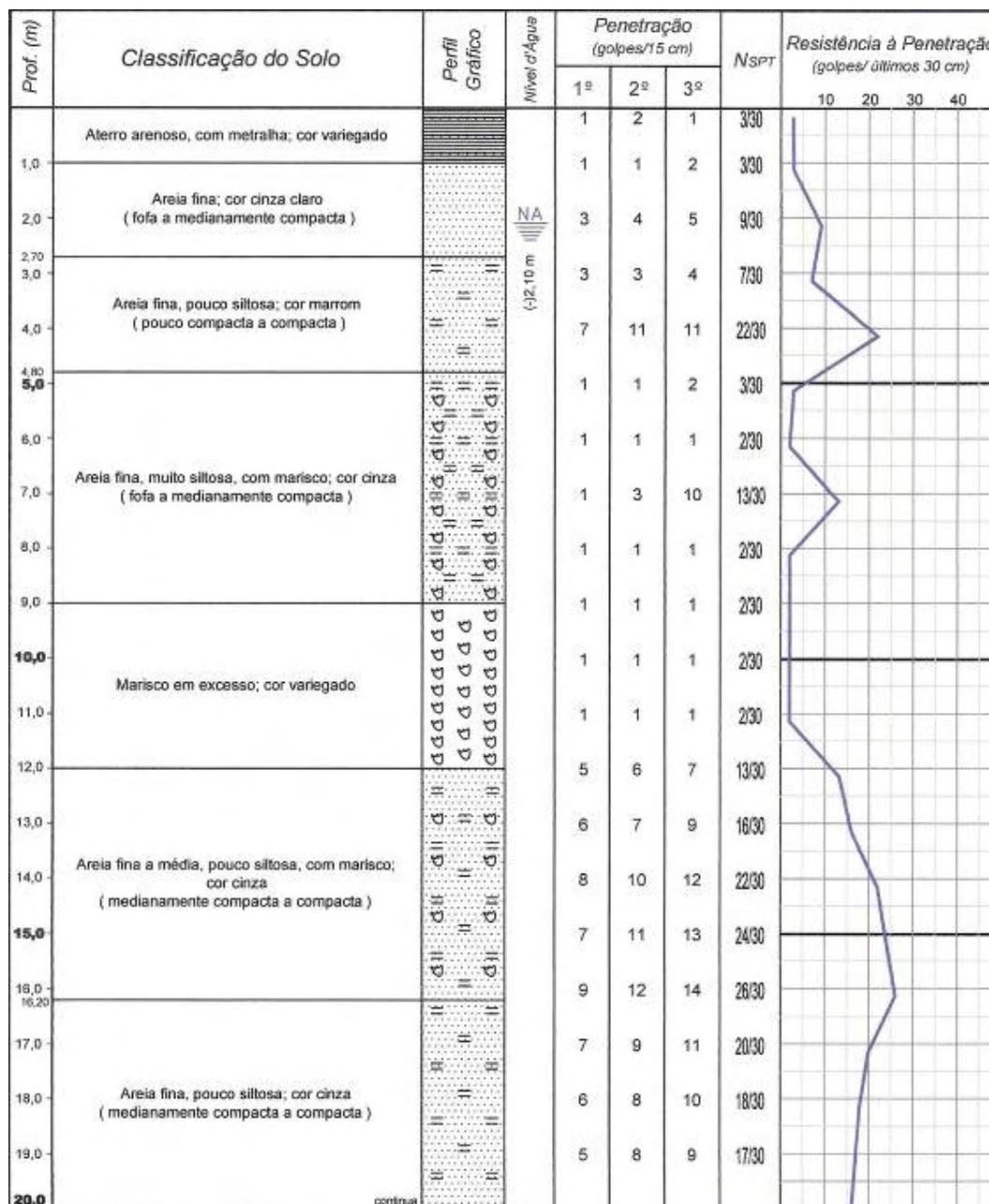


Figura IV.18 – Perfil de sondagem do terreno localizado a 84,0m da ferrovia, na Rua Siqueira Campos.

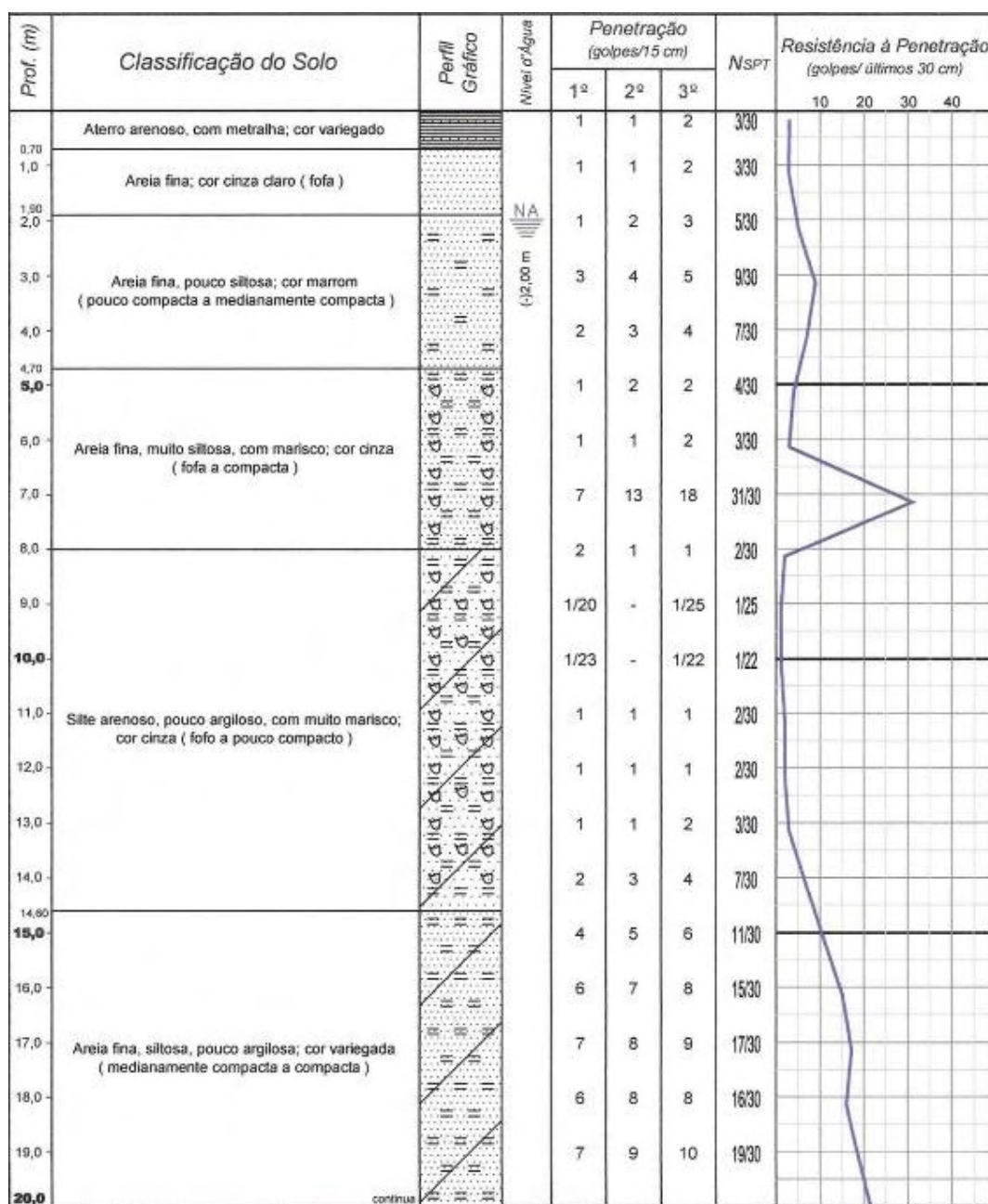


Figura IV.19 – Perfil de sondagem do terreno localizado a 25,0m da ferrovia, na Rua Cleto Campelo.

Segundo o Atlas da geologia do Estado da Paraíba (2006), o solo da Região de Cabedelo possui formação crono-geológica Cenozóico (Quaternário), aluviões e sedimentos de praia.

Os perfis de sondagem dos dois pontos indicaram semelhança nos tipos de solos dos dois terrenos, isto é, ambos possuem mesmo padrão de estratificação, sendo arenosos, variando, segundo Terzaghi e Peck (1967), de

fofo a mediamente compacto (Tabela IV.7) e com nível de lençol freático em idêntica profundidade, a cerca de 2 m. Desse modo, concluiu-se que não havia causas para a diferença no padrão de fissuração como sendo devido à variação de perfil geotécnico.

Tabela IV.7 – compactidade das areias em função do número de golpes do ensaio SPT. Adaptado de: TERZAGHI e PECK (1967).

N_{SPT}	Compacidade
> 50	Muito densa
30 - 50	Densa
10 - 30	Média
4 - 10	Fofa
< 4	Muito fofa

Após realização das sondagens, foram realizados ensaios de laboratório, para obtenção de parâmetros de caracterização, resistência e plasticidade. Optou-se pela extração de amostra no solo do terreno mais próxima (a 25m) da ferrovia.

Optou-se, ainda, pela realização do ensaio de cisalhamento direto na obtenção dos parâmetros resistentes, quais sejam a coesão e o ângulo de atrito interno. Para a determinação da coesão e do ângulo de atrito interno considerou-se a equação fundamental de resistência ao cisalhamento (CAPUTO, 1988):

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \phi \quad (7)$$

Onde,

τ é a resistência ao cisalhamento do solo (ou corte);

c é a coesão do solo (resistência ao cisalhamento quando a tensão normal (σ) é nula, ou $\phi = 0$);

σ é a tensão normal atuante no plano de cisalhamento; e

ϕ é o ângulo de atrito interno.

O módulo elástico (E_s) foi determinado a partir da sua correlação com o ensaio de penetração dinâmica (SPT). Na literatura é possível observar diversos trabalhos técnicos (BOWLES, 1977; BEER e JOHNSTON, 1962; LAMBE e WHITMAN, 1979; KULHAWY e MAYNE, 1990; e outros) que propõem estas correlações para a determinação dos parâmetros elásticos do solo.

A correlação para determinação do módulo elástico em função do parâmetro de resistência à penetração do ensaio SPT, para o solo em estudo, foi obtida a partir da Equação 8 (KULHAWY e MAYNE, op. cit.):

$$E_s / P_a = 15 \times N_{60} \quad (8)$$

Onde,

E_s / P_a é o módulo elástico, em relação à pressão atmosférica; e

N_{60} é a resistência à penetração do solo, obtida do ensaio SPT, para uma eficiência de 60% (valor de referência padrão da eficiência do SPT, utilizado nos EUA, Europa e Japão) do ensaio.

Segundo Silva (op. cit.) há perdas durante a execução do ensaio SPT, o que leva a consideração de que a eficiência deste nunca é de 100%. Contudo, o autor cita trabalhos como o de Cavalcante (2002), onde o autor realiza pesquisa sobre a eficiência do ensaio SPT, de onde se verificou que a eficiência do ensaio independe do tipo de solo e do comprimento das hastes de sondagem.

Cavalcante (op. cit.) verificou, também, que, para os casos analisados, a eficiência foi de 82,3%, o que leva à utilização de uma correção no parâmetro N do ensaio SPT, para que haja uma consistência na utilização da correlação, conforme Equação 9:

$$N_{60} = \frac{60}{82,3} \times N_{82,3} \quad (9)$$

Para o solo em estudo, na determinação das constantes elásticas, utilizou-se o valor médio do parâmetro N do ensaio SPT, para a camada de solo localizada acima do lençol freático.

O valor do coeficiente de Poisson (ν) para areias soltas, é definido entre 0,1 e 0,3 (KULHAWY e MAYNE, op. cit.). Para o caso em estudo, foi adotado o valor médio deste intervalo ($\nu = 0,2$). O módulo cisalhante (G), em função do módulo elástico e do coeficiente de *Poisson*, é dado por:

$$G = \frac{E_s}{2 \times (1 + \nu)} \quad (10)$$

A partir dos valores do módulo elástico e do coeficiente de Poisson pôde-se obter as constantes de Lamé através das seguintes equações:

$$E_s = \frac{\mu \times (3 \times \lambda + 2 \times \mu)}{\lambda + \mu} \quad (11)$$

$$\nu = \frac{\lambda}{2 \times (\lambda + \mu)} \quad (12)$$

A Tabela IV.8 apresenta os valores dos parâmetros geotécnicos do solo da camada localizada acima do lençol freático.

Tabela IV.8 – Parâmetros geotécnicos do solo da região.

Caracterização	Teor de umidade <i>in situ</i>	(%)	3,00
	Massa específica	(kg/m³)	1.560
Resistência	Coesão	(kg/cm²)	0
	Ângulo de Atrito	(°)	36,87
	Módulo elástico	(MPa)	32,80
Elásticos	Coeficiente de <i>Poisson</i>	-	0,20
	Módulo cisalhante	(MPa)	13,66

Definidos os parâmetros geotécnicos, necessários à caracterização do solo local, as velocidades de propagação das ondas P, S e R, para o tipo de

solo, foram estimadas (através das Equações 1, 2 e 3). Os valores obtidos encontram-se na Tabela IV.9.

Tabela IV.9 – Velocidade de propagação das ondas P, S e Rayleigh, estimadas.

V_P (m/s)	V_S (m/s)	V_R (m/s)
115,52	81,69	74,47

5.6 Medições dos níveis de vibração

Neste item, inicialmente, os procedimentos adotados para realização das medições e processamento dos sinais são descritos. Também, serão apresentadas algumas características de *softwares* e equipamentos utilizados na aquisição dos sinais de vibração, assim como algumas limitações do processo.

Os testes consistiram em realizar medidas do nível de aceleração em edificações e em solo, durante o trajeto dos trens em operação comercial, no trecho de ferrovia selecionado.

Foram efetuadas as medições nos dois sentidos do percurso, ida e volta, para aferir possíveis diferenças entre a vibração produzida na via devidas às eventuais alterações de velocidade de tráfego.

Para os trens de passageiros, as medidas foram efetuadas em horários aleatórios, tomando diferentes configurações de carga (número de passageiros) dos veículos, já que a quantidade de pessoas dentro do veículo pode interferir diretamente na produção da vibração.

Não foram efetuadas medições com os veículos (trens) vazios, pois, seria necessário obter junto às empresas operadoras a disponibilidade de trens exclusivamente para a realização das medições, o que se mostrou inviável.

Como dito em capítulo anterior, as medições de acelerações induzidas no solo e em edificações seguiram os padrões normativos vigentes (ISO 4866 e DIN 4150-3).

Para a realização das medições de níveis de vibração foram utilizados três acelerômetros de alta sensibilidade, conectados a um equipamento de aquisição de dados, que, por vez, foi conectado a um PC *Notebook*. O

processamento dos dados foi realizado por intermédio de *softwares* disponíveis. Todos os equipamentos e software necessários foram os disponíveis no Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas – LABEME, do Centro de Tecnologia, da Universidade Federal da Paraíba.

Os equipamentos e *software* utilizados nas medições foram:

- 01 acelerômetro uni-axial Bruel & Kjaer - B&K 4370 (com sensibilidade de 9,8 pC/m/s²) ;
- 02 acelerômetros uni-axial ENDEVCO 7754A (com sensibilidade de 1 V/g);
- 01 amplificador de carga, modelo B&K 2635, para o acelerômetro da B&K;
- 02 condicionadores de sinal ENDEVCO, modelo 4416B, para os acelerômetros ENDEVCO;
- 01 Sistema de aquisição de sinal “*Spider8*”, do fabricante HBM;
- 01 computador PC *Notebook*;
- *Software “Catman@”*, disponível como parte de um pacote com o “*Spider8*” da HBM. O *software* permite visualizar e salvar os dados medidos;
- Cabos coaxiais e conexões;
- Bateria (“*No Break*”).

Devido à disponibilidade dos equipamentos na UFPB, foram utilizados dois modelos diferentes de acelerômetros, um da marca B&K e dois da marca ENDEVCO. Todavia, como medições simultâneas tinham que ser realizadas com os três acelerômetros, foram realizadas calibrações de comparação dos três acelerômetros, através de osciloscópio (equipamento disponível no Laboratório de Vibração e Acústica, do Centro de Tecnologia da UFPB).

Durante as calibrações, foi observada uma defasagem de 180° do sinal do acelerômetro B&K, em relação aos outros dois, da ENDEVCO, o que levou, além do ajuste dos parâmetros do amplificador de carga, à inversão do sinal medido por este acelerômetro. Deste modo pode-se garantir que os três

acelerômetros apresentaram leituras compatíveis durante a realização das medições.

Após treinamento para o manuseio e a instalação dos equipamentos, foram realizados ensaios preliminares para definir os parâmetros de aquisição dos sinais: taxa de aquisição (número de pontos por segundo) e tempo de aquisição (em segundos).

Durante as medições preliminares, percebeu-se que os espectros dos sinais obtidos a 15 m da ferrovia apresentaram picos máximos de amplitude em frequências de até 60 Hz. Buscou-se então uma taxa de aquisição que permitisse uma maior precisão na identificação dos picos dos sinais medidos até esta frequência. Considerou-se que a amplitude máxima do sinal amostrado deveria apresentar um erro na ordem de 1% em relação à real amplitude máxima do sinal. Para tal, foi adotada uma taxa de 20 pontos por ciclo na frequência de 60 Hz (o que leva a um erro máximo em amplitude de 1,2%). Assim, considerou-se que uma taxa de aquisição de 1200 pontos por segundo (20 vezes 60 Hz) seria suficiente dado que a gama de vibrações a considerar situa-se, de acordo com a DIN 4150-3, dos 1Hz aos 100 Hz.

As medições com tráfego de trens, de ida e de volta, foram realizadas com iguais parâmetros de medição (mesma taxa e tempo de aquisição) e para uma mesma configuração (comprimento e peso) do veículo. Isto permitiu avaliar as eventuais possíveis modificações de amplitudes de vibração com as diferenças de velocidades de tráfego.

Durante as medições de níveis de vibração, os acelerômetros foram fixados em bases magnéticas individuais (para medições verticais) ou em uma base metálica, especialmente, confeccionada para a pesquisa (para medições em três direções), como na Figura IV.20.

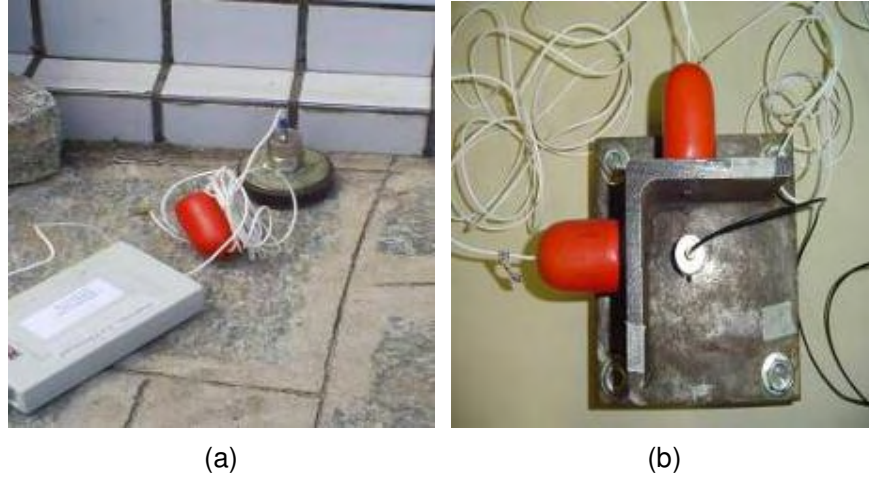


Figura IV.20 – Fixação dos acelerômetros. (a) em base magnética (ímã), medições verticais; (b) em base metálica (parafusos), medições nas três direções.

As medidas realizadas e armazenadas foram, posteriormente, transferidas para um outro computador, onde os sinais foram processados.

Para a definição dos valores de velocidade, os dados de acelerações medidos, em Volt (V), foram convertidos para mm/s² e, em seqüência, uma aproximação direta da velocidade pôde ser obtida a partir da integração da aceleração, através da Equação 13 (YANG et al., op. cit.), supondo condições iniciais nulas:

$$\dot{u}_g(t) = \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) d\tau \quad (13)$$

Onde,

$\ddot{u}_g(\tau)$ é a série da aceleração no domínio do tempo, em mm/s²; e

$\dot{u}_g(t)$ é a série da velocidade no domínio do tempo, em mm/s.

Convenientemente, Yang (op. cit.) expressa a Equação 13 da forma discreta:

$$\dot{u}_g(t) = \sum_{i=1}^N \frac{1}{2}(\ddot{u}_g(i-1) + \ddot{u}_g(i))\Delta\tau \quad (14)$$

Onde,

N é o número de amostras da aceleração no domínio do tempo; e

$\Delta\tau$ é o intervalo de tempo da integração.

Todavia, depois de realizadas algumas medições, durante o processamento dos sinais, observou-se que os sinais de velocidade apresentavam distorções de amplitude, provavelmente manifestadas devido a ruído eletromagnético excessivo proveniente do sistema de aquisição de dados (“*Spider8*”). O tratamento dado ao sinal obtido foi subtraí-lo de sua média de forma a reduzir o ruído do equipamento de aquisição. Porém, as distorções permaneceram.

Estudos da literatura (BOYCE, 1970; TRIFUNAC, 1970, 1971; TRUJILLO e CARTER, 1982; TRIFUNAC et al., 1999; DOUGLAS, 2003; GRAIZER, 2005; YANG et al., 2006) indicam distorção em velocidades e deslocamentos derivados da integração dos registros de aceleração produzidos por ondas sísmicas, no domínio do tempo. A razão para a dispersão (ou “*drifts*”) em velocidades e deslocamentos tem sido motivo de preocupação para a engenharia sísmica por algumas décadas, e muitas fontes potenciais deste problema foram identificadas.

É, geralmente, aceito que a histerese mecânica ou elétrica no sensor de aceleração pode causar um desvio no registro da aceleração. Todavia, segundo Yang et al. (op. cit.), mesmo uma pequena compensação em acelerações podem produzir desvios significativos em velocidades e deslocamentos. O autor afirma que outra importante fonte de desvios em velocidades e deslocamentos, resultantes respectivamente da integração simples e dupla das acelerações, pode ser proveniente do acúmulo do ruído no sinal medido.

Segundo Douglas (op. cit.), níveis de ruído, que podem surgir dentro dos próprios instrumentos de medição ou ser devido aos níveis de vibração no

ambiente, podem afetar o processo de integração e gerar “drifts”. De acordo com o autor, o ruído inerente à instrumentação pode ser reduzido através da seleção de instrumentação adequada e apropriada ao ambiente avaliado. A Figura IV.21 mostra o comportamento dos sinais da velocidade e do deslocamento, com “drift”.

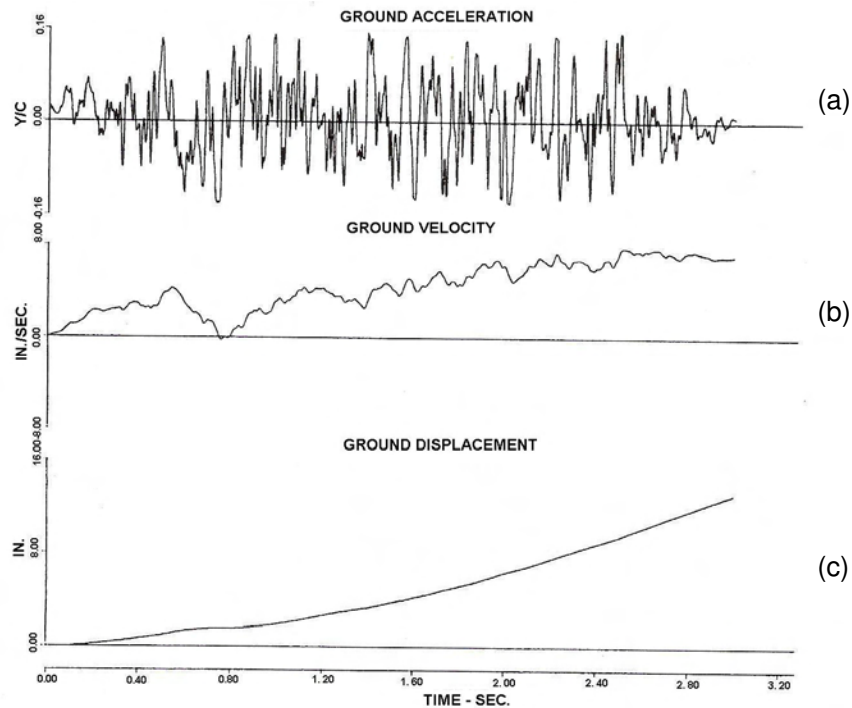


Figura IV.21 – (a) Sinal de aceleração; (b) velocidade, com “drift”; e (c) deslocamento, com “drift”. Extraído de: Trujillo e Carter (1982).

Várias correções aplicadas nos sinais de aceleração têm sido propostas para lidar com os problemas dos “drifts” (por exemplo: TRIFUNAC, 1971; TRUJILLO e CARTER, op. cit.; YANG et al., 2006). Em virtude da dificuldade de compreensão da natureza exata dos “drifts”, atualmente, não há correção unânime que pode ser aplicada indistintamente (BOORE, 2001 apud YANG et al., op. cit.).

A Figura IV.22 mostra o comportamento obtido através de simulação, realizada por Trujillo e Carter (op. cit.), para a velocidade e o deslocamento, sem “drift”.

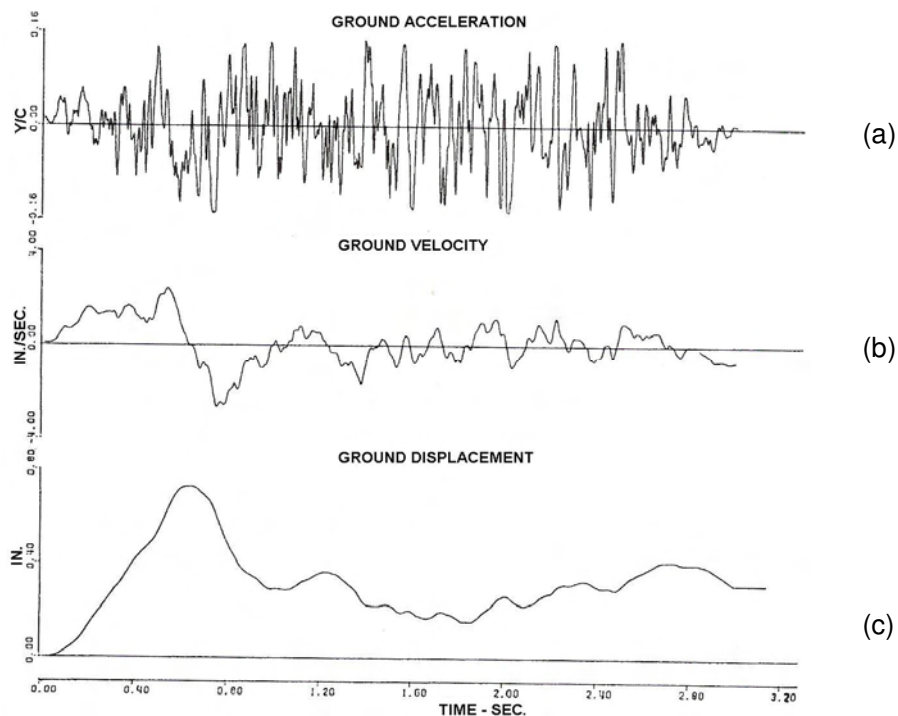


Figura IV.22 – (a) Sinal de aceleração; (b) velocidade, sem “drift”; e (c) deslocamento, sem “drift”. Extraído de: Trujillo e Carter (1982).

Comparando com a Figura IV.21, na Figura IV.22, os valores de velocidade e de deslocamento resultam, ao longo do tempo, em valor muito pequeno, próximo à zero, ou seja, o sinal sem “drift”.

Uma das propostas comumente utilizadas no tratamento dos dados de sinais de aceleração está em assumir uma “baseline” (função de correção) de forma parabólica polinomial, onde as constantes são determinadas por minimização da média quadrática da velocidade (YANG et al., op. cit.).

Observando que a correção *por* “baseline” não era adequada, em certos casos, especificamente para longos registros de aceleração, Trifunac (1970, 1971) propôs um esquema de tratamento envolvendo múltiplas correções por “baselines” e filtragem digital do sinal da aceleração e da velocidade. Tal procedimento mostrou ser amplamente independente do comprimento do sinal registrado.

Nesta abordagem, os dados de aceleração são corrigidos por uma “baseline” parabólica no domínio do tempo. Em seguida, depois de transformados para o domínio da frequência, é utilizado filtro digital de sinal a

fim de remover os componentes (por exemplo, ruído) que causam longos períodos de oscilações ao obter-se os deslocamentos (YANG et al., op. cit.), e, somente depois, o sinal é integrado.

No estudo, foi aplicada correção por “*baseline*” parabólica (YANG et al., op. cit.) nos sinais de aceleração medidos, a fim de remover ruídos inerentes à instrumentação, observados durante séries de “medições-testes”.

Os passos da abordagem de YANG et al. (op. cit.), são os seguintes:

a) É assumida a “*baseline*” (polinômio) parabólica do deslocamento, da velocidade e da aceleração, respectivamente:

$$\tilde{u}_g(t) = a_1 t^4 + a_2 t^3 + a_3 t^2 + a_4 t \quad (15)$$

$$\dot{\tilde{u}}_g(t) = 4a_1 t^3 + 3a_2 t^2 + 2a_3 t + a_4 \quad (16)$$

$$\ddot{\tilde{u}}_g(t) = 12a_1 t^2 + 6a_2 t + 2a_3 \quad (17)$$

Onde,

a_1 , a_2 , a_3 e a_4 , são constantes a serem determinadas;

t é o tempo;

$\tilde{u}_g$ é a “*baseline*” do deslocamento;

$\dot{\tilde{u}}_g$ é a “*baseline*” da velocidade; e

$\ddot{\tilde{u}}_g$ é a “*baseline*” da aceleração.

É comum a prática de assumir os valores iniciais de velocidade e de deslocamento iguais a zero. Desta forma, o coeficiente a_4 é facilmente determinado. Já os demais coeficientes são determinados a partir da minimização da média quadrática da aceleração.

b) A minimização da média quadrática da aceleração é realizada a partir da seguinte equação:

$$\text{Min} \left\{ \sum_{i=1}^N \left[\left(\ddot{u}_{gi} - \dot{\tilde{u}}_{gi} \right)^2 \right] \right\} = \text{Min} \left\{ \sum_{i=1}^N \left[\left(\ddot{u}_{gi} - (12a_1t^2 + 6a_2t + 2a_3) \right)^2 \right] \right\} \quad (18)$$

No processo de minimização da Equação 18, foi utilizado o *software* “Microsoft Excel”, através da ferramenta de *Solver*, onde foram encontrados os valores de a_1 , a_2 e a_3 .

c) Em seguida, subtrae-se a “baseline” do sinal da aceleração inicial, obtendo-se a aceleração corrigida:

$$\ddot{u}(t)_{\text{Corrigida}} = \ddot{u}(t) - \tilde{\ddot{u}}(t) \quad (19)$$

d) Em seguida o sinal é integrado (através da Equação 14), obtendo-se os valores de velocidade.

Todavia, percebeu-se pouca diferença entre os valores máximos de velocidade com correção e sem a correção. As diferenças mensuráveis de valores de PPV observadas foram a partir da terceira casa decimal. O fato, provavelmente, ocorreu devido ao tempo curto de registro do sinal.

Optou-se, então, pela realização das medições com amplificação do sinal (de 10 vezes) e pelo uso de filtro digital (sugerido por Trifunac, op. cit.). A amplificação do sinal visou uma maior distinção entre o sinal medido e o nível de ruído do sistema de aquisição. Os dois procedimentos serão descritos a seguir.

No processamento dos sinais procedeu-se da seguinte forma:

- Os sinais medidos, em V, foram divididos pelo mesmo fator de amplificação ($\div 10$) e convertidos para mm/s^2 ;
- O sinal de aceleração foi convertido para o domínio da frequência, através de Transformada de Fourier;
- O sinal foi filtrado, no domínio da frequência. Utilizou-se um filtro digital (do tipo “passa-faixa”, que permite a passagem das componentes de

freqüência do sinal dentro de certa faixa e praticamente elimina as componentes de freqüência fora dessa faixa). O filtro utilizado foi o “*Butterworth Filter*”, com os seguintes parâmetros: “High pass”= 10Hz e “Low pass” = 150Hz.

- Após filtragem, o sinal foi submetido à Transformada Inversa de Fourier, onde passa, novamente, para o domínio do tempo;
- Os sinais, agora no domínio do tempo, em mm/s^2 , foram integrados e, desta forma, obtidas as respectivas velocidades, em mm/s ;
- Foram, então, determinados os valores máximos de velocidade de partícula (PPV).

Primeiramente, as vibrações foram monitoradas em diferentes distâncias da ferrovia, nas três direções. Um caso típico de aceleração, nas três direções, obtido à 15m da ferrovia (limite da faixa de domínio), pode ser observado na Figura IV.23:

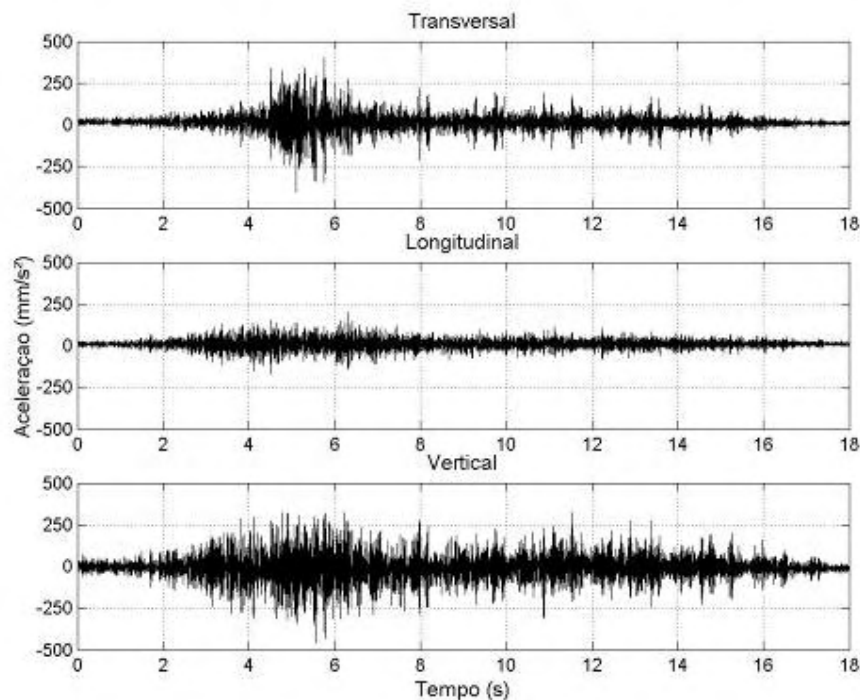


Figura IV.23 – Gráficos típicos de aceleração no domínio do tempo, para as três direções, obtidos à 15m da ferrovia.

A Figura IV.24, apresenta a relação entre os valores de PPVe a velocidade de tráfego dos trens, obtidos de 11 medições, realizadas à distância de 15m da ferrovia, nas diferentes direções de medição.

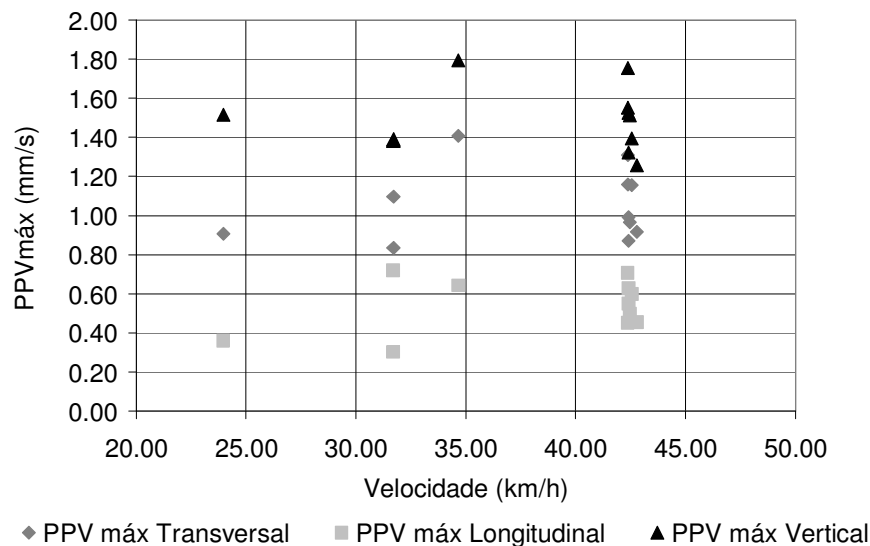


Figura IV.24 – Gráfico de PPV_{máxima}, nas três direções, versus velocidade de tráfego dos trens.

Após a realização de 10 medições à 15m da ferrovia, com composições ferroviárias de diferentes massas, foram obtidos valores de PPV nas diferentes direções de medição e para diferentes velocidades de tráfego dos trens. Foi possível concluir que as maiores amplitudes de PPV produzidas encontraram-se na direção vertical.

Uma vez que os maiores valores de PPV ocorreram na direção vertical, optou-se pela realização de um conjunto mais abrangente de medições apenas nessa direção. Tal procedimento possibilitou a medição simultânea a três diferentes distâncias da ferrovia, possibilitando uma melhor avaliação do comportamento da propagação das ondas com a distância. Isto possibilitou, ainda, a obtenção um maior número de amostras com um mesmo tipo de veículo (igual peso e comprimento) e nas mesmas condições de tráfego (mesma velocidade e mesmas condições de aceleração ou desaceleração), permitindo, desta forma, uma melhor avaliação do comportamento da propagação das ondas com a distância.

Foi realizado levantamento visando identificar que duração de sinal seria necessária para incluir toda a vibração produzida, que levou a uma identificação de uma “região de influência da vibração”. O levantamento baseou-se na realização de medições, somente, na direção vertical (direção de maiores amplitudes, portanto de maior interesse), em diferentes distâncias da ferrovia, igualmente espaçadas (exemplo: 2,85m, 7,85m, 10m, 12,85 e 15m).

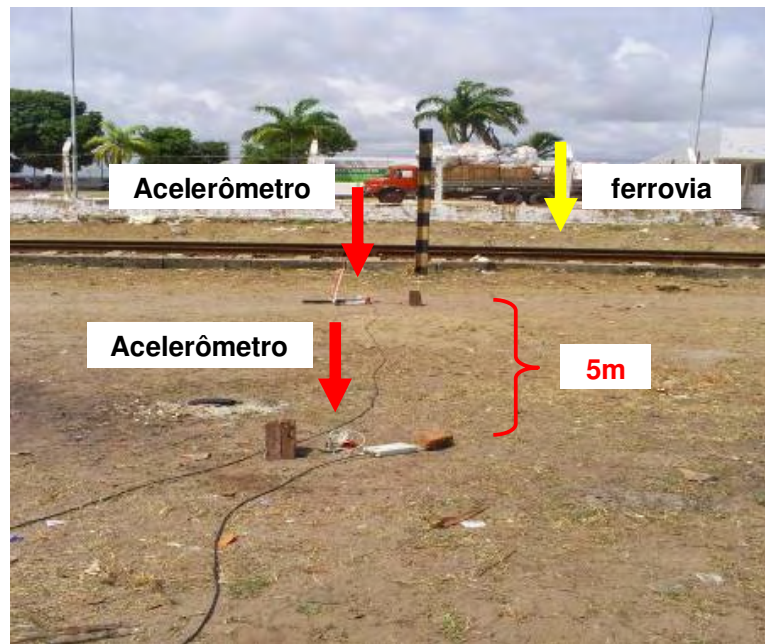


Figura IV.25 – Disposição dos equipamentos durante as medições verticais. Detalhe dos espaçamentos entre os acelerômetros.

Após uma série de medições, concluiu-se que o intervalo de aquisição suficiente para caracterização da passagem completa do trem seria de 40 segundos, neste estando inclusa uma “folga” devido às imprecisões do início da aquisição, que foi iniciada por visualização da passagem do trem a partir de um ponto de referência e respectivo acionamento manual dos equipamentos.

Dos registros obtidos, em diferentes distâncias da ferrovia, foram obtidos gráficos com os valores RMS do sinal de aceleração, através da Equação 20, a partir das amplitudes do sinal de aceleração em intervalos de tempo iguais a 1 segundo (“One second RMS”).

$$A_{RMS} = \sqrt{\frac{\sum_{n'} (\text{Amplitudes do sinal})^2}{n'}} \quad (20)$$

Onde,

A_{RMS} é a Amplitude RMS do sinal; e

n' é o número de pontos no intervalo de 1 segundo.

O uso do valor A_{RMS} da aceleração, que representa a energia do sinal, auxiliou na definição dos tempos onde ocorrem variações dessa energia. Desta maneira, em função dos valores de RMS, foi possível delimitar a “região de influência de vibração”. Na Figura IV.26 apresentam-se gráficos típicos de aceleração RMS (*one second RMS*) de medições não simultâneas em pontos a diferentes distâncias da via férrea, estando os sinais medidos inteiramente contidos no intervalo de aquisição adotado.

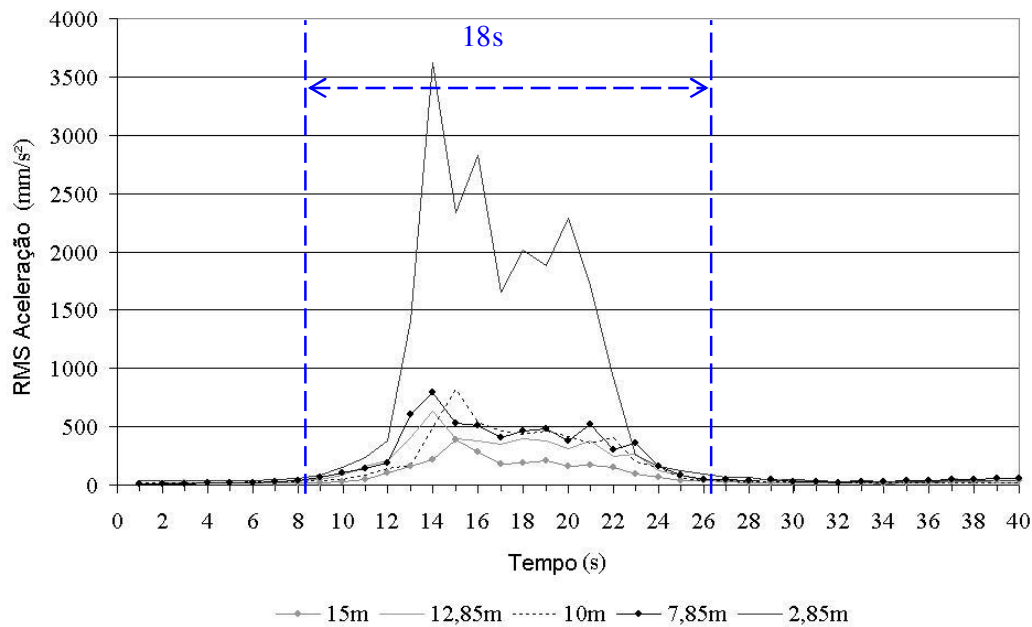


Figura IV.26 –Gráficos típicos de 1s RMS, segundo a distância.

Com o intervalo de tempo observado (18s, em azul, entre 8s e 26s, na Figura IV.26), multiplicando-o pela velocidade de tráfego (igual, em média, a 30km/h), foi possível encontrar uma extensão de 150m (distância ao longo da

ferrovia), ao qual, do ponto de medição (referencial), 75m para direita e 75m para esquerda, corresponde à região de influência de vibração.

Com a delimitação da região de influência de vibração, foi possível, então, avaliar, com mais segurança, os parâmetros de aquisição dos sinais, e, desta forma, iniciar séries de medições que abrangessem, não somente diferentes distâncias da ferrovia, mas, também, diferentes locais (em solo e em edificações).

5.6.1 Resultados de níveis de vibração induzidos pelo tráfego de trens de passageiros

Foram realizadas medições em solo, em diferentes distâncias, e em edificações lindeiras, sendo que as medições realizadas nas edificações ficaram restritas às calçadas das mesmas, pelos motivos já mencionados de dificuldade de acesso ao interior das edificações.

As Figuras IV.27 e 28 apresentam croquis de localização de alguns pontos de medição, com valores médios de PPV obtidos, simultaneamente, com três acelerômetros, nas distâncias (d) descritas. As representações (1), (2) e (3), são para as medidas de PPV simultâneas, assim como as demais seqüências representadas: (a), (b) e (c); (A), (B) e (C); (I), (II) e (III); (D), (E) e (F). Os valores da Figura IV.27 foram medidos em trecho de ferrovia com dormentes monoblocos e os da Figura IV.28 medidos em trecho com dormentes biblocos.

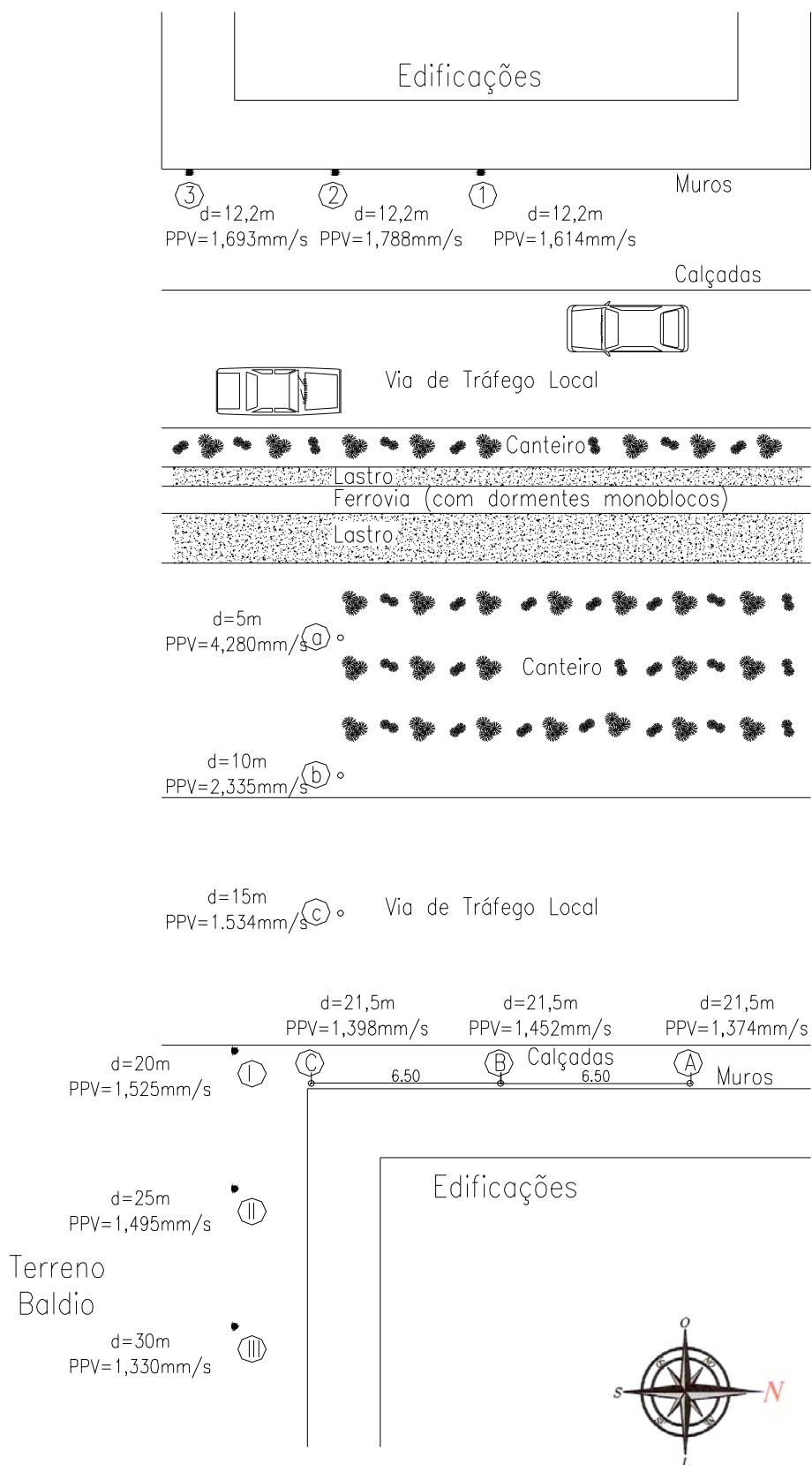


Figura IV.27– Croqui de algumas medições simultâneas realizadas, na Rua Cleto Campelo, em trecho de ferrovia com dormentes monoblocos.

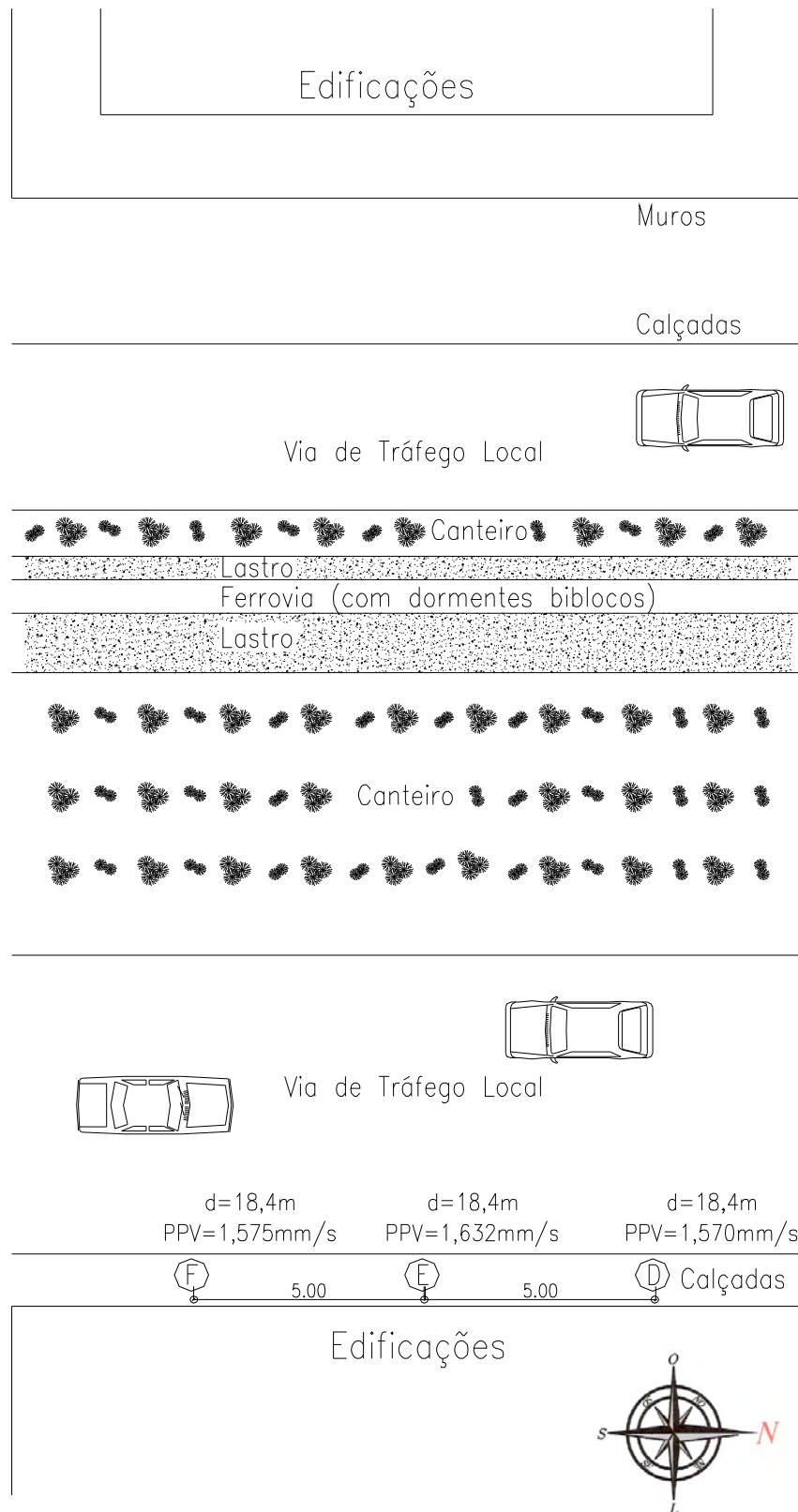


Figura IV.28 – Croqui de algumas medições simultâneas realizadas, na Rua Cleto Campelo, em trecho de ferrovia com dormentes biblocos.

Foram realizadas 68 medições e, em seqüência, foram obtidos os respectivos gráficos da aceleração no domínio do tempo, com seus espectros de respostas e gráficos de velocidade. A grande quantidade de gráficos obtidos inviabiliza a apresentação de todos. Portanto, procurou-se selecionar os principais gráficos que pudessem representar o comportamento geral dos níveis de vibração induzida em solo e em edificações. Vale salientar que a omissão de alguns gráficos não prejudica os resultados como todo, uma vez que muitos destes apresentam comportamentos similares.

Como exemplo típico, tem-se a Figura IV.29, que contém os gráficos das velocidades obtidas, de medições não-simultâneas, para as distâncias de 5m, 10m, 15m, 20m, 25m e 30m, onde os valores máximos de PPV foram respectivamente: 4,280mm/s, 2,335 mm/s, 1,534 mm/s, 1,525 mm/s, 1,495 mm/s e 1,330 mm/s.

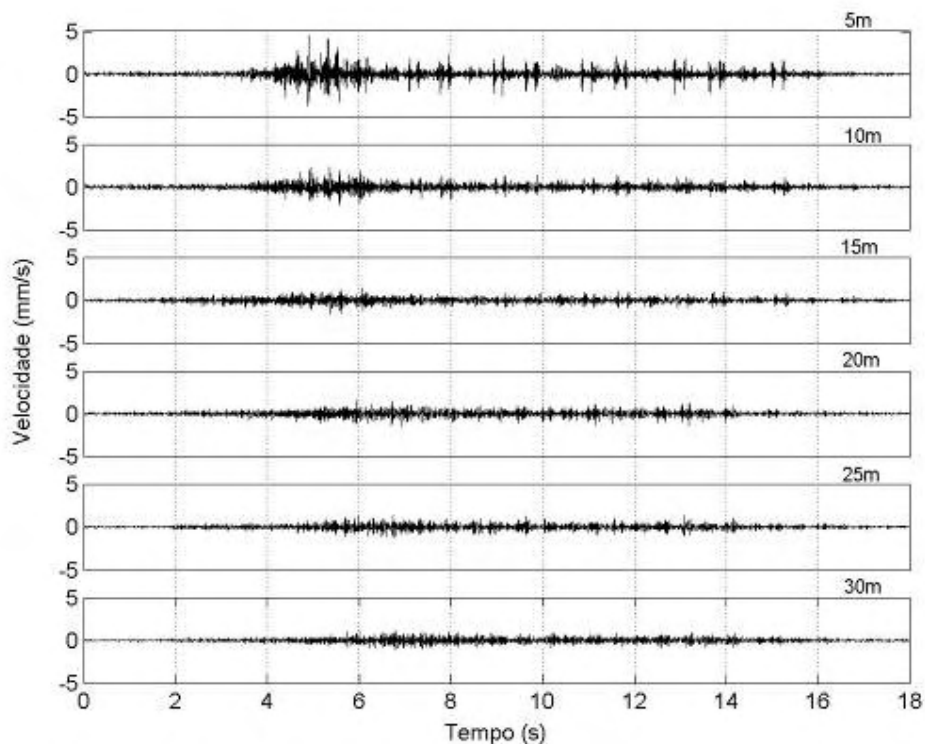


Figura IV.29 – Gráficos típicos de velocidade, no domínio do tempo, medidos na direção vertical, segundo a distância.

Extraindo o gráfico da velocidade a 5m da ferrovia da Figura IV.29, pode-se observar, na Figura IV.30, a formação de conjuntos de amplitudes repetitivas (em preto e cinza) ao longo do tempo de medição.

Trem de passageiros típico, em circulação.

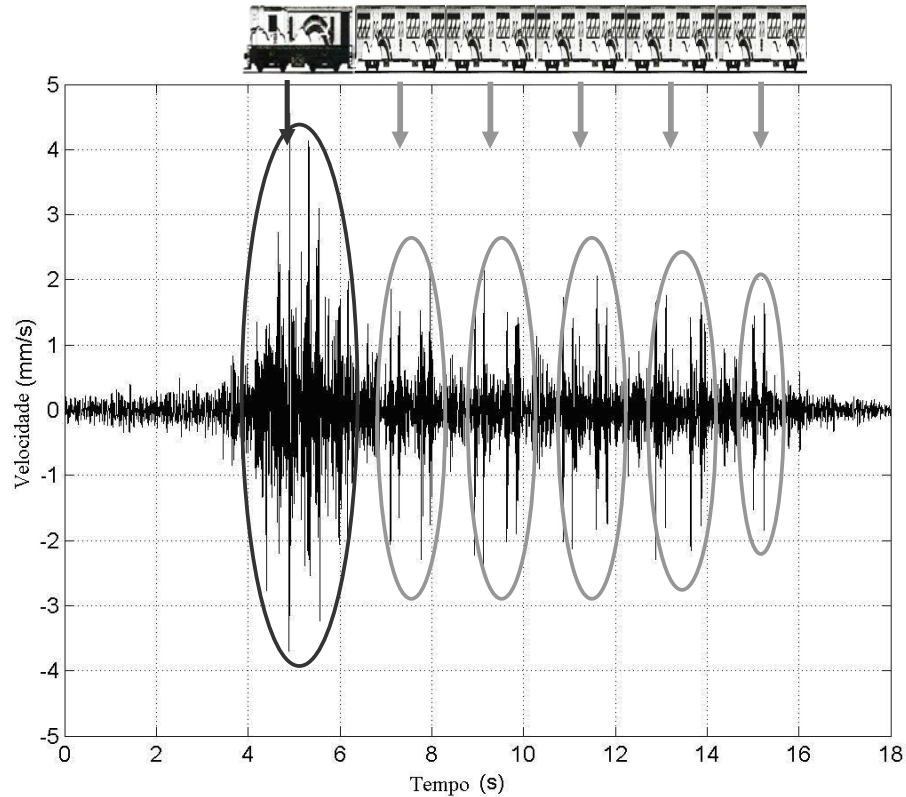


Figura IV.30 – Gráfico típico de velocidade, no domínio do tempo, de medição a 5 m da ferrovia. Detalhe dos tempos de passagem da locomotiva e dos vagões.

Buscou-se inicialmente associar o aparecimento de tais conjuntos de picos de amplitudes às localizações das conexões dos trilhos. Todavia, considerando que o comprimento de cada trilho é igual a 36,10m e observando o tempo de passagem de cada vagão nas conexões, verificou-se que os conjuntos de picos deveriam ocorrer a cada 4,33s, caso estivessem relacionados a eventuais irregularidades nas conexões. Ocorre que eles surgem, aproximadamente, a cada 2s, isto é, equivalente a cerca de 17 m de extensão percorridos, medida aproximada dos comprimentos das composições (locomotiva ou vagões). Ou seja, cada círculo engloba o sinal no período de

passagem da respectiva composição. Comportamento semelhante foi apresentado em Heckl et al. (1996), no qual evidenciou-se que o efeito vibratório concentra-se na vizinhança da região de contato entre a roda e o trilho. Entretanto, no caso aqui apresentado, pode-se verificar que as maiores amplitudes de vibração se dão durante a passagem da locomotiva. Tal fato pode ser ocasionado tanto pelo peso da locomotiva, quando pela produção da vibração do seu motor.

Para proceder com as análises das medidas de PPV e poder comparar os níveis de vibração do local com os valores de norma (Tabela III.4 da DIN 4150-3), os sinais, no domínio do tempo, foram convertidos para o domínio da frequência, a fim de verificar a faixa de frequência da vibração produzida pelo tráfego dos trens.

O espectro de frequência foi obtido aplicando-se a Transformada Rápida de Fourier (FFT) sobre os valores de resposta aceleração versus tempo. A Figura IV.31 mostra o espectro de sinais filtrados a partir dos acelerômetros, do caso apresentado na Figura IV.29.

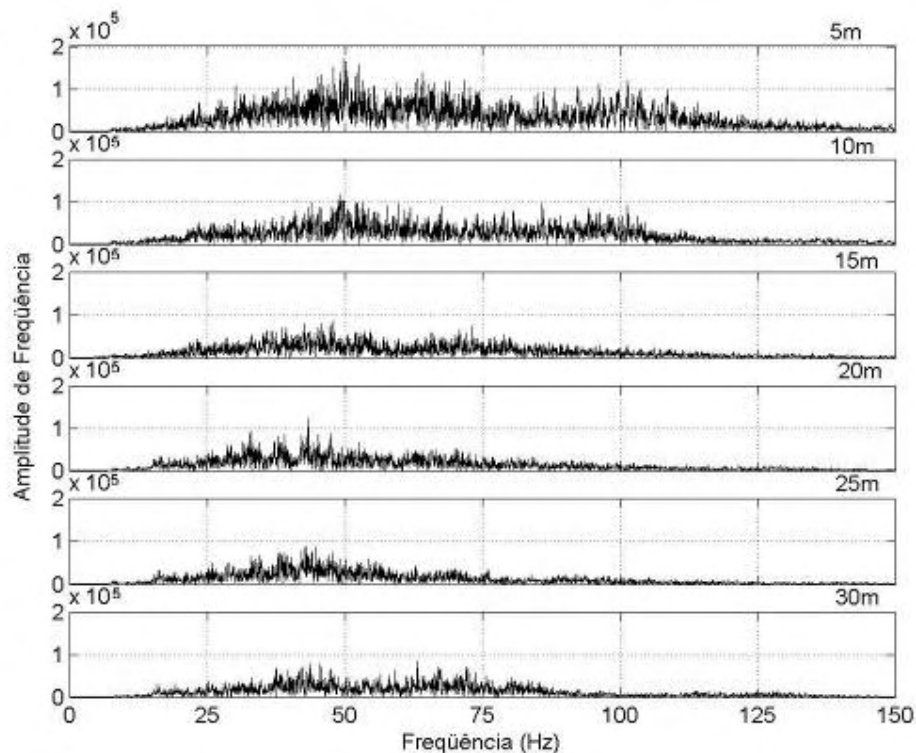


Figura IV.31 – Gráficos típicos de espectros, no domínio da frequência, medidos na direção vertical, segundo a distância.

Verificando os espectros das medidas de níveis de vibração realizadas, como no exemplo típico apresentado na Figura IV.31, observou-se componentes de frequência mais intensos em torno de 30Hz a 80 Hz para a distância 15m da ferrovia (faixa de domínio). Ou seja, esta é a faixa de frequência de excitação da vibração induzida pelo tráfego dos trens de passageiros, em solo, naquela distância da fonte.

Das 68 medições de vibração realizadas 18 foram a uma distância de 15m da ferrovia. Comparando os resultados das medições realizadas à 15m, o valor médio de PPV das vibrações induzidas pelos trens de passageiros, em solo e em edificações foi de 1,534mm/s, sendo o desvio padrão entre os dados igual a 0,1679.

Tomando os valores de PPV à 15m da ferrovia e a faixa de frequência entre 30 Hz e 80 Hz, e comparando-os com a Tabela III.4, pôde-se concluir que os valores de velocidade estão em acordo com a norma DIN 4150-3, haja vista que o limite para a formação de possíveis danos, segundo a referida norma, para aquela faixa de frequência, seria de 15mm/s.

Todavia, a hipótese de que o nível de incidência de fissuras na região mais próxima à ferrovia ser devido à vibração produzida pelo tráfego de trens, não foi descartada. Pois, como descrito anteriormente, no trecho em estudo, também há circulação de trens de carga.

Por questões de segurança de tráfego, já que a via é singela, os trens de transporte de carga circulam à noite e, usualmente, em horários variáveis, indefinidos, durante a madrugada. Tal fato não permitiu a realização de medições para este tipo de composição, devido a problemas logísticos em manter os equipamentos em funcionamento (em estado de espera) e questões de segurança em permanecer no local em tais horários. Para suprir a falta da realização destas medições buscou-se, através de modelo estatístico, simular os níveis de vibração que seriam produzidos pelo tráfego dos trens de carga, a diferentes distâncias da ferrovia, a partir de informações sobre as condições de operação praticadas pela operadora de transporte de cargas da região (a CFN). Por se tratar da mesma ferrovia, isto é, das simulações estarem sendo realizadas para as mesmas condições da via permanente e mesmo tipo de

solo, as variáveis relacionadas à via e ao meio de propagação da vibração foram desconsideradas.

5.6.2 Simulações para a determinação teórica dos níveis de vibração induzidos pelo tráfego de trens de carga

Na literatura é possível observar o grande interesse na busca de soluções numéricas que representem o problema da interação solo-estrutura, quando este sistema está submetido a uma excitação dinâmica (por exemplo, devido ao tráfego de trens). Muitos são os autores que buscam estas soluções (BAHREKAZEMI, 2004; DEGRANDE & LOMBAERT, 2001; CLOUTEAU et. al, 2001; STAMOS & BESKOS, 1996; QIAN & BESKOS, 1995; MICHOU & KOUMOUSIS, 2005 ; YANG et. al, 2003).

Na maioria dos trabalhos o problema da produção e propagação das ondas de vibração é avalizado em sua forma mais complexa, levando em consideração todas as variáveis do problema da vibração produzida e induzida pelo tráfego de trens em solo e edificações (relacionadas à fonte, ao meio e ao receptor da vibração).

Para o caso em estudo, por se tratar da mesma ferrovia, isto é, das simulações estarem sendo propostas para as mesmas condições da via permanente e mesmo tipo de solo, as variáveis relacionadas ao meio de propagação da vibração foram desconsideradas.

O objetivo das simulações foi estimar os valores de PPV para diferentes configurações de trens de carga (diferentes pesos e velocidades de tráfego). A realização das simulações fundamentou-se em dados de medições de níveis de vibração em diferentes distâncias, para diferentes composições ferroviárias (para trens com 4 e 5 vagões) e diferentes velocidades de tráfego, adquiridos durante as medições dos trens de passageiros. Uma base amostral com 52 elementos foi utilizada, com as seguintes variáveis de influência: distância à ferrovia, massa da composição e velocidade de tráfego.

Foi utilizado o *software* *SISREN – Sistema de Regressão Linear e Redes Neurais Artificiais*, no tratamento dos dados.

As variáveis consideradas são a seguir descritas:

a) Distância à ferrovia, d - indica a distância (em m) entre a fonte da vibração e o local da medição. Para esta variável a faixa de valores das medições foi de 2 a 30 metros;

b) Massa do veículo, m - é a massa total do trem (em kg), que é a soma das massas da locomotiva, dos vagões e dos passageiros (adotou-se um passageiro com massa de 80 kg). A faixa de valores das medições foi de 143 a 175 tons;

c) Velocidade de tráfego, v - expressa a velocidade de circulação dos trens no trecho em estudo (em km/h). A faixa de valores desta variável foi de 24 a 43 km/h.

Tomando como base o observado na Figura IV.30, em que a locomotiva é a principal fonte de vibração da composição férrea, não foi considerado relevante, para o caso em estudo, o número de eixos ou o tamanho da composição. Em sendo, as forças produzidas pela locomotiva função da massa total da composição, considerou-se, pois, a massa total da composição como uma das variáveis do processo estatístico.

Definidas as variáveis do modelo, realizou-se o processo de regressão numérica, através da inferência estatística, por meio do *SISREN*, obtendo-se o valor do PPV (mm/s) através da Equação 21:

$$PPV = -5,866 + \frac{1,443}{d} + 4,416 \times 10^{-5} \times m - 0,004 \times v \quad (21)$$

Onde,

d é a distância da ferrovia (m);

m é a massa do veículo (locomotiva mais vagões) (kg); e

v é a velocidade de tráfego (km/h).

Esta equação sob as variáveis acima descritas, pode ser considerada um modelo estatístico-matemático que permite a simulação dos valores de PPV.

Os parâmetros estatísticos que validam o modelo estão apresentados na Tab. 2, podendo-se então afirmar que a Eq. (1) é representativa do fenômeno. Verificou-se também que os intervalos dos resíduos padronizados apresentados na Tabela IV.10 indicam uma possível distribuição normal dos resíduos da regressão para os erros aleatórios do modelo.

Tabela IV.10 – Parâmetros estatísticos e respectivos valores observados.

Parâmetro Estatístico	Valor(es) observados
Coeficiente de correlação	igual a 0,77
Significância	inferior a 1 %
Resíduos padronizados	69% no intervalo [-1;1], 88 % no intervalo [-1,64; 1,64] e 95% no intervalo [-1,96; 1,96]

Com o modelo definido, procederam-se as projeções para determinação dos valores de PPV, utilizando as variáveis do próprio modelo, quais sejam: distância (à ferrovia), peso do veículo e velocidade de tráfego.

A estimativa dos valores de PPV para os trens de carga foi obtida inserindo os seguintes valores na Equação 1:

- Distância (à ferrovia): foi adotado o valor fixo de 15 m (faixa de domínio adotada, para cada lado da via);
- Massa total do veículo: foram adotadas massas (massa do veículo mais carga transportada) variando entre 200 toneladas e 900 toneladas. De acordo com dados da operadora de trens de carga, esta faixa engloba os valores de carga transportados no trecho em estudo;
- Velocidade de tráfego: segundo dados da operadora de trens de carga, atualmente, os trens de carga circulam com uma velocidade média de 25 km/h. Diante da possibilidade de variações desta velocidade, foram adotados valores entre 20 km/h e 30 km/h nas simulações.

Inserindo os valores acima descritos na Equação 21, foram encontrados valores para PPV's, descritos na Tabela IV.11.

Tabela IV.11 – Valores de PPV obtidos em simulação, para os trens de carga, em função dos valores de distância, peso do veículo e da velocidade de tráfego.

Peso (ton)	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
Velocidade (km/h)	PPV (mm/s)																	
20	0.766	2.975	5.183	7.391	9.599	11.807	14.015	16.223	18.431	20.639	22.847	25.055	27.264	29.472	31.680	33.888	36.096	38.304
21	0.762	2.970	5.178	7.386	9.594	11.802	14.011	16.219	18.427	20.635	22.843	25.051	27.259	29.467	31.675	33.883	36.092	38.300
22	0.758	2.966	5.174	7.382	9.590	11.798	14.006	16.214	18.422	20.630	22.839	25.047	27.255	29.463	31.671	33.879	36.087	38.295
23	0.753	2.961	5.169	7.378	9.586	11.794	14.002	16.210	18.418	20.626	22.834	25.042	27.250	29.458	31.667	33.875	36.083	38.291
24	0.749	2.957	5.165	7.373	9.581	11.789	13.997	16.206	18.414	20.622	22.830	25.038	27.246	29.454	31.662	33.870	36.078	38.286
25	0.744	2.953	5.161	7.369	9.577	11.785	13.993	16.201	18.409	20.617	22.825	25.033	27.242	29.450	31.658	33.866	36.074	38.282
26	0.740	2.948	5.156	7.364	9.572	11.781	13.989	16.197	18.405	20.613	22.821	25.029	27.237	29.445	31.653	33.861	36.070	38.278
27	0.736	2.944	5.152	7.360	9.568	11.776	13.984	16.192	18.400	20.609	22.817	25.025	27.233	29.441	31.649	33.857	36.065	38.273
28	0.731	2.939	5.147	7.356	9.564	11.772	13.980	16.188	18.396	20.604	22.812	25.020	27.228	29.436	31.645	33.853	36.061	38.269
29	0.727	2.935	5.143	7.351	9.559	11.767	13.975	16.184	18.392	20.600	22.808	25.016	27.224	29.432	31.640	33.848	36.056	38.264
30	0.723	2.931	5.139	7.347	9.555	11.763	13.971	16.179	18.387	20.595	22.803	25.012	27.220	29.428	31.636	33.844	36.052	38.260
31	0.718	2.926	5.134	7.342	9.550	11.759	13.967	16.175	18.383	20.591	22.799	25.007	27.215	29.423	31.631	33.840	36.048	38.256
32	0.714	2.922	5.130	7.338	9.546	11.754	13.962	16.170	18.378	20.587	22.795	25.003	27.211	29.419	31.627	33.835	36.043	38.251
33	0.709	2.917	5.126	7.334	9.542	11.750	13.958	16.166	18.374	20.582	22.790	24.998	27.206	29.415	31.623	33.831	36.039	38.247
34	0.705	2.913	5.121	7.329	9.537	11.745	13.953	16.162	18.370	20.578	22.786	24.994	27.202	29.410	31.618	33.826	36.034	38.243
35	0.701	2.909	5.117	7.325	9.533	11.741	13.949	16.157	18.365	20.573	22.781	24.990	27.198	29.406	31.614	33.822	36.030	38.238

A projeção do modelo para as variáveis distância à ferrovia, massa do veículo e velocidade de tráfego estão apresentadas nas Figuras IV. 32 e 33.

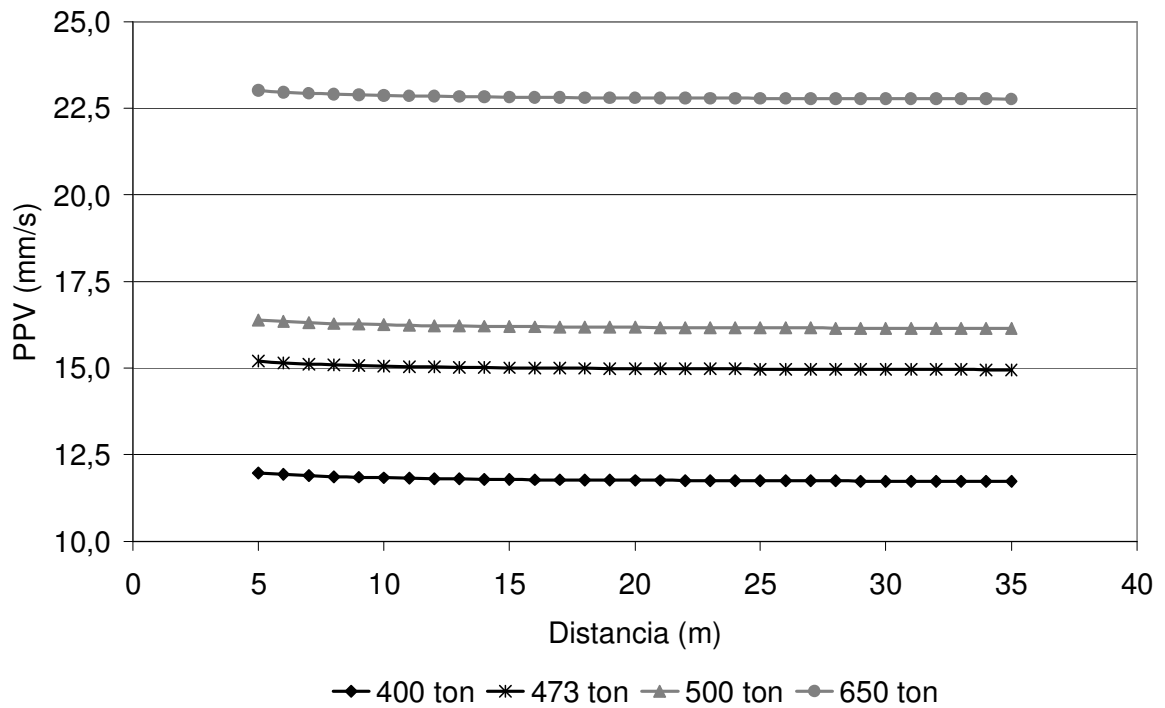


Figura IV 32 - Projeção do modelo para a variável distância (à ferrovia), para uma velocidade de tráfego de 25 km/h e massas variadas.

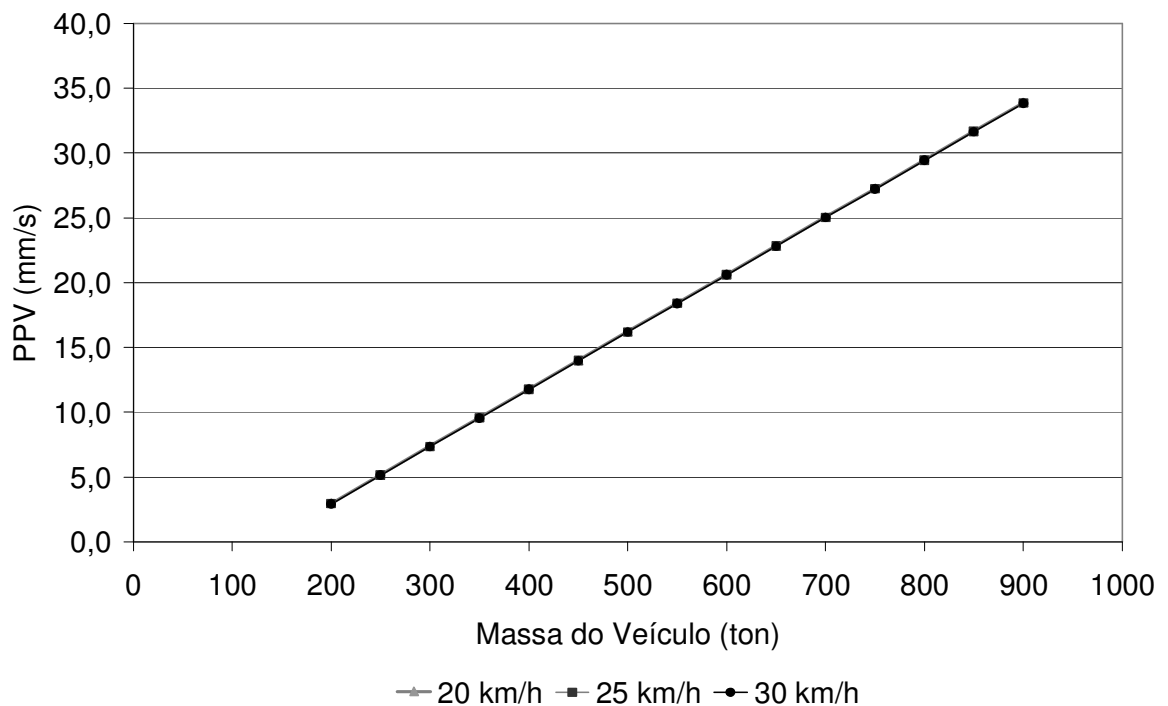


Figura IV.33 - Projeção do modelo para a variável massa do veículo. Valores estimados de PPVmédio para a distância de 15 m e velocidades variadas.

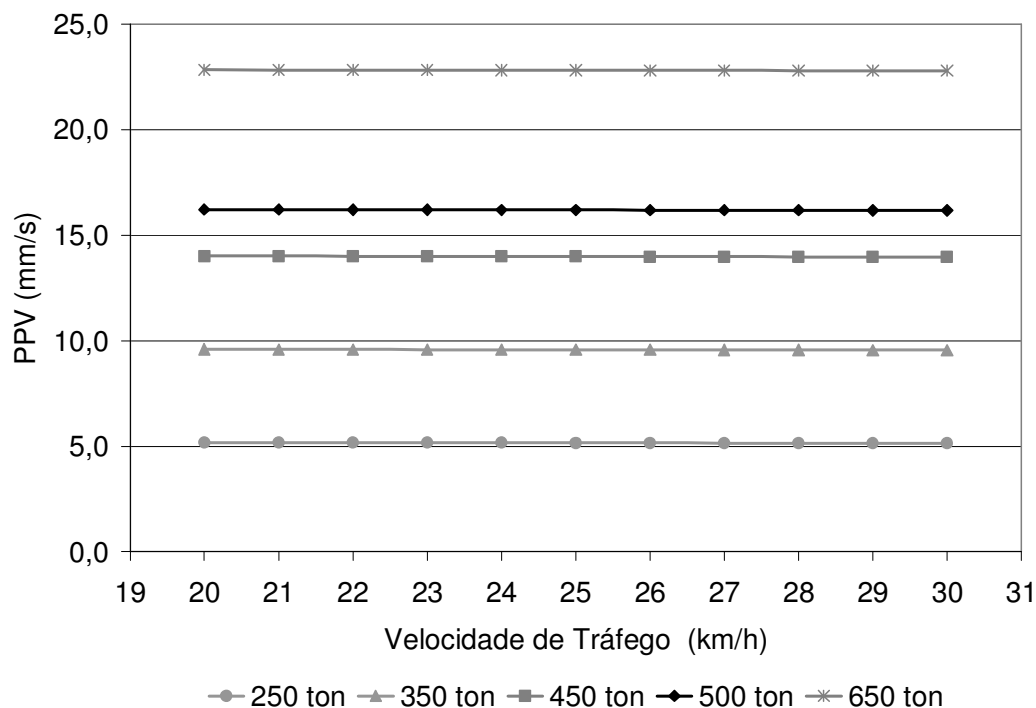


Figura IV.34 - Projeção do modelo para a variável velocidade de tráfego. Valores estimados de PPVmédio para massa do veículo variadas.

Verifica-se, a partir das Figuras IV. 32 a 34, que a massa da composição possui um efeito predominante em relação às outras duas variáveis. A curva de regressão conjunta considerando as três variáveis inclusive mascara o efeito do amortecimento da vibração com a distância (vide Figura IV.32).

Da Figura IV.34, considerando valores de massa da composição iguais ou acima de 500 tons, para qualquer das velocidades entre 20 km/h e 30 km/h, os valores de PPV obtidos estariam acima de 16 mm/s, superando o limite de 15 mm/s definido pela DIN 4150-3, aplicável ao local. Sendo a massa da composição a variável mais influente, pequenas variações na massa em torno de 470 tons produzem flutuações em torno do limite de 15 mm/s a diferentes distâncias da linha férrea. Por exemplo, verificou-se da Figura IV.32 e Equação 21, que para valores de massa do veículo de 473 tons e velocidade de 25 km/h

(velocidade média praticada operadora de trens de carga), a distância à ferrovia necessária para reduzir os níveis de vibração aos especificados por norma deveria ser de aproximadamente 20 m, para cada lado da ferrovia, ao contrário dos 15 m existentes. Por outro lado, para massas inferiores a 472 tons, a faixa de domínio de 15 m estaria apropriada.

Estes resultados devem ser encarados com prudência e não podem ser tomados como absolutos para orientar o projeto de ferrovias, devido às incertezas do processo de regressão. Entretanto, salientam a relevância da massa da composição na análise do efeito de vibração induzido por trens de carga.

Salienta-se que para outros segmentos ou outras ferrovias dever-se-ia levar em consideração as demais variáveis do problema (como tipo e condições do solo e o tipo e as condições da ferrovia), aqui desconsideradas, conforme já discutido.

CAPÍTULO VI

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Com base em levantamento realizado, foi constatado que a presença de edificações às margens das ferrovias nacionais, em áreas urbanas, é fato comum, isto é, diversas localidades, atendidas pelos transportes ferroviários de passageiros e de cargas, possuem vários pontos onde a proximidade entre as edificações e as ferrovias encontram-se no limiar da faixa de domínio (30m, sendo 15m para cada lado da ferrovia), adotada no Brasil.

Com base neste levantamento, foi possível proceder na escolha da área a ser utilizada para a realização de monitoramento dos níveis de vibração induzidos pelo tráfego de trens, de modo que a ferrovia que atende a Região Metropolitana de João Pessoa trata-se de uma ferrovia típica ao cenário ferroviário nacional.

A partir de vistorias realizadas nas áreas externas (fachadas) das edificações localizadas às margens de trecho da ferrovia que interliga os municípios de Cabedelo e João Pessoa, foi possível observar que as mesmas apresentam variados tipos de fissuras. Com base nos diferentes mecanismos de formação de fissuras em edificações, pode-se relacionar as seguintes possíveis causas das fissuras:

- Ao tempo excessivo de exposição às intempéries: a causas como as de movimentação estrutural devido à dilatação térmica ou à absorção das águas diretas das chuvas pelos revestimentos, sendo dessa forma submetidos ao trabalho constante de dilatação e contração, pelo ganho e perda de umidade de forma seqüencial e constante ao longo dos anos;
- A um provável excesso de finos na argamassa;
- Recalques devido a possíveis acomodações naturais estruturais e de fundações das edificações.

Os principais agentes, acima citados, das patologias encontradas nas edificações localizadas às margens do trecho de ferrovia em estudo, são: a umidade, proveniente das áreas úmidas externas às edificações (águas de

chuvas e proximidade das fundações ao lençol freático), e as variações de temperatura, ambos ao longo do tempo.

Trabalhou-se com a hipótese de que, em alguns casos, quando um edifício é sujeito a vibrações produzidas por tráfego de veículos durante muitos anos, danos por fadiga (ou seja, causados por carregamentos repetidos) podem ocorrer se as tensões induzidas nas edificações forem suficientemente altas, devido ao fato de que elementos construtivos têm, normalmente, tensões residuais em consequência do movimento do solo, da umidade e dos ciclos de temperatura, manutenção pobre ou após remodelações e reparações. Conseqüentemente, os pequenos níveis de vibrações induzidos pelo tráfego poderiam provocar danos por acúmulo de tensões residuais.

O fato de as edificações mais afastadas da ferrovia (cerca de 80m) estarem submetidas às mesmas condições de umidade e temperatura, além dos solos e das construções possuírem mesmas características físicas e construtivas, respectivamente, e estas não apresentarem o mesmo nível de fissuração observado nas edificações mais próximas à ferrovia, levantaram a hipótese de que os níveis de vibração produzidos pelo tráfego de trens de superfície aos quais essas edificações mais próximas estão submetidas possam ser causa do alto índice de fissuração nas mesmas.

A fim de verificar esta hipótese, foi realizado monitoramento, através de medições experimentais de níveis de vibração, em solo e em edificações.

Os níveis de vibração induzidos pelo tráfego de trens de passageiros apresentaram-se significativamente abaixo dos limites relacionados a danos em edificações. Desse modo, pode-se concluir que a distância entre a fonte da vibração (ferrovia) e o receptor (edificações) foi suficiente para o favorecimento do amortecimento geométrico da vibração produzida pelo tráfego de trens de passageiros.

Como forma de complementar o estudo do comportamento da vibração na região, foi idealizado um modelo estatístico-matemático, onde buscou-se simular tal comportamento, servindo de base para a investigação dos níveis de vibração produzidos na ferrovia durante o tráfego de trens de carga. O modelo foi calibrado a partir dos dados obtidos com as medições realizada para os

trens de passageiros e as simulações realizadas a partir de condições de operação atualmente praticadas pela operadora de transporte de cargas.

As simulações indicaram que a massa da composição exerce um efeito significativo na magnitude das vibrações produzidas em comparação com a velocidade e com a distância à via. Sob as condições usuais de velocidade de tráfego na localidade, para composições acima de 500 tons, observou-se a possibilidade de velocidades de pico superiores a 15 mm/s serem atingidas dentro da faixa de domínio correntemente adotada (de 15 m para cada lado da ferrovia). Isto é, os níveis de vibração esperados a 15 m de cada lado da ferrovia, para os trens de carga, seriam superiores aos aceitáveis para a tipologia estrutural das edificações da região em estudo. Isto leva a evidência de que a maior incidência de fissuração encontrada nas edificações lindeiras seja devido ao tráfego dos trens de transporte de cargas.

Sendo o trecho investigado um trecho típico deste tipo de ferrovia em área urbana, os resultados obtidos reforçam a necessidade de um maior acompanhamento dos níveis de vibração produzidos em ferrovias onde também circulem trens de carga.

Neste sentido, como recomendação para futuros estudos, propõe-se:

- Os solos arenosos fofos são particularmente suscetíveis à compactação quando submetidos à vibração. Este tipo de solo foi o caracterizado na região. Ou seja, os perfis geológicos e geotécnicos da região apontam para a possibilidade de ocorrência de eventuais alterações ou deformações (permanentes ou sazonais) no solo, devido às intempéries e às vibrações. Neste sentido, propõe-se um estudo destes fenômenos e de outros fenômenos ligados às movimentações do solo devido à vibração no solo local;
- Atualmente, as normas utilizadas para verificação dos níveis de vibração em edificações, baseiam-se em estudos realizados com vibração de curta duração, não cíclica. Ou seja, são necessários novos estudos que contemplem o fenômeno do acúmulo de tensões residuais, devidos às vibrações cíclicas induzidas pelo tráfego de trens urbanos em edificações;

Tais estudos, sugeridos, deverão vir seguidos de ações que contemplem a criação de padrões normativos que avaliem os níveis de vibração capazes de

provocar danos por fadiga (em edificações) e alterações ou deformações (permanentes ou sazonais) no solo, os quais podem acarretar recalques de fundações.

- Adotar modelos mais complexos para avaliação da vibração induzida por trens de carga, que incluam relações entre os diferentes tipos de solos, além de variações dos tipos carros de transporte de carga que trafegam na ferrovia (quais sejam: tanque, gôndolas, gaiolas, *hopper*, plataforma etc.).

REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES (ANTT). Site: <http://www.antt.gov.br/mapas/mapas.asp>. Disponível em: 04 de Fevereiro de 2008.

ALLEN, D.E. & RAINER, J.H. **Floor Vibrations**. National Research Council Canada, Division of Building Research, Canadian Building Digest 173, Setembro 1975.

AMICK, H. & GENDREAU, M. **Construction Vibrations and Their Impact on Vibration-Sensitive Facilities**. Presented at ASCE Construction Congress 6. Orlando, Florida, February 22, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 9653. Guia para avaliação dos efeitos provocados pelo uso de explosivos nas minerações em áreas urbanas**. Norma de Procedimento. São Paulo, 1986.

_____. NBR 6457. **Preparação de amostras de solo para ensaio de compactação e ensaios de caracterização**, Rio de Janeiro, 1980.

_____. NBR 7185. **Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego do frasco de areia**. Rio de Janeiro, 1986.

_____. NBR 6484. **Execução de Sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro, 1980.

_____. NBR 7250. **Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro, 1982.

_____. NBR 8036. **Programação de sondagens de simples reconhecimento**. Rio de Janeiro, 1983.

_____. NBR 6484. **Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES PÚBLICOS (ANTP). Site: http://www.antp.org.br/simob/Lists/rltcmp3_6/rlt.aspx. Disponível em: 04 de Fevereiro de 2008.

AUERSCH, L. **Ground vibration due to railway traffic - The calculation of the effects of moving static loads and their experimental verification**. Journal of Sound and Vibration 293, pp. 599-610, 2006.

BACCI, D.C. ; LANDIM, P. M. B.; ESTON, S.M. & IRAMINA, W. S. **Principais normas e recomendações existentes para o controle de vibrações provocadas pelo uso de explosivos em áreas urbanas – Parte I**. Revista Escola de Minas, Ouro Preto, 56(1), pp. 51-57, 2003a.

_____. **Principais normas e recomendações existentes para o controle de vibrações provocadas pelo uso de explosivos em áreas urbanas – Parte II.** Revista Escola de Minas, Ouro Preto, 56(2), pp. 131-137, 2003b.

BACHMANN, H. ET AL, **Vibration Problems in Structures-Practical Guidelines.** BIRKHÄUSER VERLAG BASEL, 1995.

BAHREKAZEMI, M. **Train-Induced Ground Vibration and Its Prediction.** Department of Civil and Architectural Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, 2004.

BLANDÓN, N. A. R. **Dissipação de Energia Sísmica em Estruturas de Edifícios.** Tese (Doutorado). 148 f. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

BOYCE, W.H. **Integration of Accelerograms.** Bull Seismol Soc. Am. 1970; 60:261 3.

BOWLES, J.E.. **Foundation Analysis and Design,** McGraw Hill Kogakusha, Tóquio, 1977.

BRASIL. **Decreto nº 1832,** de 04/03/1996.

_____. **Decreto nº 2089,** de 18/02/1963.

_____. **Lei nº 6.766,** de 19 de dezembro de 1979.

_____. Ministério dos Transportes. **Resolução nº 43/66,** de 01/04/1966.

BRITISH STANDARD. BS 7385. **Evaluation and Measurement for Vibration in Buildings – Part 1. Guide for measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings.** 1990.

CAPUTO, H.P.. **Mecânica dos solos e suas aplicações. Fundamentos.** Vol.1, 6a. edição. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, 1988. 234p.

CASAGRANDE, A. S. **Estudo de Cargas Impulsivas com ênfase em Explosões: Estratégias de Análises Utilizando Métodos Numéricos.** Dissertação de Mestrado. 158 f. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Rio Grande do Sul, 2006.

CLOUTEAU, D.; DEGRANDEA, G & LOMBAERT, G. **Numerical Modelling of Traffic Induced Vibrations.** Meccanica 36, pp. 401–420, 2001.

COMPANHIA BRASILEIRA DE TRENS URBANOS (CBTU). Relatório Anual, Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro. 2007.

- CROCKETT, J.H.A. **Piling vibrations and structural fatigue**. Recent Developments in the Design and Construction of Piles. The Institution of Civil Engineers, London, pp. 305-320. 1980.
- DAWN, T. M. **Ground Vibration from Heavy Freight Trains**. Journal of Sound and Vibration, 87(2), pp. 351-356.1983.
- DEGRANDE, G & LOMBAERT, G. **An efficient formulation of Krylov's prediction model for train induced vibrations based on the dynamic reciprocity theorem**. J. Acoust. Soc. Am. 110 (3), Pt. 1, Sep. 2001
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. **DER/SP M 145. Método de determinação da umidade de solos pelo "speedy"**. São Paulo, 1960.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Glossário de Termos Ferroviários**. Disponível, <http://www1.dnit.gov.br/>. Acesso em: 10 agosto 2007.
- DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V (DIN). **DIN 4150-3. Structural Vibration – Effects of Vibration on Structures**. 1999.
- DOWDING, C.H. **Construction Vibrations**. Prentice Hall, Upper Saddle River, 1996.
- _____. **Ground-structure response to blasting vibrations**. Proceedings of the 14th Annual meeting, Society of Engineering Science, pp. 1085-1093. 1977.
- DOUGLAS, J. **What is a Poor Quality Strong-Motion Record?** Bulletin of Earthquake Engineering, Volume 1, Number 1, pp. 141-156, 2003.
- GRAIZER, VM. **Effect of tilt on strong motion data processing**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25. pp. 197-204, 2005.
- GOLDBERG, J. L.; MELDRUM, B.H. & DREW, P. **The response of high-rise and domestic buildings to ground vibration from blasting and its relevance to the SAA explosives code AS 2187**. Transactions Of The Institution Of Engineers, Canbera, Australie, 2 out, pp. 251-262. 1985.
- GOOGLE EARTH, version 4.0 (beta): satellite's image software. Disponível em <<http://earth.google.com/>> Acesso: 24 fev. 2006.
- GOVERNO DO ESTADO DA PARAÍBA. Secretaria de Estado da Ciência e Tecnologia e do Meio Ambiente – SECTMA. Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba – AESA. **Atlas do plano estadual de recursos hídricos da Paraíba**. João Pessoa, 2006. Disponível em: <http://www.aesa.pb.gov.br/geoprocessamento/download.php?file=mapas_perh/Geologia_do_Estado_da_Paraiba.pdf>. Acesso em: 08 abril 2008.

- HAO, H.; ANG, T. C. & SHEN, J. **Building vibration to traffic-induced ground motion**. Building and Environment. N° 36, pp. 321-336. 2001.
- HECKL,M; HAUCK,G. & WETTSCHURECK,R. **Structure-borne sound and vibration from rail traffic**. Journal of Sound and Vibration 193(1), pp.175-184, 1996.
- HUNAIDI, O. and GALLAGHER, J.F. **Traffic Vibrations in Houses**. Solplan Review, 98, pp. 18-19. 2001.
- HUNAIDI, O. **Traffic Vibrations in Buildings**. Construction Technology Update, Ottawa, n. 39, pp. 1-5, jun. 2000.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **ISO 2631-1. Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 1: General requirements**. 1997.
- _____. **ISO 2631-2. Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)**. 2003.
- _____. **ISO 4866. Mechanical vibration and shock - Vibration of buildings - Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings**. 1990.
- YANG J.; LI J.B. & LIN G. **A simple approach to integration of acceleration data for dynamic soil – structure interaction analysis**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26, pp. 725–734, 2006.
- YANG, Y.B.; HUNG, H.H. & CHANG, D.W. **Train-induced wave propagation in layered soils using finite/infinite element simulation**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 23, pp. 263–278, 2003.
- KULHAWY, F. H. & MAYNE, P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design**. Rpt. EL-6800, Electric Power Research Inst., Palo Alto, Aug 1990, 306 p.
- KIM, D. & LEE, J. **Propagation and Attenuation Characteristics of Various Ground Vibrations**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 19, pp. 115-126, 2000.
- KUPPELWIESER, H. & ZIEGLER, A. **A Tool for Predicting Vibration and Structure-Borne Noise Immissions Caused by Railways**. Journal of Sound and Vibration 193(1), pp. 261-267, 1996.
- LACY, H.S. and GOULD, J.P. **Settlement from pile driving in sands**. American Society of Civil Engineers, Proceedings of ASCE Symposium on Vibration Problems in Geotechnical Engineering, Detroit, Michigan, G. Gazetas and E.T. Selig, Editors, pp. 152-173. 1985.

LAMB, H. **On the Propagation of Tremors over the Surface of an Elastic Solid**. Philosophical Transactions of the Royal Society, London A203, pp. 1-42, 1904.

MAYNE, P.W. **Ground vibrations during dynamic compaction**. American Society of Civil Engineers, Proceedings of ASCE Symposium on Vibration Problems in Geotechnical Engineering, Detroit, Michigan, G. Gazetas and E.T. Selig, Editors, pp. 247-265. 1985.

MEDEARIS, K. **Development of rational damage criteria for low-rise structures subjected to blasting vibration**. Proceedings of the 18th Symposium on Rock Mechanics, pp. 1-16. 1977.

MENDES, M. **Normas para Controle de Vibração nas Detonações**. 2004. Disponível, <http://www.marble.com.br/article/articleview/644/1/31>, Acessado 01/2008.

MICHOU, F. E. & KOUMOUSIS, V. K.. **Absorbing boundary conditions and perfect matched layer models for plane soil-structure interaction problems**. 5th GRACM International Congress on Computational Mechanics, Limassol, 29 June – 1 July, 2005.

MINERAÇÃO POR EXPLOSIVOS. **Procedimento D7.013**. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental - CETESB, Abril 1992.

MINISTERIO DOS TRANSPORTES, Departamento de Transportes Ferroviários, **Anuário Estatístico das Ferrovias do Brasil**, 2000. Disponível, <http://www.trasportes.gov.br/>, Acessado 07/2007.

MOREIRA, T. do V. **Análise da Sensibilidade Dinâmica de Edifícios com Estruturas Esbeltas**. 260 f. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2002.

NEWLAND, D. E. **An Introduction to Random Vibrations, Spectral & Wavelet Analysis**. New York: Longman Scientific & Technical, 3rd ed, 1993.

OLIVEIRA, A. C. **Um Modelo de Interação Dinâmica entre os Elementos Estruturais de uma Via Férrea**. 114p. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, pp. 14-20. 2006.

QIAN, J. & BESKOS, DE. **Dynamic interaction between 3-D rigid surface foundations and comparison with ATC-3 Provisions**. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 24 (3), pp. 419-437. Mar 1995.

RAINER, J.H. **Vibrations in Buildings**. National Research Council Canada, Division of Building Research, Canadian Building Digest 232, Maio 1984.

SELIG, E.T. e WATERS, J.M. **Track Geotechnology and Substructure Management**. Thomas Telford Services. London, 1994.

SEMPREBONE, P. da S. **Desgastes em trilhos ferroviários - Um estudo teórico.** 153 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação da Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2006.

SILVA, F. T. **Vibrações em Encostas Produzidas por Tráfego de Veículos.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, UFPE, 2006.

SISKIND, D.E., STAGG, M.S., KOPP, J.W., and DOWDING, C.H. **Structure response and damage produced by ground vibrations from surface blasting.** Report of Investigations 8507, U.S. Bureau of Mines, Washington, D.C., 1980.

STAMOS, A.A. & BESKOS, D.E. **3-D seismic response analysis of long lined tunnels in half-space.** Soil Dynamics and Earthquake Engineering 15 (2), pp. 111-118 1996.

SUPERINTENDÊNCIA DE TRENS URBANOS DE JOÃO PESSOA - CBTU/STU/JOP. Site: <http://www.cbtu.gov.br/>.

SVINKIN, M.R. **Pile driving induced vibrations as a source of industrial seismology.** Proceedings of the 4th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, The Hague, The Netherlands, F.B.J. Barends, Editor, A.A. Balkema Publishers, pp. 167-174. 1992.

TEIXEIRA, W. **Decifrando a Terra.** Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2003.

TERZAGHI, K. & PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice.** 2a. ed. New York: John Wiley, 1967. 729p.

THOMAZ, E. **Trincas em edifícios: causas, prevenção e recuperação.** Pini: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1989.

TRIFUNAC, M. D. **Low frequency Digitization Errors and a New Method for Zero Baseline Correction of Strong Motion Accelerograms.** Earthquake Engineering Research Laboratory, EERL 70-07, California Institute of Technology, Pasadena, pp.55, 1970.

_____. **Zero baseline correction of strong-motion accelerograms.** Bull Seismol Soc. of America, 26, pp. 1201-1211, 1971.

TRIFUNAC, M. D.; LEE, V. W. & TODOROVSKA, M. I. **Common problems in automatic digitization of strong motion accelerograms.** Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 18, pp. 519-530, 1999.

TRUJILLO, D. M. **A new approach to the integration of accelerometer data.** Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, pp. 529-535, 1982.

VIKTOROV, I. A. **Rayleigh and Lamb waves: Physical Theory and Applications**. New York: Plenum Press. 1967.

WISS, J. F. **Damage Effects of Pile Driving Vibration**. Highway Research Board Record 155, pp. 14-20, 1967.

APÊNDICE A PLANILHAS DE VISTORIAS

A Planilha A.1 apresenta a planilha de vistoria, utilizada no levantamento de fissuras das edificações.

Planilha A.1 – Planilha de vistoria

Logradouro:	nº
Incidência	
Nenhuma	☐
Pouca	☐
Média	☐
Muita	☐
Configuração	
Vertical	☐
Inclinada	☐
Horizontal	☐
Comprimento	
< 20cm	☐
20cm < comprimento < 50cm	☐
50 cm < comprimento < 100cm	☐
> 100cm	☐
Abertura	
< 0.5mm	☐
0.5mm < abertura < 1mm	☐
> 1mm	☐
Localização	
Segundo Alvenaria	
Piso	☐
Pés de alvenaria	☐
Meio de alvenaria	☐
Topo de alvenaria	☐
Teto	☐
Segundo Elementos	
Muro	☐
Encontro de alvenarias	☐
Encontro de portas	☐
Encontro de janelas	☐
Encontro de laje de piso e alvenaria	☐
Encontro de laje de teto e alvenaria	☐
Aprofundamento	
Contínuo	☐
Descontínuo	☐

Aparecimento em pavimentos adjacentes

Sim ☐
Não ☐

Aparecimento em edifício vizinho

Sim ☐
Não ☐

Modificação profunda nas adjacências

Sim ☐
Não ☐

Outras manifestações patológicas

Umidade ☐
Descolamentos ☐
Manchas de ferrugem ou bolor ☐
Eflorescências ☐
Outras ☐

Manifestação em fachadas

Anterior ☐
Posterior ☐
Laterais ☐

Abertura da fissura

Constante ☐
Estreitamento numa dada direção ☐

Escamações indicativas de cisalhamento

Sim ☐
Não ☐

APÊNDICE B

**PLANILHA COM DADOS DO LEVANTAMENTO ALTIMÉTRICO
TOPOGRÁFICO DO SEGMENTO DE FERROVIA EM ESTUDO**

Para o levantamento, chamou-se Trilho 1 o mais a leste e Trilho 2 o mais a oeste. Os pontos pares (P2, P4 etc.) referem-se ao Trilho 1 e os pontos ímpares (P3, P5 etc.) ao Trilho 2. Sendo que o primeiro ponto (P1) se tratava do referencial (placa de sinalização próxima à ferrovia). Na Tabela B.1, em destaque, o desnível vertical máximo entre os trilhos igual a 1,4cm.

Tabela B.1 – Diferenças de nível, em relação ao ponto P1, nos trilhos da ferrovia e o desnível entre os trilhos.

Trilho 1		Trilho 2		Desnível entre Trilhos (m)
Ponto Visado	Diferença de Nível (m)	Ponto Visado	Diferença de Nível (m)	
P2	0.072	P3	0.086	0.014
P4	0.067	P5	0.076	0.009
P6	0.059	P7	0.061	0.002
P8	0.054	P9	0.054	0.000
P10	0.044	P11	0.049	0.005
P12	0.029	P13	0.041	0.012
P14	0.031	P15	0.022	-0.009
P16	0.022	P17	0.024	0.002
P18	0.026	P19	0.023	-0.003
P20	0.002	P21	0.006	0.004
P22	0.002	P23	-0.004	-0.006
P24	0.001	P25	-0.009	-0.010
P26	-0.008	P27	-0.007	0.001
P28	-0.004	P29	-0.007	-0.003
P30	0.105	P31	0.095	-0.010
P32	0.125	P33	0.121	-0.004
P34	0.128	P35	0.130	0.002
P36	0.131	P37	0.133	0.002
P38	0.128	P39	0.128	0.000
P40	0.136	P41	0.138	0.002
P42	0.143	P43	0.145	0.002
P44	0.147	P45	0.149	0.002
P46	0.146	P47	0.155	0.009
P48	0.148	P49	0.157	0.009
P50	0.146	P51	0.154	0.008
P52	0.143	P53	0.145	0.002
P54	0.128	P55	0.134	0.006
P56	0.13	P57	0.132	0.002
P58	0.121	P59	0.132	0.011

APÊNDICE C

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

O Quadro C.1 apresenta os resultados dos ensaios de massa específica aparente e teor de umidade, realizados *in situ*, para duas amostras de solo (Furo 1 e Furo 2).

Quadro C.1 – Resultados dos ensaios de massa unitária e teor de umidade, *in situ*.

Furo	Nº	1	2
Data	-	19/fev	19/fev
Posição	D - E Eixo	Eixo	D
Profundidade	cm	20	20
Peso do Frasco com Amostra do Solo	Antes	6000	6000
	Depois	2665	2550
	Diferença	3335	3450
Peso do Solo no Funil	kgf	670	670
Peso do Solo no Furo	kg	2665	2780
Massa Unitária	kg/cm³	1,29	1,29
Volume do Furo	cm³	2065,89	2155,04
Umidade	%	3	1
Fator de Correção		0,971	0,99
Peso do Solo Úmido	PW	3205	3325
Peso do Solo Seco	Os	3111,65	3291,75
Peso Específico do Solo Seco	kg/cm³	1,506	1,527
Ensaio Laboratório	Peso Específico Máximo	1,56	1,60
	Umidade Ótima	7,5	7,5
Compactação	GC%	96,55	95,47

O ensaio de cisalhamento direto teve como objetivo determinar os parâmetros que definem o processo de cisalhamento do solo, quais sejam, o ângulo de atrito interno (ϕ) e a coesão (c).

O ensaio consistiu em romper uma amostra de solo, com pequena altura em relação à área da sua base, submetida a uma tensão de confinamento normal (σ), determinando assim a tensão de cisalhamento (τ) que provoca essa ruptura.

As Figuras C.1, C.2 e C.3, representam os gráficos dos resultados obtidos do ensaio de cisalhamento direto, sendo, respectivamente, o gráfico de ruptura generalizada para a carga de 10kg, 15kg e 20kg.

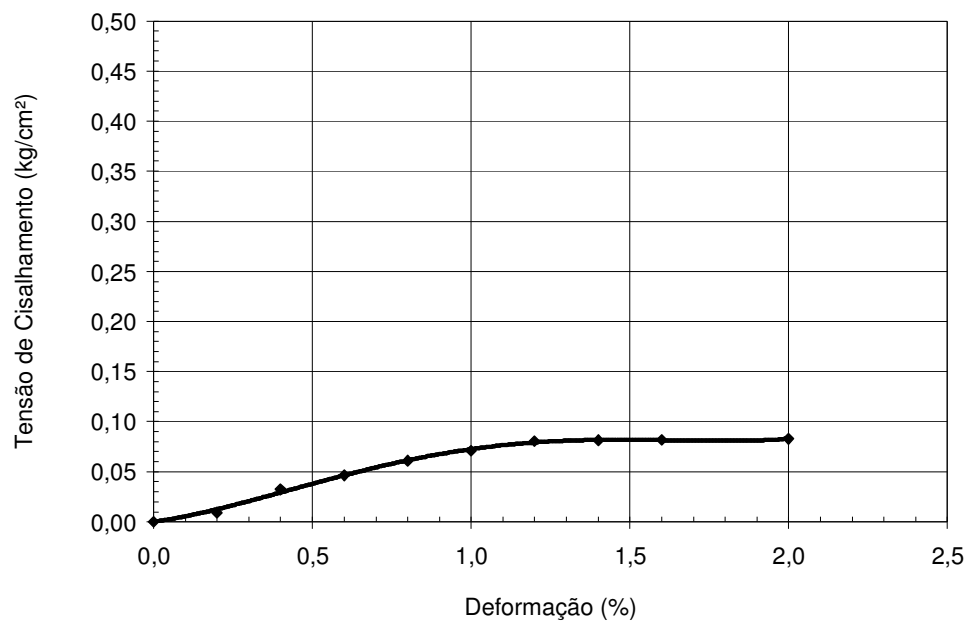


Figura C.1 - Ruptura Generalizada - 10 kg.

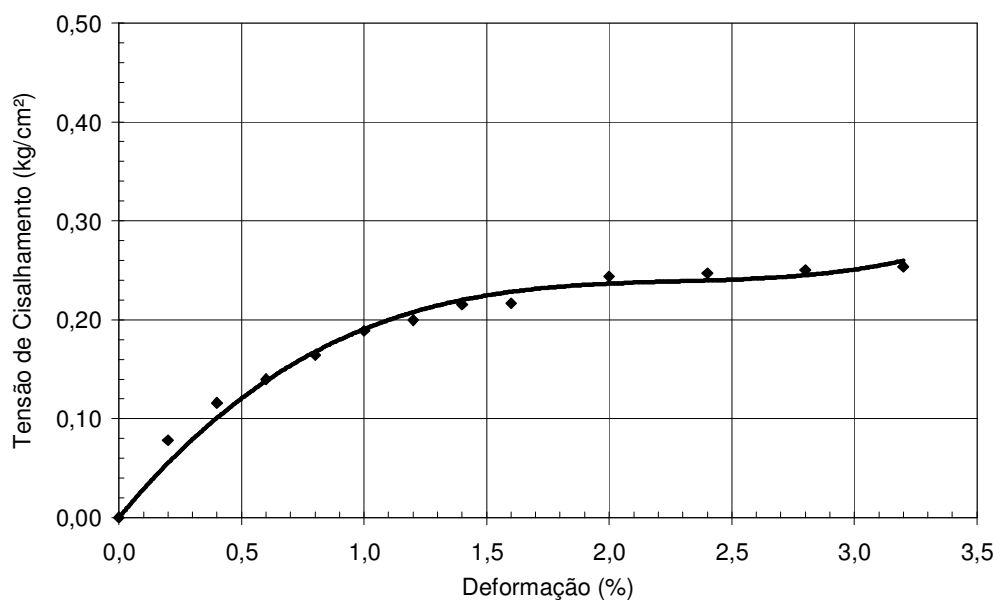


Figura C.2 - Ruptura Generalizada - 15 kg.

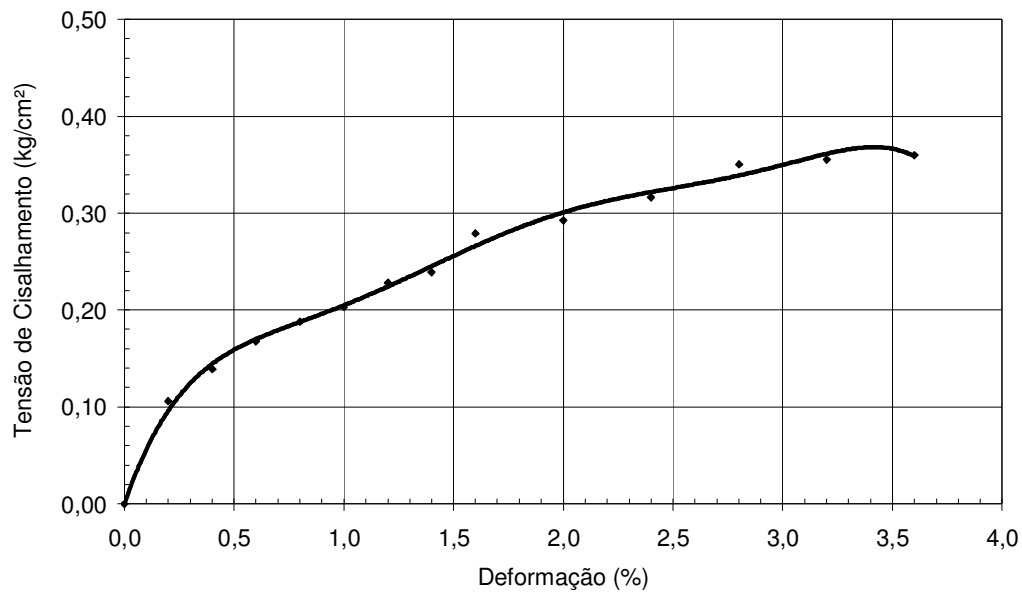


Figura C.3 - Ruptura Generalizada - N 20 kg.

A Figura C.4 representa o gráfico da envoltória de ruptura, com a respectiva equação da reta de tensão versus deformação.

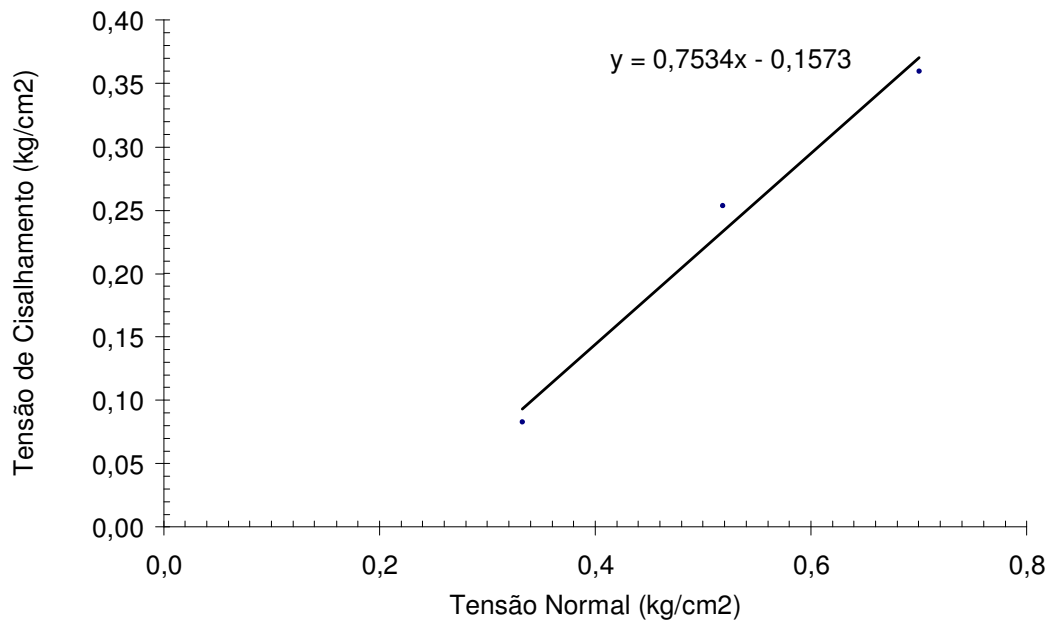


Figura C.4 - Ruptura Generalizada. Envoltória de ruptura.

O valor ajustado do intercepto de coesão foi negativo ($c = -0,1573$ kg/cm²). Nesse caso, considerando que não existe coesão negativa, assumiu-se que a coesão é nula e, por isso, o intercepto de coesão é igual a zero.