

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

JANAINA TOBIAS DE CARVALHO

COMPORTAMENTO DINÂMICO DAS LAJES FLUTUANTES DE VIAS  
PERMANENTES EM SISTEMAS METROFERROVIÁRIOS

SÃO CARLOS

2015



JANAINA TOBIAS DE CARVALHO

COMPORTAMENTO DINÂMICO DAS LAJES FLUTUANTES DE VIAS  
PERMANENTES EM SISTEMAS METROFERROVIÁRIOS

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São  
Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte  
dos requisitos para obtenção do título de Mestre  
em Engenharia de Estruturas.

Área de concentração: Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof.Dr. Ricardo Carrazedo

**VERSÃO CORRIGIDA**

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

SÃO CARLOS

2015

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

C331c Carvalho, Janaina Tobias de  
Comportamento dinâmico das lajes flutuantes de vias permanentes em sistemas metroferroviários / Janaina Tobias de Carvalho; orientador Ricardo Carrazedo. São Carlos, 2015.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2015.

1. laje flutuante. 2. vibrações. 3. sistema massa mola. 4. elementos finitos. I. Título.

## FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **JANAÍNA TOBIAS DE CARVALHO**

Título da dissertação: "Comportamento dinâmico das lajes flutuantes de vias permanentes em sistemas metroferroviários."

Data da defesa: 27/02/2015

### Comissão Julgadora:

### Resultado:

Prof. Dr. **Ricardo Carrazedo (Orientador)**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Profa. Dra. **Maíra Martins da Silva**  
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Prof. Dr. **Alex Sander Clemente de Souza**  
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

APROVADA

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:  
Prof. Associado **Paulo César Lima Segantine**



À minha família  
pelo amor, compreensão e incentivo



---

## AGRADECIMENTOS

---

A meus pais, Antonio e Dinah, por todo o amor e incentivo em todos os momentos da minha vida. A minha irmã Angélica e as minhas sobrinhas Alice e Sofia por me trazerem tanta alegria.

Ao João Eduardo, por todo carinho, compreensão, incentivo e ajuda imprescindíveis para a conclusão do trabalho.

Ao meu orientador professor Ricardo Carrazedo, por toda a paciência, incentivo, encorajamentos constantes, disponibilidade e ensinamentos muito valiosos ao longo de toda a pesquisa.

Aos professores Maíra Martins da Silva e Vladimir Guilherme Haach pelas valiosas contribuições no exame de qualificação.

Ao Dr. Adilson Roberto Takeuti, por me incentivar e viabilizar meu ingresso no mestrado, além de toda a ajuda no decorrer da pesquisa.

A Companhia do Metropolitano de São Paulo, por permitir, incentivar e tornar possível o desenvolvimento desta pesquisa. Aos meus companheiros de trabalho em especial: Ana Cristina, Caldas, Daniel Gatti, Daniel Saccomano, Elda, Elaine, Fabio Fredi, Fabio de Paula, Francisco Valentim, Helder, Osvaldo, Ricardo, Sandra, Silvia Fuentes, Silvia Regina e Thiago por toda a ajuda e compreensão.

A Tatiana Fonseca pela amizade e grande ajuda principalmente no início do mestrado.

A Cecilia e Daniel por me acolherem em um dos momentos mais importantes da pesquisa.

Aos meus colegas de mestrado, especialmente Hugo e Matheus por toda a ajuda, companheirismo e paciência.

A todos os meus amigos que me incentivaram e entenderam as minhas ausências.

A todos os professores e funcionários do Departamento de Estruturas que de alguma forma me ajudaram.



---

## RESUMO

---

CARVALHO, Janaina Tobias. Comportamento dinâmico das lajes flutuantes das vias permanentes em sistemas metroviários. 2015. 145 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

A preocupação com o impacto ambiental decorrente da implantação e operação de novas linhas metroferroviárias faz com que na elaboração dos projetos de via permanente sejam frequentemente adotados sistemas amortecedores de vibrações e ruídos secundários. As vibrações em vias de metrô são causadas principalmente pelo contato roda-trilho e são propagadas pela estrutura do túnel e pelas distintas camadas de solo podendo chegar às edificações lindeiras, onde, dependendo da intensidade, provocam desconforto aos usuários da edificação e mau funcionamento de equipamentos. Uma solução de atenuação largamente empregada atualmente em locais críticos é o “sistema massa mola”. O sistema “massa mola” é composto por lajes de concreto armado, denominadas lajes flutuantes, apoiadas sobre materiais resilientes. De forma geral, quanto menor a frequência natural deste sistema, maior a atenuação das vibrações. No entanto, a utilização de apoios excessivamente flexíveis para obtenção de baixas frequências pode acarretar problemas operacionais em função de deslocamentos e acelerações excessivos das lajes flutuantes. Este projeto tem como objetivo o estudo do comportamento dinâmico das lajes flutuantes de concreto armado utilizadas em sistemas “massa mola” principalmente com relação à atenuação de vibrações e nível de vibrações na via permanente durante a passagem dos trens metropolitanos. A avaliação foi realizada utilizando modelos numéricos calibrados com dados experimentais obtidos nas linhas do Metrô de São Paulo.

Palavras-chave: laje flutuante, vibrações, sistema massa mola, elementos finitos



---

## ABSTRACT

---

CARVALHO, Janaina Tobias. Dynamic behavior of floating slabs in permanent ways of metro systems. 2015. 145 p. MSc. Thesis, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2015.

Deploying and operating subway lines cause growing concern about environmental impact, making necessary in new lines projects the adoption of damping systems for no propagation of noise and vibration arising from traffic from trains. The vibrations in a subway track are mainly caused by wheel-rail contact and are propagated by tunnel structure and soil layers, reaching the neighboring buildings and causing annoyance residents in building. Equipment failures represent a consequence as well. A mitigation solution widely employed in critical locations is the known "mass spring system". The "mass spring system" system is composed of reinforced concrete slabs, so called floating slabs, resting on resilient materials. In general, greater attenuation of vibrations can be attained with lower natural frequency of system. However, the use of flexible supports for obtaining excessively low frequencies can cause operational problems due to excessive accelerations and displacements of the floating slab. This project aims to study the dynamic behavior of reinforced concrete floating slabs used in systems' mass spring "particularly with respect to mitigating vibrations and level of vibrations during the passage of the commuter trains. The evaluation was performed using numerical models calibrated with experimental data obtained in the lines of the São Paulo Metro.

Keywords: floating slab, vibration, mass spring system, finite element



---

## LISTA DE FIGURAS

---

FIGURA 1-1 – NÍVEIS TÍPICOS DE VIBRAÇÃO NO SOLO. ADAPTADO DE FEDERAL TRANSIT ADMINISTRATION, 2006 .....	2
FIGURA 2-1- PROPAGAÇÃO DA VIBRAÇÃO DO SOLO ATÉ A EDIFICAÇÃO ADAPTADO DE FEDERAL TRANSIT ADMINISTRATION (2006). ...	6
FIGURA 2-2- NECESSIDADE DE ATENUAÇÃO DE VIBRAÇÕES – FLUXOGRAMA DE ESTUDO ANALÍTICO .....	9
FIGURA 2-3- SISTEMA BÁSICO DE UM GRAU DE LIBERDADE (CLOUGH; PENZIEN, 1995).....	10
FIGURA 2-4 - EQUILÍBRIO DINÂMICO DAS FORÇAS (CLOUGH; PENZIEN, 1995) .....	10
FIGURA 2-5 - VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO COM AMORTECIMENTO E FREQUÊNCIA (CLOUGH; PENZIEN, 1995)	14
FIGURA 2-6 - SISTEMA DE UM GRAU DE LIBERDADE COM ISOLAÇÃO DE VIBRAÇÕES (CLOUGH; PENZIEN, 1995).....	15
FIGURA 2-7 - TRANSMISSIBILIDADE EM RELAÇÃO A B, (CLOUGH; PENZIEN, 1995) .....	16
FIGURA 2-8- VIGA DISCRETIZADA (CLOUGH; PENZIEN, 1995).....	17
FIGURA 2-9 - REPRESENTAÇÃO DAS DEFLEXÕES COMO UMA SOMA DE COMPONENTES MODAIS, (CLOUGH; PENZIEN, 1995). ....	21
FIGURA 2-10 SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA - VIA EM LASTRO, ADAPTADO EVELD, 2001 .....	25
FIGURA 2-11 VIA PERMANENTE EM VIGA SUPORTE. FONTE: ELABORADO PELO AUTOR .....	26
FIGURA 2-13- TIPOS DE APOIOS RESILIENTES .....	27
FIGURA 2-14 – SENSIBILIDADE DA RELAÇÃO ENTRE A DAS RIGIDEZES (CASTELLANI ET AL., 1998) .....	30
FIGURA 2-15- PRINCÍPIO DO ISOAMORTECEDOR GSI-ELEMENT.....	31
FIGURA 2-16 - PRINCÍPIO DA VIA PERMANENTE COM ISOAMORTECEDOR.....	31
FIGURA 2-17 - LAJES SEM BARRA DE TRANSFERÊNCIA (ESQUEMÁTICO)- FONTE: ELABORADA PELO AUTOR.....	33
FIGURA 2-18 - LAJES COM BARRA DE TRANSFERÊNCIA (ESQUEMÁTICO) FONTE: ELABORADA PELO AUTOR .....	33
FIGURA 2-19 – DESLOCAMENTOS RELATIVOS DE LAJES FLUTUANTES ADJACENTES (CHUNG; KWON; JANG, 2014) .....	34
FIGURA 2-20 - ESQUEMA DA DISTRIBUIÇÃO DAS BARRAS DE TRANSFERÊNCIA NAS LAJES FLUTUANTES DA COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO. FONTE: ELABORADO PELO AUTOR.....	35
FIGURA 2-22-PLACA LANDIS .....	39
FIGURA 2-23-FIXAÇÃO PANDROL SFC .....	39
FIGURA 2-24 - FIXAÇÃO VIPA SP .....	39
FIGURA 2-26- EXEMPLO DE CAIXA DE EIXO, ADAPTADO DE IWNIKI (2006).....	40
FIGURA 2-27- TIPOS DE SEÇÃO DE RODAS, ADAPTADO DE IWNIKI (2006).....	41
FIGURA 2-28 – ESQUEMA DO CONJUNTO DO TREM COM AS SUSPENSÕES. FONTE: ELABORADO PELO AUTOR.....	41
FIGURA 2-29-TRUQUE DO TREM ITALIANO ETR-500, (IWNIKI, 2006).....	42
FIGURA 2-30 - RAIOS DA RODA E TRILHO NO CONTATO .....	46
FIGURA 2-31- IRREGULARIDADE DE VIA FÉRREA: A) REPRESENTAÇÃO DA VIA EM UM SISTEMA DE COORDENADAS, B) IRREGULARIDADES SEGUNDO A VERTICAL, C) IRREGULARIDADES SEGUNDO A HORIZONTAL (RIGUEIRO, 2007) .....	47
FIGURA 2-32- EXCITAÇÕES NA VIA EM RELAÇÃO A FREQUÊNCIA, ADAPTADO EVELD, 2001.....	51
FIGURA 2-33 - INSTRUMENTAÇÃO DOS TRILHOS PARA A MEDIÇÃO DE FORÇAS DINÂMICAS NA VIA (CHOI, 2013) .....	51
FIGURA 2-34 – EXEMPLO DE INSTRUMENTAÇÃO DE RODEIRO .....	52
FIGURA 2-35 – FORÇA LATERAL MEDIDA ENTRE “JOURNAL AXLE” E A CAIXA DE EIXO (IWNIKI, 2006).....	53

FIGURA 2-36 – SEÇÕES ONDE OS MOMENTOS FLETORES E TORQUES SÃO MEDIDOS PARA AVALIAR AS FORÇAS X, Y E Q (IWNICKI, 2006) .....	53
FIGURA 2-37 – STRAIN GAUGES POSICIONADOS PARA MEDIR FORÇAS VERTICAIS E LATERAIS ADAPTADO DE (MATSUMOTO ET AL., 2008) .....	54
FIGURA 2-38 – CALIBRAÇÃO DO RODEIRO .....	54
FIGURA 2-39 – MODELO COM CARGA MÓVEL – ADAPTADO DE ANG E DAI (2013).....	56
FIGURA 2-40- MODELO COM MASSA NÃO SUSPensa. FONTE: PRÓPRIO AUTOR .....	56
FIGURA 2-41 – MODELO COM MASSA SUSPensa – ADAPTADO DE ANG E DAI (2013) .....	57
FIGURA 2-42 – MODELO COM MASSA SUSPensa MÓVEL ESTENDIDO– ADAPTADO DE ANG E DAI (2013) .....	57
FIGURA 2-43 - DISPOSIÇÃO DO TÚNEL NO SOLO MOSTRANDO OS COMPONENTES DA VIA COM LAJE FLUTUANTE. ADAPTADO DE FORREST (1999) .....	58
FIGURA 2-44 – A) VIA COM LAJE FLUTUANTE SOBRE UMA BASE RÍGIDA SUJEITA A UMA CARGA MÓVEL OSCILATÓRIA E B) VISTA LATERAL (HUSSEIN; HUNT, 2006).....	59
FIGURA 2-45 – A) VIA COM LAJE FLUTUANTE COM TÚNEL E SOLO E B) VISTA LATERAL. FONTE: PRÓPRIO AUTOR .....	59
FIGURA 2-46 – EXEMPLO DE MODELO COM ESTRUTURA INVARIANTE EM UMA DIREÇÃO (MODELO 2,5D) – (LOPES ET AL., 2013)..	61
FIGURA 2-47 – USO DE ELEMENTOS DE ABSORÇÃO SIMULANDO A CAMADA ELÁSTICA (JONES, 2010) .....	62
FIGURA 2-48 – REPRESENTAÇÃO DA P WAVE .....	64
FIGURA 2-49 – REPRESENTAÇÃO DA S-WAVE .....	64
FIGURA 2-50 – AS DUAS DIREÇÕES DAS ONDAS TRANSVERSAIS – (A)ONDAS HORIZONTAIS(SH) E (B) ONDAS VERTICAIS (SV)- ADAPTADO DE EITZENBERGER (2008) .....	64
FIGURA 3-1 – MODELOS CONSIDERANDO SOLO ENVOLVENTE: A) TRÊS VIGAS (LAJE FLUTUANTE) B) DUAS VIGAS (SEM MASSA MOLA). 70	
FIGURA 3-2- MODELO SEM A CONSIDERAÇÃO DO SOLO ENVOLVENTE PARA AS SEÇÕES COM SISTEMA MASSA MOLA .....	71
FIGURA 3-3- SEÇÃO DO TÚNEL E DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS. FONTE: ELABORADO PELO AUTOR .....	72
FIGURA 3-4 -DIMENSÕES – VIGA SUPORTE COM PAD. FONTE: ELABORADO PELO AUTOR .....	73
FIGURA 3-6- DIMENSÕES - VIGA SEM MASSA MOLA- LINHA 1 AZUL. FONTE: ELABORADO PELO AUTOR.....	74
FIGURA 3-7 – DISTRIBUIÇÃO DOS EIXOS DO TREM. FONTE: ELABORADO PELO AUTOR .....	75
FIGURA 3-8- ESQUEMA DO MODELO NUMÉRICO. FONTE: ELABORADO PELO AUTOR.....	77
FIGURA 3-9 – EXEMPLO MEDIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO TRILHO - ADAPTADO DE COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO, 2008ª .....	78
FIGURA 3-10 - COMPARAÇÃO ENTRE AS FUNÇÕES GERADORAS DE IRREGULARIDADE.....	79
FIGURA 3-11- CURVA DE CORRELAÇÃO DA VELOCIDADE DE ONDA P E O SPT DA FORMAÇÃO SÃO PAULO.....	80
FIGURA 3-12 - CURVA DE CORRELAÇÃO DA VELOCIDADE DE ONDA S E O SPT DA FORMAÇÃO SÃO PAULO .....	80
FIGURA 3-13 – LOCALIZAÇÃO DOS ACELERÔMETROS NAS SEÇÕES DE ESTUDO. FONTE: ELABORADO PELO AUTOR .....	83
FIGURA 4-1 – COMPARAÇÃO ENTRE AS FORÇAS EXPERIMENTAIS E DE SIMULAÇÃO PARA AS SEÇÕES COM SISTEMA MASSA MOLA .....	84
FIGURA 4-2- COMPARAÇÃO ENTRE AS FORÇAS EXPERIMENTAL E DE SIMULAÇÃO PARA A SEÇÃO SEM MASSA MOLA (V=70 KM/H).....	84
FIGURA 4-3- COMPARAÇÃO ENTRE AS FORÇAS EXPERIMENTAL E DE SIMULAÇÃO PARA A SEÇÃO SEM MASSA MOLA (V=90 KM/H).....	85
FIGURA 4-4- PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO DA LAJE – F=10.2 Hz.....	85
FIGURA 4-5 – PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO DO TÚNEL E SOLO –F=54,5HZ .....	85

FIGURA 4-6 – PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO DO TRILHO – $F=46,9$ Hz.....	86
FIGURA 4-7 - PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO DA LAJE – $F=6,2$ Hz.....	86
FIGURA 4-8- PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO TÚNEL E SOLO - $F=54,4$ Hz.....	86
FIGURA 4-9 - PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO DO TRILHO – $F=37,8$ Hz.....	86
FIGURA 4-11- PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO DO TÚNEL E SOLO – $F=66,8$ Hz.....	86
FIGURA 4-12 – PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO DA LAJE – $F=10,2$ Hz.....	87
FIGURA 4-13- PRIMEIRO MODO DE VIBRAÇÃO DO TRILHO – $F=46,9$ Hz.....	87
FIGURA 4-14 – PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO DA LAJE – $F= 6,3$ Hz.....	87
FIGURA 4-15- PRIMEIRO MODO DE FLEXÃO TRILHO – $F=37,8$ Hz.....	87
FIGURA 4-16 – NÍVEL DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL – LAJE SOBRE PAD.....	88
FIGURA 4-17 – NÍVEL DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL – LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR.....	88
FIGURA 4-18 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE PADS.....	89
FIGURA 4-19 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NA LAJE EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE PADS ...	90
FIGURA 4-20 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE SOBRE PADS.....	90
FIGURA 4-21 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE ISOAMORTECEDORES.....	91
FIGURA 4-22 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NA LAJE EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR.....	92
FIGURA 4-23- NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR.....	92
FIGURA 4-24 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SEM MASSA MOLA.....	93
FIGURA 4-25- NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NA VIGA SUPORTE EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SEM MASSA MOLA.....	94
FIGURA 4-26 - FIGURA 4-27 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SEM MASSA MOLA.....	94
FIGURA 4-28 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NA VIGA SUPORTE EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SEM MASSA MOLA.....	95
FIGURA 4-29 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE PADS.....	96
FIGURA 4-30 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NA LAJE EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE PADS ...	96
FIGURA 4-31 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE PADS.....	97
FIGURA 4-32 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE ISOAMORTECEDORES.....	98
FIGURA 4-33 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NA LAJE EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR.....	98
FIGURA 4-34 - NÍVEIS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL EM DBV DAS PASSAGENS NA VIA E DA SIMULAÇÃO NO TRECHO DE LAJE SOBRE ISOAMORTECEDORES.....	99

FIGURA 4-35 – COMPARAÇÃO DOS ESPECTROS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO- LAJE SOBRE PAD .....	100
FIGURA 4-36 - COMPARAÇÃO DOS ESPECTROS DE VIBRAÇÃO NA LAJE- LAJE SOBRE PAD.....	101
FIGURA 4-37 - COMPARAÇÃO DOS ESPECTROS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL - LAJE SOBRE PAD .....	101
FIGURA 4-38 - COMPARAÇÃO DOS ESPECTROS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO- LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR .....	102
FIGURA 4-39- COMPARAÇÃO DOS ESPECTROS DE VIBRAÇÃO NA LAJE- LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR .....	102
FIGURA 4-40 - COMPARAÇÃO DOS ESPECTROS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL - LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR.....	103

---

## LISTA DE TABELAS

---

TABELA 2.1- CRITÉRIO GERAL PARA VIBRAÇÕES NO SOLO – ADAPTADO DE FEDERAL TRANSIT ADMINISTRATION (2006) .....	9
TABELA 2.2 – EXEMPLOS DE APOIOS ELASTOMÉRICOS UTILIZADOS EM VIAS PERMANENTES.....	28
TABELA 2.3-PROPRIEDADE GEOMÉTRICAS DOS PERFIS DOS TRILHOS.....	37
TABELA 2.5 - CARATERÍSTICAS DO TREM BUDD .....	42
TABELA 2.6 – PARÂMETROS DAS IRREGULARIDADES ISOLADAS (FRÝBA, 1996) .....	48
TABELA 2.7 – PARÂMETROS DAS IRREGULARIDADES RANDÔMICAS (FRÝBA, 1996).....	49
TABELA 2.8 – PARÂMETROS DA PSD NORMA ALEMÃ (BERAWI, 2013).....	50
TABELA 2.9 – PROPRIEDADES DA PROPAGAÇÃO DE ONDA PARA SOLOS TÍPICOS. ADAPTADO EITZENBERGER (2008) .....	67
TABELA 2.10 – RESPOSTA HUMANA A VIBRAÇÃO CONTÍNUA DEVIDO AO TRÁFEGO. ADAPTADO DE CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION ENVIRONMENTAL PROGRAM ENVIRONMENTAL ENGINEERING NOISE VIBRATION AND HAZARDOUS WASTE MANAGEMENT OFFICE (2004) .....	67
TABELA 2.11- CRITÉRIO WHIFFEN PARA VIBRAÇÕES CONTÍNUAS. ADAPTADO DE CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION ENVIRONMENTAL PROGRAM ENVIRONMENTAL ENGINEERING NOISE VIBRATION AND HAZARDOUS WASTE MANAGEMENT OFFICE (2004) .....	68
TABELA 2.12 - CRITÉRIOS PARA VIBRAÇÕES MÁXIMAS PROVOCADAS PELA OPERAÇÃO DE TRENS (COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO, 2008b) .....	69
TABELA 3.1 – SEÇÕES DE ESTUDO.....	72
TABELA 3.2- PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES DOS TÚNEIS .....	73
TABELA 3.3- CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS CONSIDERANDO A SEÇÃO COMPLETA (DUAS VIGAS SUPORTES) .....	73
TABELA 3.4 RIGIDEZ E ESPAÇAMENTO DOS ELEMENTOS ELÁSTICOS .....	75
TABELA 3.5- DADOS PARA O CÁLCULO DA HERTZ SPRING .....	78
TABELA 3.6- DETERMINAÇÃO DAS VELOCIDADES DE PASSAGEM DOS TRENS PARA AS SEÇÕES 1 E 2.....	79
TABELA 3.7 – CARACTERÍSTICAS DOS ACELERÔMETROS UTILIZADOS (COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO, 2008A) .....	82
TABELA 3.8 – PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES ESTUDADAS .....	83
TABELA 4.1- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO- LAJE SOBRE PAD.....	88
TABELA 4.2- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO- LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR .....	89
TABELA 4.3- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO - LAJE SOBRE PAD .....	89
TABELA 4.4- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NA LAJE - LAJE SOBRE PAD .....	90
TABELA 4.5- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL - LAJE SOBRE PAD .....	91
TABELA 4.6- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO - LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR.....	91
TABELA 4.7- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NA LAJE - LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR.....	92
TABELA 4.8- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL - LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR.....	93
TABELA 4.9- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO - LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR – V=70 KM/H .....	93
TABELA 4.10- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NA VIGA SUPORTE - LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR – V=70 KM/H.....	94

TABELA 4.11- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO - LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR – V=90 KM/H.....	95
TABELA 4.12- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NA VIGA SUPORTE - LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR – V=70 KM/H .....	95
TABELA 4.13- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO - LAJE SOBRE PAD .....	96
TABELA 4.14- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NA LAJE - LAJE SOBRE PAD .....	97
TABELA 4.15- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL - LAJE SOBRE PAD .....	97
TABELA 4.16- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO - LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR .....	98
TABELA 4.17- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NA LAJE - LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR .....	98
TABELA 4.18- NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL - LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR .....	99
TABELA 4.19- COMPARAÇÃO DOS NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO.....	100
TABELA 4.20- COMPARAÇÃO DOS NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NA LAJE.....	101
TABELA 4.21- COMPARAÇÃO DOS NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL.....	101
TABELA 4.22- COMPARAÇÃO DOS NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TRILHO.....	102
TABELA 4.23- COMPARAÇÃO DOS NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NA LAJE.....	102
TABELA 4.24- COMPARAÇÃO DOS NÍVEIS GLOBAIS DE VIBRAÇÃO NO TÚNEL.....	103

---

## LISTA DE SÍMBOLOS

---

### ALFABETO LATINO MINÚSCULO:

$a$	- Semieixo no sentido do rolamento
$b$	- Semieixo na direção transversal do rolamento
$c$	- Coeficiente de amortecimento
$c_{crit}$	- amortecimento crítico
$f_d$	- Frequência de estabilização da rigidez
$f_D$	- Força de amortecimento
$f_I$	- Força inercial
$f_{max}$	- Força máxima
$f_n$	- Frequência natural
$f_S$	- Força da mola
$g_d$	- Força de contato
$g_k$	- Força axial
$g_{kd}$	- Componente da força axial estática
$g_{kd}$	- Componente da força axial dinâmica
$i$	- Número imaginário $\sqrt{-1}$
$k$	- Rigidez da mola
$m$	- Massa
$n$	- Frequência espacial
$p$	- Carregamento
$p_0$	- Amplitude máxima do carregamento
$\{p(t)\}$	- Vetor de carregamento
$r$	- Irregularidade, distância
$s$	- Constante
$t$	- Tempo
$v$	- Deslocamento
$\dot{v}$	- Velocidade
$\ddot{v}$	- Aceleração
$v_0$	- Deslocamento inicial

$v_a$	- Deslocamento do eixo do trem
$v_p$	- Deslocamento em regime permanente
$v_{w/r}$	- Deslocamento entre a roda do trem e o trilho
$\{\hat{v}\}$	- Vetor de forma modal
$\{v\}, \{v_n\}$	- Vetor de deslocamentos
$w_k$	- Peso por eixo do trem
$x$	- Comprimento

#### **ALFABETO LATINO MAIÚSCULO:**

$A$	- Constante
$C^t$	- Flexibilidade da via
$C^v$	- Flexibilidade do veículo
$C_i$	- Amortecimento histerético
$C_v$	- Amortecimento viscoso
$[C]$	- Matrix de amortecimento
$[C_n]$	- Matrix de amortecimento generalizado
$D$	- Fator de amplificação dinâmica
$E$	- Módulo de elasticidade
$E_d$	- Módulo de elasticidade dinâmico
$F_0$	- Força Normal
$G$	- Constante complexa, módulo de cisalhamento
$G_{rr}$	- Função de potencia de densidade espectral (PSD)
$I$	- Momento de inércia
$K_d$	- Rigidez dinâmica
$K_s$	- Rigidez dinâmica
$[K]$	- Matrix de rigidez
$[K_n]$	- Matrix de rigidez generalizada
$L$	- Componente lateral da força da roda do trem
$L_j$	- nível RMS de vibração em decibel (dBV) para frequências em 1/3 de banda de oitava
$L_v$	- Velocidade de vibração em decibel (dBV)

$M_u$	- Massa não suspensa do trem
$[M]$	- Matrix de massa
$[M_n]$	- Matrix de massa generalizada
$[P_n]$	- Matrix de carregamento generalizada
$Q$	- Carga vertical
$R_0$	- Raio de curvatura efetivo
$R_r$	- Raio do trilho no sentido do rolamento
$R_{rt}$	- Raio do trilho na direção transversal do rolamento
$R_w$	- Raio da roda no sentido do rolamento
$R_{wt}$	- Raio da roda na direção transversal do rolamento
$TR$	- Transmissibilidade
$V$	- Velocidade de vibração, componente vertical da força da roda do trem
$V_p$	- Velocidade de propagação de ondas de pressão
$V_s$	- Velocidade de propagação de ondas de cisalhamento
$V_{ref}$	- Velocidade de vibração de referencia
$Y_n$	- Amplitude modal
$\{Y\}$	- Vetor de coordenadas generalizadas

#### **ALFABETO GREGO MINÚSCULO:**

$\beta$	- Relação entre frequências
$\delta_1, \delta_2$	- Deflexão de lajes adjacentes
$\delta_d$	- Deflexão dinâmica
$\eta$	- Fator de amortecimento
$\theta$	- Ângulo de fase
$\lambda$	- Comprimento de onda
$\lambda_r$	- Comprimento de onda da irregularidade
$\nu$	- Coeficiente de Poisson
$\xi$	- Amortecimento relativo
$\rho$	- Amplitude dos deslocamentos, densidade do solo
$\sigma_d$	- Tensão dinâmica

$\varphi$	- Ângulo de fase randômico
$\phi$	- Frequência espacial cíclica
$[\phi]$	- Matriz de forma modal
$\{\phi_n\}$	- Vetor de forma modal
$\omega$	- Frequência
$\omega_d$	- Frequência amortecida
$\omega_n$	- Frequência natural circular

---

## SUMARIO

---

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	OBJETIVOS	4
1.2	APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	4
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>6</b>
2.1	VIBRAÇÕES GERADAS POR TRENS METROPOLITANOS	6
2.2	SISTEMAS-MASSA MOLA	10
2.2.1	FORMULAÇÃO CLÁSSICA COM 1 GRAU DE LIBERDADE	10
2.2.2	SISTEMA COM MULTIPLOS GRAUS DE LIBERDADE	16
2.2.3	ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA POR SUPERPOSIÇÃO MODAL	21
2.3	COMPONENTES DA VIA QUE FORMAM O SISTEMA MASSA MOLA	25
2.3.1	SEÇÕES TRANSVERSAIS TÍPICAS	25
2.3.2	ELEMENTOS DE APOIO	28
2.3.2.1	Apoios elastoméricos	28
2.3.2.2	Apoios com molas helicoidais	30
2.3.3	BARRAS DE TRANSFERÊNCIA	32
2.3.4	TRILHOS E FIXAÇÕES	35
2.4	MATERIAL RODANTE	40
2.5	FORÇAS DINÂMICAS	43
2.6	CONTATO RODA-TRILHO	44
2.6.1	IRREGULARIDADES DA VIA	46
2.6.2	COMPRIMENTO DE ONDA NOS DEFEITOS DOS TRILHOS E RODAS	50
2.6.3	ESTIMATIVA DAS FORÇAS DINÂMICAS DURANTE A PASSAGEM DOS TRENS	51
2.7	SIMULAÇÃO NUMÉRICA	55
2.7.1	SIMULAÇÃO E APLICAÇÃO DAS FORÇAS DINÂMICAS	55
2.7.1.1	Modelo com carga móvel	55
2.7.1.2	Modelo com a massa não suspensa	56
2.7.1.3	Modelo com massa suspensa móvel	56
2.7.1.4	Modelo com massa suspensa móvel estendido	57
2.7.2	SIMULAÇÃO DA VIA E ESTRUTURA DO TÚNEL	58
2.7.2.1	Tipos de modelos	58
2.7.2.2	Técnicas de modelagem numérica	62
2.7.3	PROPRIEDADES DO SOLO	63
2.8	REQUISITOS DE DESEMPENHO	67
2.8.1	ATENUAÇÃO DE VIBRAÇÕES	67
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>70</b>
3.1	DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS UTILIZADOS	70
3.2	SEÇÕES DE ESTUDO DA VIA PERMANENTE	72

3.3	PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS .....	73
3.3.1	SEÇÕES DOS TÚNEIS .....	73
3.3.2	SEÇÕES TRANSVERSAIS DA VIA PERMANENTE .....	73
3.3.2.1	Fixações e elementos elásticos.....	74
3.3.3	REPRESENTAÇÃO DO MATERIAL RODANTE .....	75
3.3.4	DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DINÂMICAS .....	75
3.3.5	SIMULAÇÃO DAS PASSAGENS DOS TRENS.....	77
3.3.6	SIMULAÇÃO DA RIGIDEZ DO SOLO .....	80
3.4	VALIDAÇÃO COM RESULTADOS EXPERIMENTAIS .....	82
3.5	RESUMO DOS DADOS DE ENTRADA DOS MODELOS .....	83
<b>4</b>	<b>ESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>84</b>
4.1	FORÇAS DINÂMICAS .....	84
4.2	FREQUÊNCIAS NATURAIS E DEFORMADAS MODAIS .....	85
4.2.1	MODELO COM SOLO ENVOLVENTE .....	85
4.2.2	MODELO SEM SOLO ENVOLVENTE.....	87
4.3	VIBRAÇÕES .....	87
4.3.1	ANÁLISE DE VIBRAÇÕES COM MODELO DE UM GRAU DE LIBERDADE.....	87
4.3.2	ANÁLISE DE VIBRAÇÕES MODELO EM ELEMENTOS FINITOS .....	89
4.3.2.1	Modelo com solo envolvente .....	89
4.3.2.2	Modelo sem solo envolvente .....	96
4.4	COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS .....	100
4.4.1	LAJE SOBRE PAD .....	100
4.4.2	LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR .....	102
4.5	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	103
<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>105</b>

## 1 INTRODUÇÃO

---

A construção de novas linhas de metrô na cidade de São Paulo assim como em outras capitais do país, traz inúmeras vantagens para a população. Pode-se citar o aumento a mobilidade urbana, diminuição da emissão de dióxido de carbono, ganho de tempo, entre outros benefícios para toda a sociedade.

Como a adoção deste sistema de transporte no Brasil foi à maioria das vezes tardia, essas obras provocam problemas ambientais já que o tráfego de trens pode causar desconforto pelas vibrações geradas, passando por locais já adensados.

A roda do trem, quando em contato com o trilho, produz ondas mecânicas que se propagam pela estrutura do túnel e solo, podendo chegar às fundações de certa edificação lindeira e se propagar por toda a estrutura. Essa vibração pode causar desconforto aos usuários da estrutura afetada e mau funcionamento de certos equipamentos.

A vibração do solo consiste em movimentos que flutuam rapidamente no tempo em torno de um movimento com média zero. O nível de vibrações é dado em decibel, que é uma unidade logarítmica que comprime a amplitude dos números que descrevem a vibração, ou seja, a velocidade de vibração, sendo então denominado dBV.

A Figura 1-1 mostra os níveis de vibração em relação à percepção humana e à resposta das estruturas. As vibrações do solo induzidas pelo tráfego ferroviário estão geralmente na faixa de 70 a 100 dBV e a percepção humana para esse fenômeno é por volta de 65 dBV.

Como a mitigação das vibrações requer grandes investimentos, é necessário determinar níveis que serão considerados aceitáveis para cada tipo de edificação que esteja próxima da linha férrea em relação ao seu uso, para que seja adotada a solução mais adequada do ponto de vista técnico e econômico.

Na fase de projeto é possível prever elementos de superestrutura de via permanente que atenuem as vibrações antes que elas sejam transmitidas ao túnel. Devido à sua grande capacidade de atenuação e facilidade de adequação às necessidades de diferentes situações, a solução com lajes flutuantes mostra-se, então, vantajosa dentre as possíveis opções para o problema.

De modo simplificado, uma laje flutuante consiste de um sistema tipo massa-mola, ou seja, uma massa apoiada sobre um elemento elástico. Consideram-se para esta finalidade, a laje de concreto armado, trilhos, fixações e massa não suspensa do trem como a massa e determinado elastômero ou molas helicoidais correspondem à sua componente elástica. Tratando esse sistema como um sistema de um grau de liberdade, este apresenta uma frequência natural geralmente pequena que possibilita a atenuação de frequências superiores à  $\sqrt{2}$  vezes a frequência natural do sistema.

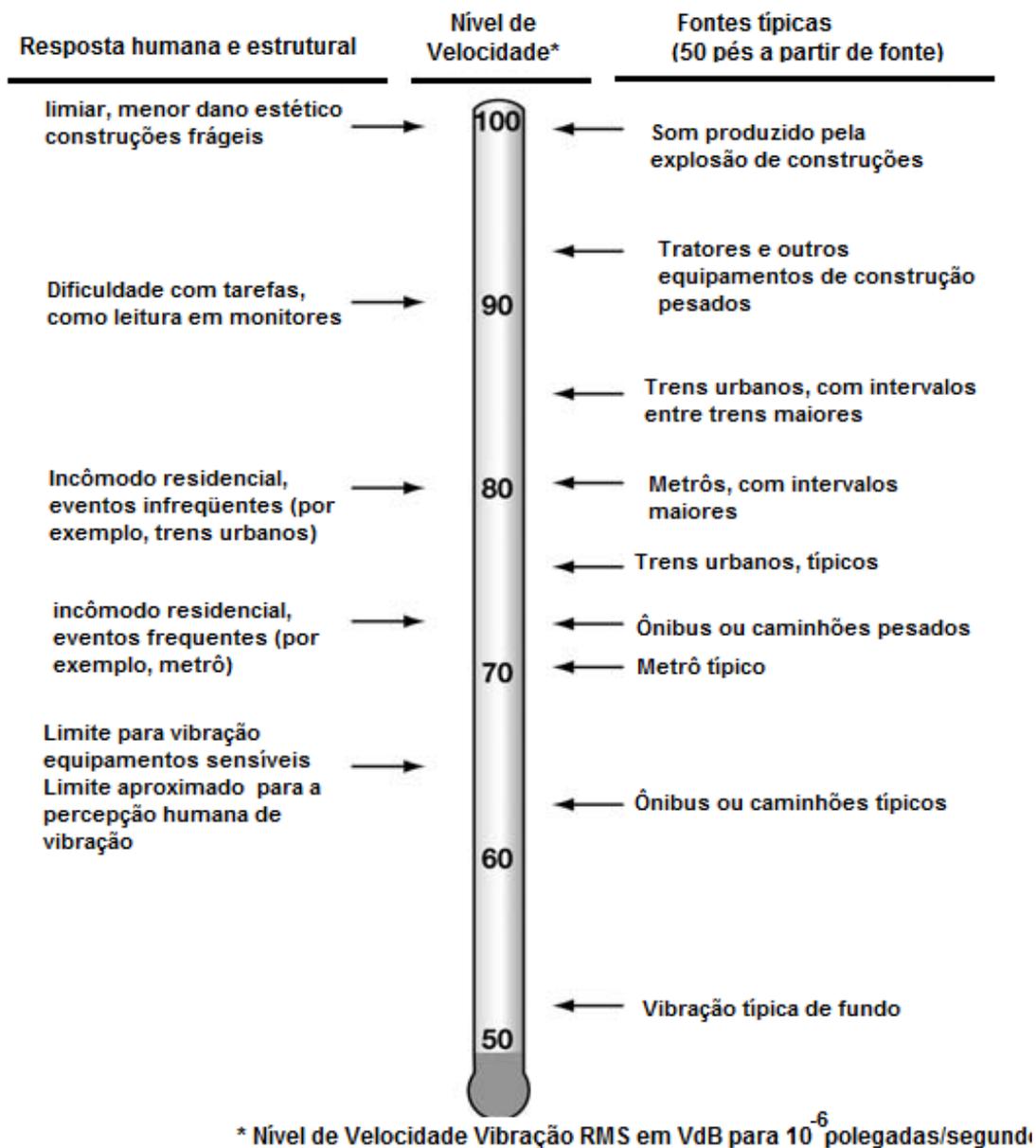


Figura 1-1 – Níveis típicos de vibração no solo. Adaptado de FEDERAL TRANSIT ADMINISTRATION, 2006

A diminuição da rigidez dos apoios elásticos e o aumento da massa podem proporcionar um sistema mais eficaz na atenuação das vibrações – no entanto, é preciso um compromisso entre a necessidade de atenuação vibratória e a segurança operacional, de maneira que a rigidez dos apoios seja suficiente para garantia de estabilidade da via.

Além dos problemas relacionados à segurança da via, deve-se seriamente considerar a durabilidade dos materiais elásticos quanto à fadiga e intempéries visto que as estruturas de via permanente possuem grandes limitadores em sua manutenção, tais como a dificuldade de acesso aos elementos, elevado peso próprio e reduzido tempo hábil para a realização dos serviços.

A forma mais simples de avaliar o comportamento dinâmico das lajes flutuantes é através do cálculo da transmissão de vibrações do sistema de um grau de liberdade. Determinada a frequência natural deste sistema calcula-se a atenuação obtida para cada banda de frequência de interesse. Esta atenuação é aplicada a um espectro de aceleração de referência, obtendo-se assim uma estimativa do nível de vibração transmitido ao túnel. Nesta abordagem não são obtidas informações quanto ao nível de vibrações ou deslocamentos que ocorrem na via permanente.

Considerando o grande custo que protótipos de vias permanentes iriam gerar para possibilitar um estudo experimental abrangente sobre o comportamento dinâmico das lajes flutuantes, conclui-se que a simulação teórica ou preferencialmente numérica é a ferramenta mais eficaz para este estudo. Inúmeros modelos para simular o material rodante e a via já foram propostos, muitos com alto grau de complexidade e grande custo computacional.

Hussein e Hunt (2006) mostraram que um modelo com duas vigas baseadas na teoria de Euler-Bernoulli pode ser utilizado para avaliar o comportamento dinâmico de lajes flutuantes sob a ação de forças móveis oscilatórias (Double Beam Model). A viga superior representa os dois trilhos e a viga inferior a laje flutuante. Duas camadas resilientes contínuas são consideradas no modelo, uma para representar as fixações dos trilhos e outra para os apoios da laje flutuante. Neste modelo o apoio da via permanente é considerado perfeitamente rígido. Para calcular as vibrações transmitidas ao solo, as forças dinâmicas deste modelo deveriam ser aplicadas como dados de entrada de um segundo modelo que considere o túnel e o solo.

Nesse sentido o presente trabalho propôs uma metodologia de simulação com um modelo numérico simples, com baixo custo computacional, que utilizando um software amplamente conhecido e de fácil acesso (SAP 2000®) pode prever de maneira satisfatória o nível de vibração no túnel. Este modelo acrescenta uma viga para representar a massa mais a rigidez  $EI_3$  da estrutura do túnel e uma mola ( $c_3$  e  $k_3$ ) para simular o solo envolvente e, portanto, calcular prontamente a atenuação obtida com o sistema, melhorando as estimativas dos níveis de vibração que chegam aos edifícios lindeiros em relação à metodologia simplificada com um grau de liberdade.

## 1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é desenvolver e testar uma metodologia para a simulação numérica simples, com um pacote computacional acessível e com boa interface gráfica, que permita o estudo do comportamento dinâmico das lajes flutuantes utilizadas nas vias permanentes de sistemas metroferroviários, avaliando especificamente os seguintes itens:

- Forças dinâmicas a que a via permanente está sujeita;
- Nível de atenuação obtido com o sistema massa-mola;
- Nível de vibração nos trilhos, laje flutuante e túnel;
- Influência da consideração ou não do túnel e solo adjacente no modelo.

## 1.2 APRESENTAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O conteúdo de cada capítulo e a ordem de apresentação são os seguintes:

Capítulo 1: **Introdução** – Apresentação da motivação para o desenvolvimento da metodologia para a avaliação do comportamento dinâmico de lajes flutuantes utilizadas nas vias permanentes do metrô e objetivos do trabalho.

Capítulo 2: **Revisão bibliográfica** – Apresenta o problema de vibrações, conceitos básicos da formulação de sistemas massa mola, os componentes que compõe a via permanente e o material rodante, a geração de forças dinâmicas a partir das irregularidades da via e tipos de modelos utilizados para a avaliação do problema.

Capítulo 3: **Metodologia** – São descritos os modelos utilizados, as variáveis, os tipos de via permanente a serem avaliados.

Capítulo 4: **Resultados e discussões** – Os resultados obtidos são apresentados e comparados com os dados experimentais.

Capítulo 5: **Conclusão** – Apresentação das conclusões .

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 VIBRAÇÕES GERADAS POR TRENS METROPOLITANOS

A passagem dos trens sobre a via permanente produz vibrações pelo contato entre o trem e a superfície do trilho. Estas vibrações são propagadas pela estrutura de concreto que suporta os trilhos, caminhando pela estrutura do túnel e solo envolvente até chegar às edificações nas proximidades do traçado da via, ver Figura 2-1.

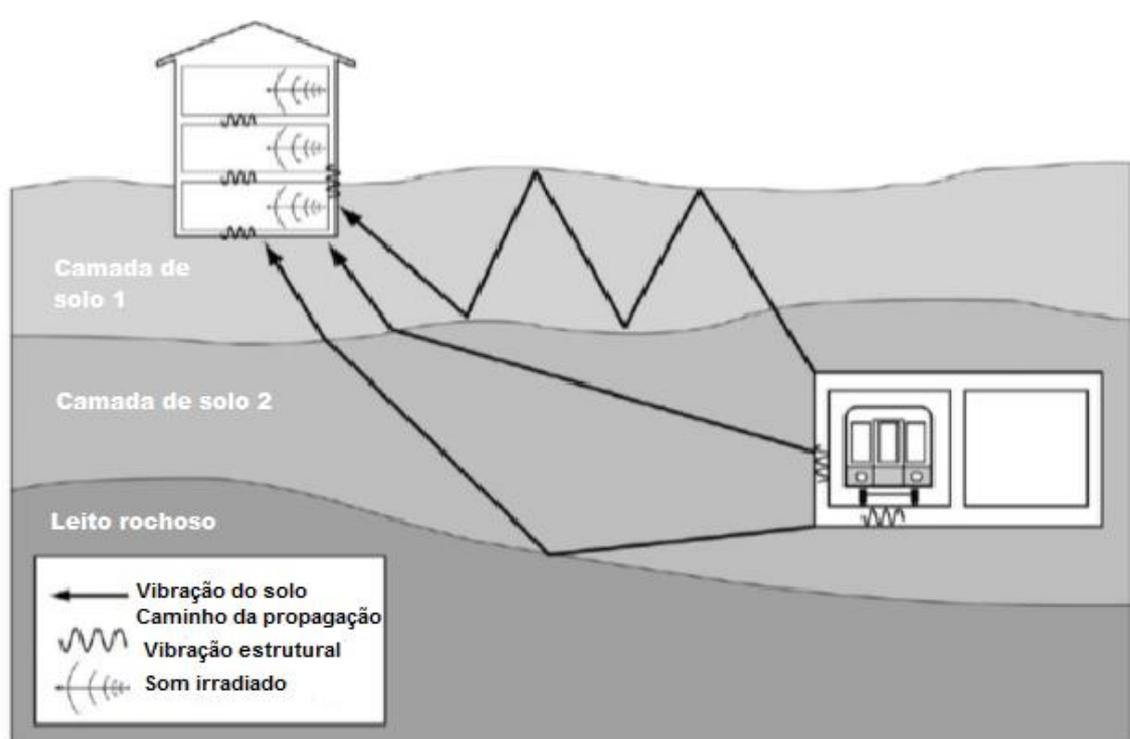


Figura 2-1- Propagação da vibração do solo até a edificação adaptado de Federal Transit Administration (2006).

São vários os fatores que determinam o quanto uma estrutura de uma edificação lindeira vai vibrar por influência da passagem dos trens. Segundo Bahrekazemi (2004), o problema de vibrações em edificações próximas a linhas férreas possui três componentes principais: a fonte, o caminho que a vibração atravessa e o receptor. Estes componentes são brevemente descritos a seguir, conforme a Federal Transit Administration (2006).

- O contato entre a roda e o trilho constitui a fonte de vibração e a quantidade de energia a ser gerada nesta interação será determinante nos níveis de

vibração. Fatores operacionais como a velocidade do veículo, carga por eixo, massa não suspensa, condições das rodas do trem e as condições da via, incluindo tipo e condições dos trilhos, tipo de via (sobre lajes ou lastro), uso de fixações resilientes, uso de materiais elastoméricos sob a via são parâmetros de grande importância.

- A geologia tem grande influência na transmissão das ondas de vibração. Os diferentes tipos de solos nas camadas, existência de água ou de leito rochoso são alguns dos fatores que podem ser citados. Ainda quanto ao caminho a ser percorrido pelas ondas, a profundidade e a massa do túnel além do seu método construtivo são fatores que influenciam o caminhar das ondas.
- Os receptores, ou seja, as edificações vizinhas às linhas férreas são onde os níveis de vibração podem causar incômodos. Os fatores que influenciam os receptores são a interação fundação – solo, massa da edificação, atenuação física e geométrica por andar e ampliações em elementos esbeltos.

As vibrações originadas pelo tráfego ferroviário podem causar desconforto nos ocupantes das edificações, mau funcionamento em equipamentos de precisão e ruídos secundários. O dano estrutural raramente ocorre (FEDERAL TRANSIT ADMINISTRATION, 2006).

Os níveis de vibrações considerados aceitáveis nos receptores são função do tipo e ocupação da edificação. Por exemplo, o nível aceitável em uma residência unifamiliar é inferior ao de um edifício comercial (como mostra a Tabela 2.1 e a Tabela 2.12).

Apesar dos deslocamentos serem uma grandeza de fácil entendimento, raramente são usados para descrever vibrações. A maioria dos sensores que medem essa grandeza o faz a partir da velocidade ou a aceleração.

Como o corpo humano leva algum tempo para perceber a existência de vibrações, este responde a uma média de amplitudes. A amplitude RMS (Root Mean Square) é usada para calcular a média das amplitudes, sendo a raiz quadrada da média das amplitudes do sinal ao quadrado. A escala de análise adequada para o comportamento quanto às vibrações é o decibel (dBV). Desta forma pode-se calcular a vibração em decibéis segundo a equação (2-1).

$$L_v = 20 \times \log_{10} \left( \frac{V}{V_{ref}} \right)$$

(2-1)

Onde  $L_v$  é a velocidade de vibração em nível de dBV,  $V$  é a amplitude de velocidade RMS e  $V_{ref}$  é a amplitude de velocidade de referência (Federal Transit Administration, 2006). No caso do presente estudo será utilizada  $V_{ref} = 25,4 \cdot 10^{-6} \text{ mm/s}$ .

O projeto de novas linhas de metrô exige que sejam estimados os níveis de vibração gerados em edifícios vizinhos e que estes não ultrapassem limites de conforto existentes de acordo com a utilização do edifício. Na Figura 2-2 é apresentando um fluxograma do estudo analítico da propagação das vibrações.

A atenuação das vibrações pode ser feita em qualquer um dos componentes descritos anteriormente (fonte, caminho ou receptor).

A mitigação das vibrações no receptor muitas vezes se torna inviável já que a medida mais eficaz seria a adoção de elementos elastoméricos nas fundações da edificação. Em geral, essa solução só seria viável na fase de construção.

Quanto à mitigação no caminhamento das ondas até a edificação é possível criar barreiras, ou trincheiras, que podem ser vazias ou sólidas. Este tipo de solução é pouco usado em função das interferências que seriam encontradas na hora da escavação em centros urbanos.

A atenuação na fonte mostra-se a mais eficaz, pois existe um grande número de alterações neste componente que podem solucionar o problema de vibração. As soluções mais adotadas são o uso de materiais elastoméricos sobre a superestrutura (mantas sob lastro e lajes flutuantes), fixações dos trilhos com resiliência, escolha adequada do material rodante. Essas soluções proporcionam diversos níveis de atenuação, desta forma, quando em projeto deve-se estudar o nível de atenuação necessário e escolher a solução ou a combinação destas para atender aos níveis de conforto da ocupação das edificações.

A Tabela 2.1 mostra o critério do limite para vibrações estipulado pela Federal Transit Administration. Este critério é utilizado como base por vários outros órgãos reguladores em diversos metrô do mundo.

Tabela 2.1- Critério geral para vibrações no solo – adaptado de Federal Transit Administration (2006)

CATEGORIA DE USO DO SOLO	Nível Global de Vibração (dVB re 1 micro-inch/sec)		
	Eventos Frequentes <sup>1</sup>	Eventos Ocasionais <sup>2</sup>	Eventos com pouca frequência <sup>3</sup>
<b>Categoria 1:</b> Prédios onde a vibração pode interferir com as atividades no seu interior	65 dBV <sup>4</sup>	65 dBV <sup>4</sup>	65 dBV <sup>4</sup>
<b>Categoria 2:</b> Residências e prédios onde pessoas dormem normalmente	72 dBV	75 dBV	80 dBV
<b>Categoria 3:</b> Espaço institucional com uso preferencialmente diurno	75 dBV	78 dBV	83 dBV

Notas:

1. “Eventos frequentes” é definido como mais de 70 acontecimentos da mesma fonte, por dia. A maior parte dos projetos de veículo leve sobre trilhos se enquadram nesta categoria.
2. “Eventos Ocasionais” é definido como de 30 a 70 acontecimentos da mesma fonte, por dia. A maioria das linhas de trens suburbanos tem a sua operação nesta categoria.
3. Eventos frequentes” é definido como menos de 30 acontecimentos da mesma fonte, por dia. Essa categoria inclui a maioria dos ramais de trens urbanos.
4. Este critério é baseado em níveis aceitáveis para equipamentos moderadamente sensíveis como microscópios óticos. A sensibilidade à vibração exigirá pesquisa de avaliação detalhada para definir os níveis aceitáveis nos níveis de vibração. Garantir menores níveis de vibração em prédios requer um projeto especial do sistema HVAC e lajes mais rígidas.
5. Equipamentos em geral não possuem sensibilidade a vibração vinda do solo.

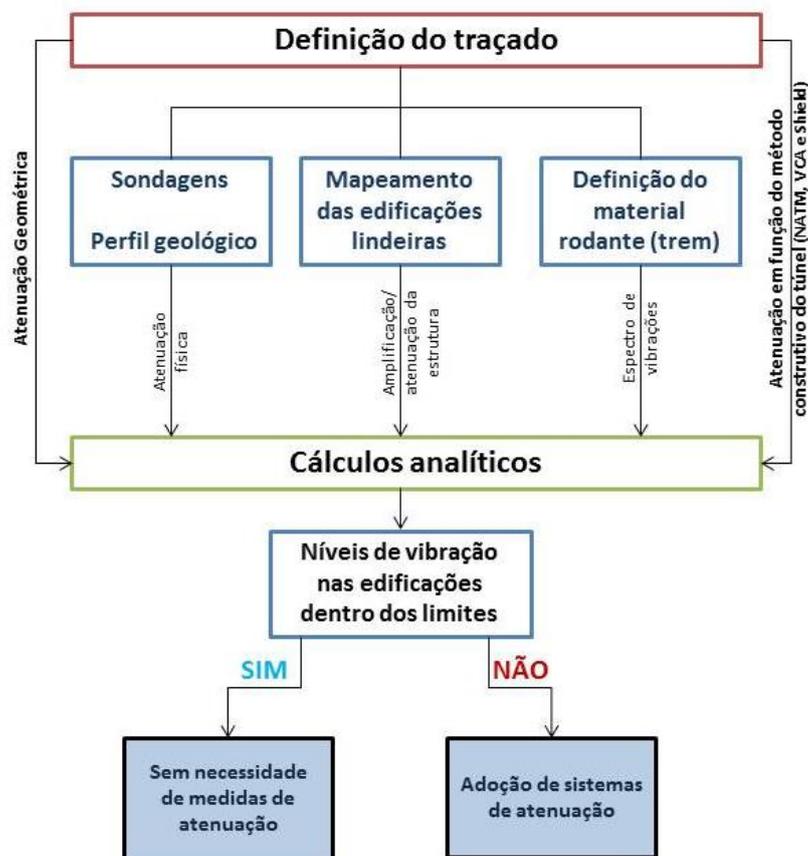


Figura 2-2- Necessidade de atenuação de vibrações – Fluxograma de estudo analítico

## 2.2 SISTEMAS-MASSA MOLA

### 2.2.1 FORMULAÇÃO CLÁSSICA COM 1 GRAU DE LIBERDADE

Um sistema estrutural linearmente elástico submetido a uma fonte de excitação externa tem como propriedades físicas sua massa, rigidez ou flexibilidade e mecanismo de perda de energia ou amortecimento. No sistema básico de vibrações de um grau de liberdade cada uma destas propriedades é assumida como sendo concentrada em um elemento físico, como mostra a Figura 2-3 (CLOUGH; PENZIEN, 1995).

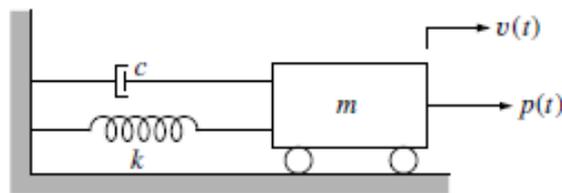


Figura 2-3- Sistema básico de um grau de liberdade (CLOUGH; PENZIEN, 1995)

Toda massa ( $m$ ) desse sistema pontual só tem a liberdade de deslocar-se em uma direção (no caso da Figura 2-3 na direção  $v(t)$  que é o deslocamento horizontal), assim sendo chamado de sistema de um grau de liberdade. Onde  $k$  é a rigidez mola,  $c$  é o coeficiente de amortecimento e  $p(t)$  representa um carregamento externo que varia com o tempo.

O equilíbrio dinâmico desse sistema pode ser visto na Figura 2-4. Onde  $f_D(t)$  é a força do amortecimento,  $f_S(t)$  é a força da mola e  $f_I(t)$  são as forças inerciais.

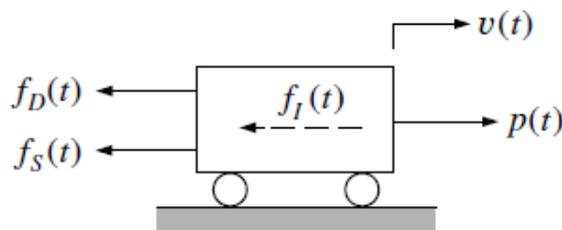


Figura 2-4 - Equilíbrio dinâmico das forças (CLOUGH; PENZIEN, 1995)

Analicamente este equilíbrio pode ser escrito da seguinte forma:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad (2-2)$$

Pelo princípio de d'Alambert as forças podem ser reescritas da seguinte forma:

$$f_I(t) = m \ddot{v}(t) \quad (2-3)$$

$$f_D(t) = c \dot{v}(t) \quad (2-4)$$

$$f_S(t) = k v(t) \quad (2-5)$$

Assim substituindo (2-3), (2-4) e (2-5) em (2-2) temos a seguinte equação diferencial:

$$m \ddot{v}(t) + c \dot{v}(t) + k v(t) = p(t) \quad (2-6)$$

Para a determinação da frequência natural a estrutura é considerada como sistema em vibração livre sem amortecimento, ou seja, desprezando a força de amortecimento e o carregamento externo, conforme equação (2-7).

$$m \ddot{v}(t) + k v(t) = 0 \quad (2-7)$$

Desta forma a solução para este problema considerando as condições iniciais é:

$$v(t) = v(0) \cos(\omega_n t) + \frac{\dot{v}_0}{\omega_n} \sin(\omega_n t) \quad (2-8)$$

Onde  $\omega_n$  é denominada frequência natural circular (em rad/s) é definida como:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2-9)$$

E, portanto a frequência em Hertz ( $s^{-1}$ ) é:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2-10)$$

Para um sistema livre amortecido a equação (2-6) pode ser escrita como:

$$m \ddot{v}(t) + c \dot{v}(t) + k v(t) = 0 \quad (2-11)$$

A solução da vibração livre amortecida na forma exponencial é:

$$v(t) = G e^{st} \quad (2-12)$$

Onde G é uma constante arbitrária complexa.

Para o sistema livre amortecido a equação (2-11) fica:

$$s^2 + \frac{c}{m} s + \omega^2 = 0 \quad (2-13)$$

A solução da equação (2-13) é:

$$s_{1,2} = \frac{-c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2} \quad (2-14)$$

Se o valor da raiz quadrada é zero tem-se uma condição crítica de amortecimento.

Desta forma o amortecimento crítico é definido como:

$$C_{crit.} = 2m\omega \quad (2-15)$$

Um sistema é chamado subamortecido quando  $\sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega^2} < 0$ . Para avaliar a vibração livre neste caso é conveniente expressar o amortecimento em termos de razão entre o amortecimento da estrutura ( $c$ ) e o amortecimento crítico ( $c_{crit}$ )

Esta relação é definida como amortecimento relativo ( $\xi$ ).

$$\xi = \frac{c}{c_{crit.}} \quad (2-16)$$

Assim a solução para o sistema subamortecido é:

$$s_{1,2} = -\xi\omega \pm i\omega_d \quad (2-17)$$

Onde:

$$\omega_d = \omega\sqrt{1 - \xi^2} \quad (2-18)$$

O  $\omega_d$  é a frequência de vibração amortecida.

Uma situação possível, mas que não é usual em vias permanentes é o caso de  $\xi > 1$ . Neste caso o sistema é chamado de superamortecido.

Considerando que a estrutura estará sujeita a um carregamento periódico senoidal com amplitude  $p_0$  (máxima) e uma frequência circular  $\bar{\omega}$ , a relação entre esta frequência e a frequência natural ( $\omega$ ) é definida como um coeficiente  $\beta$ .

$$\beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega} \quad (2-19)$$

A amplitude dos deslocamentos  $\rho$  em relação ao tempo é calculada:

$$\rho = \frac{p_0}{k} [(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2]^{-1/2} \quad (2-20)$$

Com a amplitude pode-se definir o Fator de Amplificação  $D$ :

$$D = \frac{\rho}{p_0/k} = [(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2]^{-1/2} \quad (2-21)$$

Para encontrar o  $\beta_{max}$  deriva-se a expressão de  $D$  em relação à  $\beta$  igualando a expressão encontrada à zero. Assim tem-se:

$$\beta_{max} = \sqrt{1 - 2\xi^2} \quad (2-22)$$

O gráfico da Figura 2-5 mostra que quando se tem a relação entre frequências ( $\beta$ ) igual a 1 sem amortecimento ( $\xi = 0$ ) o fator de amplificação tende ao infinito. Quando a estrutura possui amortecimento ( $\xi \neq 0$ ) pode-se calcular o fator de amplificação máximo  $D_{max}$ , pela equação (2-23):

$$D_{max} = \frac{1}{2\xi\sqrt{1 - 2\xi^2}} \quad (2-23)$$

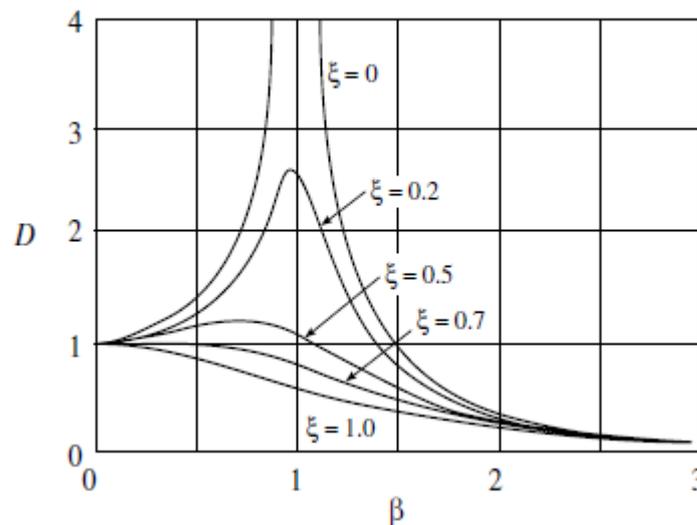


Figura 2-5 - Variação do coeficiente de amplificação com amortecimento e frequência (CLOUGH; PENZIEN, 1995)

Um exemplo de sistema para a isolação de vibrações geradas por um carregamento senoidal é mostrado na Figura 2-6.

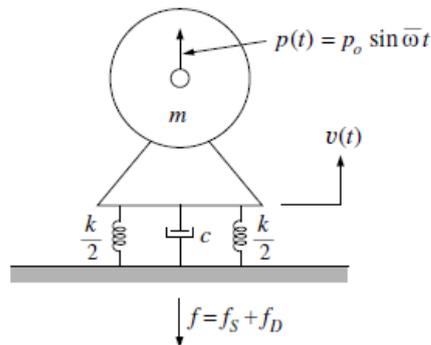


Figura 2-6 - Sistema de um grau de liberdade com isolamento de vibrações (CLOUGH; PENZIEN, 1995)

A equação que define os deslocamentos para o regime permanente de vibrações é:

$$v_p(t) = \frac{p_0}{k} D \sin(\bar{\omega} t - \theta) \quad (2-24)$$

A transmissibilidade (TR) é um coeficiente entre a amplitude da força do carregamento ( $p_0$ ) e a força máxima ( $f_{m\acute{a}x}$ ).

$$f_{m\acute{a}x}(t) = [f_{s,m\acute{a}x}(t)^2 + f_{D,m\acute{a}x}(t)^2]^{1/2} = p_0 D [1 + (2\xi\beta)^2]^{1/2} \quad (2-25)$$

Assim a transmissibilidade pode ser calculada segundo a equação (2-26):

$$TR = D \sqrt{1 + (2\xi\beta)^2} \quad (2-26)$$

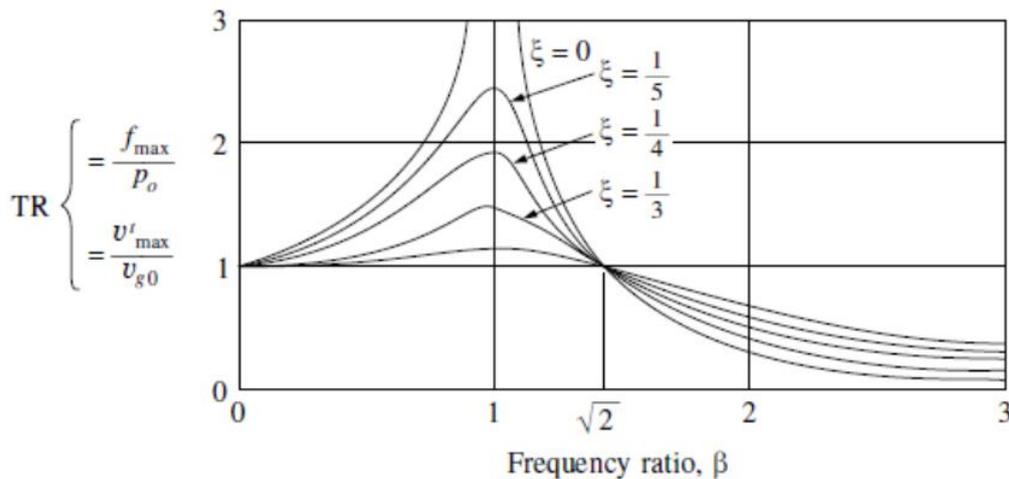


Figura 2-7 - Transmissibilidade em relação a  $\beta$ , (CLOUGH; PENZIEN, 1995)

Pela Figura 2-7 pode-se concluir que um sistema massa mola começa a atenuar as vibrações quando  $\beta \geq \sqrt{2}$ .

## 2.2.2 SISTEMA COM MULTIPLOS GRAUS DE LIBERDADE

Segundo Clough e Penzien (1995), as estruturas geralmente não podem ser bem representadas apenas por modelos de um grau de liberdade, pois normalmente a resposta da estrutura inclui variações de tempo nas formas de deslocamento assim como na amplitude. Para descrever melhor o comportamento dinâmico das estruturas estas devem ser representadas por vários graus de liberdade.

As estruturas são sistemas contínuos onde existem infinitas frequências naturais associadas a infinitos graus de liberdade. Segundo Rao (2009), existem alguns métodos diferentes para aproximar um sistema contínuo como um sistema com vários graus de liberdade. Um método simples é representar a estrutura com massas concentradas finitas ao invés de distribuída continuamente pelo sistema. As massas concentradas são ligadas por molas e amortecedores. Para descrever o movimento, coordenadas são utilizadas, sendo que o número mínimo de coordenadas necessárias para descrever o movimento é o número de graus de liberdade do sistema. A precisão da resposta está ligada ao número de graus de liberdade adotados para representar a estrutura.

Utilizando a viga da Figura 2-8 como exemplo, o movimento da estrutura é definido pelos deslocamentos em pontos arbitrários da estrutura.

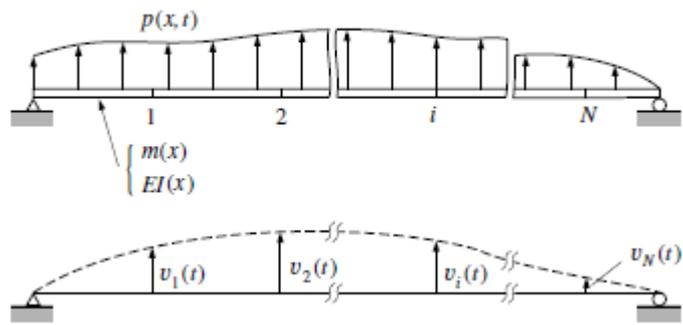


Figura 2-8- Viga discretizada (CLOUGH; PENZIEN, 1995)

Os deslocamentos  $v_1(t), v_2(t), \dots, v_i(t), \dots, v_N(t)$  são associados a um nó na viga.

Escrevendo as equações de equilíbrio para cada ponto tem-se:

$$\begin{aligned}
 f_{I1} + f_{D1} + f_{S1} &= p_1(t) \\
 f_{I2} + f_{D2} + f_{S2} &= p_2(t) \\
 &\vdots \\
 f_{Ii} + f_{Di} + f_{Si} &= p_i(t) \\
 &\vdots \\
 f_{In} + f_{Dn} + f_{Sn} &= p_n(t)
 \end{aligned} \tag{2-27}$$

Onde  $f_{Ii}$  é a força resultante da inércia,  $f_{Di}$  a resultante do amortecimento,  $f_{Si}$  a resultante elástica e  $p_i(t)$  a resultante do carregamento.

Cada uma das resultantes pode ser escrita de forma mais conveniente por meio de um conjunto de coeficientes de influência. No caso da força elástica, a componente desta força no ponto 1 depende dos deslocamentos de todos os outros pontos da estrutura como mostra a equação (2-28):

$$f_{S1} = k_{11}v_1 + k_{12}v_2 + k_{13}v_3 + \dots + k_{1N}v_N \tag{2-28}$$

$$f_{Si} = k_{i1}v_1 + k_{i2}v_2 + k_{i3}v_3 + \dots + k_{iN}v_N \tag{2-29}$$

A equação (2-29) é a força elástica da mola escrita para qualquer ponto da estrutura. É assumido que o comportamento da estrutura é linear e que o princípio da superposição dos esforços é válida. Os coeficientes  $k_{ij}$  são chamados de coeficientes influencia de rigidez.

São definidos como o coeficiente de rigidez que representa a força na coordenada  $i$  devido ao deslocamento na coordenada  $j$ .

Na forma matricial o conjunto de coeficientes é escrito conforme (2-30).

$$\begin{Bmatrix} f_{S1} \\ \vdots \\ f_{Si} \\ \dots \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & \dots & k_{1N} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{i1} & \dots & k_{iN} \\ \dots & \dots & \dots \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ \vdots \\ v_i \\ \dots \end{Bmatrix} \quad (2-30)$$

Podendo ser escrito como:

$$\{f_S\} = [K]\{v\} \quad (2-31)$$

Repetindo o mesmo processo para o amortecimento e escrevendo as componentes da força de amortecimento em relação a um ponto da estrutura:

$$f_{Di} = c_{11}\dot{v}_1 + c_{12}\dot{v}_2 + c_{13}\dot{v}_3 + \dots + c_{1N}\dot{v}_N \quad (2-32)$$

$$f_{Di} = c_{i1}\dot{v}_1 + c_{i2}\dot{v}_2 + c_{i3}\dot{v}_3 + \dots + c_{iN}\dot{v}_N \quad (2-33)$$

Tem-se o coeficiente de influencia do amortecimento que representa a força na coordenada  $i$  devido à velocidade na coordenada  $j$  segundo a equação (2-33).

Escrevendo na forma matricial simbólica:

$$\{f_D\} = [C]\{\dot{v}\} \quad (2-34)$$

Por último escreve-se a força inercial em relação as componentes de um ponto da estrutura:

$$f_{I1} = m_{11}\ddot{v}_1 + m_{12}\ddot{v}_2 + m_{13}\ddot{v}_3 + \dots + m_{1N}\ddot{v}_N \quad (2-35)$$

$$f_{Ii} = m_{i1}\ddot{v}_1 + m_{i2}\ddot{v}_2 + m_{i3}\ddot{v}_3 + \dots + m_{iN}\ddot{v}_N \quad (2-36)$$

Tem-se o coeficiente de influencia de inércia que representa a força na coordenada  $i$  devido à aceleração na coordenada  $j$ .

Escrevendo na forma matricial simbólica:

$$\{f_I\} = [M]\{\ddot{v}\} \quad (2-37)$$

Substituindo as equações (2-31), (2-34) e (2-37) em (2-2) tem-se:

$$[M]\{\ddot{v}\} + [C]\{\dot{v}\} + [K]\{v\} = \{p(t)\} \quad (2-38)$$

A equação para o movimento de vibração livre não amortecido pode ser obtido pela omissão da parcela do amortecimento e do vetor de cargas aplicadas como mostra a equação (2-69):

$$[M]\{\ddot{v}\} + [K]\{v\} = \{0\} \quad (2-39)$$

Onde,  $\{0\}$  é um vetor nulo. O problema em análise consiste em determinar condições para as quais o equilíbrio expresso pela equação (2-39) seja satisfeito. Por analogia ao comportamento de um sistema de um grau de liberdade será assumido que a vibração livre é um movimento harmônico simples, podendo ser expresso para um sistema de múltiplos graus de liberdade pela equação (2-40):

$$\{v(t)\} = \{\hat{v}\} \text{sen}(\omega t + \theta) \quad (2-40)$$

O vetor  $\{\hat{v}\}$  é chamado forma modal do sistema. Este não muda com o tempo apenas a sua amplitude varia.  $\theta$  é o ângulo de fase e  $\omega$  a frequência natural do sistema.

Calculando a segunda derivada da equação (2-40) temos a aceleração da vibração livre:

$$\{\ddot{v}\} = -\omega^2\{\hat{v}\} \text{sen}(\omega t + \theta) = -\omega^2\{v\} \quad (2-41)$$

Substituindo as equações (2-40) e (2-41) em (2-39) :

$$-\omega^2[M]\{\hat{v}\} \text{sen}(\omega t + \theta) + [K]\{\hat{v}\} \text{sen}(\omega t + \theta) = \{0\} \quad (2-42)$$

Como o termo do seno é arbitrário pode ser omitido assim pode-se reescrever:

$$[[K] - \omega^2[M]]\{\hat{v}\} = \{0\} \quad (2-43)$$

A equação (2-43) expressa o que é chamado de problema de autovetor e autovalor. Os termos  $\omega^2$  representam os autovalores, que são o quadrado das frequências naturais do sistema enquanto o vetor  $\{\hat{v}\}$  a forma de vibração da estrutura conhecido como autovetor. Utilizando a regra de Cramer pode-se mostrar que a solução deste conjunto de equações simultâneas é dada por:

$$\{\hat{v}\} = \frac{\{0\}}{\|[K] - \omega^2[M]\|} \quad (2-44)$$

Como a solução não trivial só é possível se o determinante do denominador for zero as amplitudes das vibrações livres são:

$$\|[K] - \omega^2[M]\| = 0 \quad (2-45)$$

Expandindo (2-44) temos um polinômio de enésimo grau, que corresponde ao número de graus de liberdade do sistema e as raízes dessa equação representam as frequências dos N modos de vibração da estrutura.

### 2.2.3 ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA POR SUPERPOSIÇÃO MODAL

A análise da resposta dinâmica pode ser facilitada expressando a posição dos deslocamentos de um sistema em termos dos modos de vibração livre da estrutura. Esses modos constituem N padrões de deslocamento e amplitudes independentes, os quais servem como coordenadas generalizadas para expressar um conjunto de deslocamentos. Os modos de vibração servem para o mesmo propósito que as funções trigonométricas na série de Fourier, e são utilizados pelas mesmas razões, ou seja, possuir propriedade de ortogonalidade e são eficientes, pois podem descrever todos os N deslocamentos com boa aproximação utilizando apenas alguns modos de vibração (CLOUGH; PENZIEN, 1995).

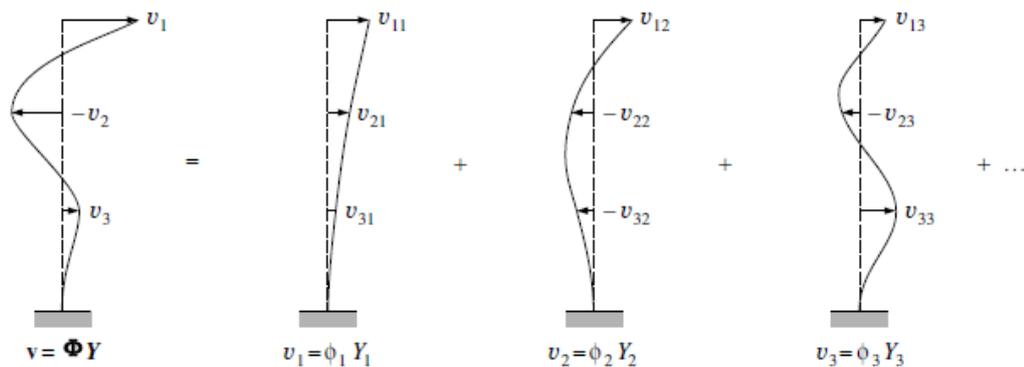


Figura 2-9 - Representação das deflexões como uma soma de componentes modais, (CLOUGH; PENZIEN, 1995).

A Figura 2-9 mostra um pilar em balanço, para o qual cada modo é expresso em termos de deslocamentos translacionais em três níveis. Qualquer deslocamento do vetor  $\{v_n\}$  para esta estrutura pode ser descrito pela superposição das amplitudes dos modos normais. Qualquer componente modal de  $\{v_n\}$  pode ser escrito em função do produto no vetor de forma modal  $\{\phi_n\}$  (vetor de forma adimensional) e a amplitude modal  $Y_n$ :

$$\{v_n\} = \{\phi_n\} Y_n \quad (2-46)$$

O deslocamento total do vetor  $\{v\}$  é obtido somando-se os vetores modais como a na equação

$$\{v\} = \{\phi_1\}Y_1 + \{\phi_2\}Y_2 + \dots + \{\phi_N\}Y_N = \sum_{n=1}^N \{\phi_n\}Y_n \quad (2-47)$$

Escrevendo em notação matricial:

$$\{v\} = [\phi]\{Y\} \quad (2-48)$$

A matriz de forma de vibrações  $[\phi]$  tem ordem  $N \times N$  e transforma as coordenadas generalizadas do vetor  $\{Y\}$  para o vetor de coordenadas geométricas  $\{v\}$ . Como a matriz  $[\phi]$  é formada por vetores independentes esta é não singular e pode ser invertida, sendo desta forma possível a solução da equação (2-48) diretamente para as coordenadas-normais de amplitude em  $\{Y\}$  que são associadas a qualquer vetor de deslocamento  $\{v\}$ .

Devido as propriedades de ortogonalidade tem-se:

$$\{Y_n\} = \frac{[\phi_n^T][M]\{v(t)\}}{[\phi_n^T][M][\phi_n]} \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (2-49)$$

Como o vetor  $\{v(t)\}$  depende do tempo logo  $Y_n$  também depende. Desta forma a equação (2-49) pode ser derivada em função do tempo.

A equação para um sistema não amortecido sujeito a um carregamento é:

$$[M] \ddot{v}(t) + [K] v(t) = p(t) \quad (2-50)$$

Reescrevendo a equação (2-50) em função  $Y(t)$  de tem-se:

$$[M][\phi]\{\ddot{Y}(t)\} + [K][\phi]\{Y(t)\} = \{p(t)\} \quad (2-51)$$

Multiplicando a equação (2-51) por  $\phi_n^T$  e expandindo os termos a equação resultante é:

$$\phi_n^T [M] \phi_n \{\ddot{Y}_n(t)\} + \phi_n^T [K] \phi_n \{Y_n(t)\} = \phi_n^T \{p(t)\} \quad (2-52)$$

Define-se assim as matrizes de massa generalizada (equação (2-53)), rigidez generalizada (equação (2-54)) e carregamento generalizado (equação (2-55)).

$$[M_n] = \phi_n^T [M] \phi_n \quad (2-53)$$

$$[K_n] = \phi_n^T [K] \phi_n \quad (2-54)$$

$$[P_n(t)] = \phi_n^T \{p(t)\} \quad (2-55)$$

Reescrevendo a equação (2-52):

$$[M_n] \ddot{Y}_n(t) + [K_n] Y_n(t) = [P_n(t)] \quad (2-56)$$

A equação (2-52) é a equação do movimento para um grau de liberdade para o  $n$ -ésimo modo. A resposta dinâmica pode ser obtida resolvendo separadamente para cada coordenada modal e superpondo os resultados com a equação (2-48) para obter a resposta nas coordenadas geométricas.

Assim a rigidez e massa generalizada se relacionam de acordo com a equação

$$[K_n] = \omega_n^2 [M_n] \quad (2-57)$$

Esse procedimento também é válido quando é considerado o amortecimento viscoso na equação de movimento. Introduzindo as coordenadas da expressão (2-48) e suas

derivadas em função do tempo na equação (2-3) e multiplicando ambos os lados da equação pelo vetor de modo transposto  $\phi_n^T$  tem-se:

$$\phi_n^T[M]\Phi\{\dot{Y}(t)\} + \phi_n^T[C]\Phi\{\dot{Y}(t)\} + \phi_n^T[K]\Phi\{Y(t)\} = \phi_n^T\{p(t)\} \quad (2-58)$$

Pelas condições de ortogonalidade  $\phi_m^T[M]\phi_n = 0$  e  $\phi_m^T[K]\phi_n = 0$  para  $m \neq n$  todos os componentes da massa e rigidez da expressão (2-58) exceto dos enésimos modos serão eliminados. Utilizando uma redução similar para expressão do amortecimento e assumido que a correspondente condição ortogonal for aplicada a matriz do amortecimento tem-se:

$$\phi_n^T[C]\phi_n = 0 \quad m \neq n \quad (2-59)$$

A equação (2-58) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$[M_n]\ddot{Y}_n(t) + [C_n]\dot{Y}_n(t) + [K_n]Y_n = [P_n(t)] \quad (2-60)$$

A matriz de amortecimento generalizada é definida como:

$$[C_n] = \phi_n^T[C]\phi_n \quad (2-61)$$

Dividindo a equação(2-60) pela matriz generalizada da massa tem-se:

$$\ddot{Y}_n(t) + 2\xi_n\omega_n\dot{Y}_n(t) + \omega_n^2Y_n = \frac{[P_n(t)]}{[M_n]} \quad (2-62)$$

Definindo o coeficiente de amortecimento modal:

$$\xi_n = \frac{[C_n]}{2\omega_n[M_n]} \quad (2-63)$$

Geralmente é mais conveniente e fisicamente mais razoável definir o amortecimento de um sistema de múltiplos graus de liberdade usando o coeficiente de amortecimento para cada modo ao invés de determinar cada elemento da matriz  $[C]$ . Isso porque os coeficientes modais  $\xi_n$  podem ser determinados experimentalmente ou estimados com precisão adequada para muitos casos, como medindo o decaimento da amplitude de deslocamentos a partir de testes em laboratório ou em estruturas reais, (CHOPRA, 2009).

## 2.3 COMPONENTES DA VIA QUE FORMAM O SISTEMA MASSA MOLA

### 2.3.1 SEÇÕES TRANSVERSAIS TÍPICAS

Existem dois grandes grupos de tipo de via permanente, as vias sobre lastro e as vias em lajes (Slab track).

As vias sobre lastro são ainda as mais comuns em ferrovias e linhas de metro. São compostas normalmente por uma camada de sublastro, lastro, dormentes (de concreto ou de madeira) e fixação dos trilhos.

Os dormentes preservam a bitola, inclinação dos trilhos e suportam as forças dos trilhos transferindo-as para o lastro. A Figura 2-10 exemplifica uma seção típica deste tipo seção transversal de via permanente, que possui elasticidade proveniente do lastro, que proporciona certo grau de atenuação de vibrações e ruídos primários (ruídos originários do contato da roda com o trilho).

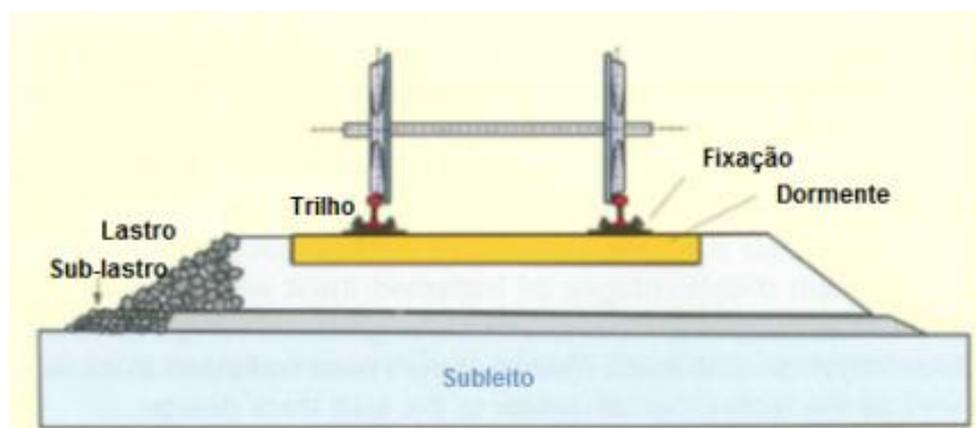


Figura 2-10 Seção Transversal típica - Via em lastro, adaptado Esveld, 2001

Para vias em túnel as lajes em concreto são muito mais eficientes do que o lastro. As lajes podem ser construídas sobre o invert do túnel, que é uma estrutura muito rígida, isto

traz como vantagem a possibilidade de uma laje esbelta, diminuindo o peso da estrutura e reduzindo o espaço necessário à construção da via permanente. Outra vantagem da laje em detrimento ao lastro é a durabilidade e resistência da via, que tem uma manutenção menor e menos custosa do que uma via sobre lastro, assim a tornando mais econômica (ESVELD, 2001).

Existem várias soluções de seções transversais de vias sobre laje. Os diferentes tipos de seções se diferenciam pelos elementos construtivos existentes, grau de amortecimento, pela presença de elementos amortecedores e métodos construtivos.

Desta forma serão apresentados alguns exemplos que caracterizam os tipos mais comuns de vias em laje utilizadas em linhas de trens de alta velocidade e metrô.

a) Via sobre vigas suporte:

Este sistema adotado largamente na Companhia do Metropolitano de São Paulo é caracterizado por uma seção transversal composta por duas vigas longitudinais às quais as fixações dos trilhos são presas diretamente. Estas duas vigas podem ou não estar ligadas por uma laje de concreto armado. Este tipo de seção pode ser usado tanto em soluções sem e com amortecimento (ver Figura 2-11). Uma das principais vantagens é o reduzido volume de concreto utilizado.

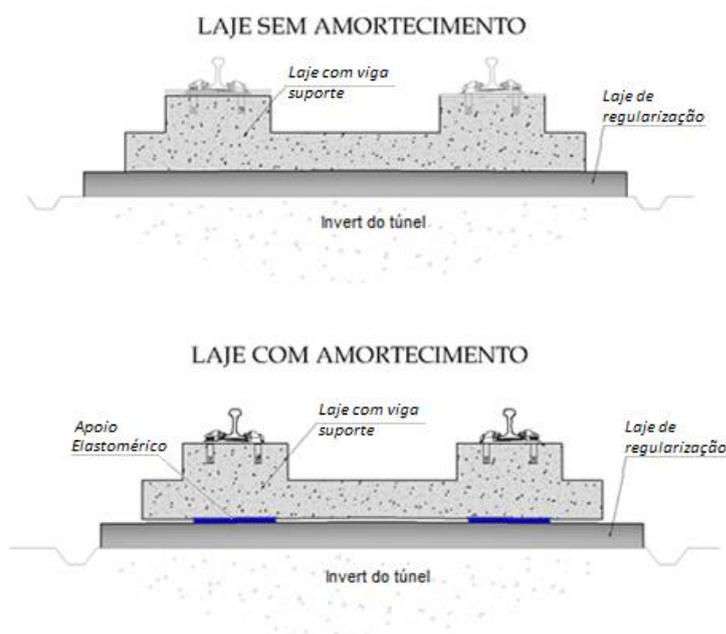


Figura 2-11 Via permanente em viga suporte. Fonte: elaborado pelo autor

b) Via sobre lajes retangulares:

Este sistema é caracterizado por uma laje de seção retangular moldada in loco com o trilho sendo fixado diretamente sobre a laje. É convencional na Companhia do Metropolitano de São Paulo que este tipo de solução possua uma laje de regularização com uma espessura reduzida para que a laje principal possa se apoiar adequadamente e permitir uma concretagem mais precisa. A laje onde os trilhos são fixados pode ser flutuante ou não. No caso das lajes flutuantes, estas podem estar apoiadas sobre elementos resilientes discretos, em tiras ou mesmo molas helicoidais conforme Figura 2-13.

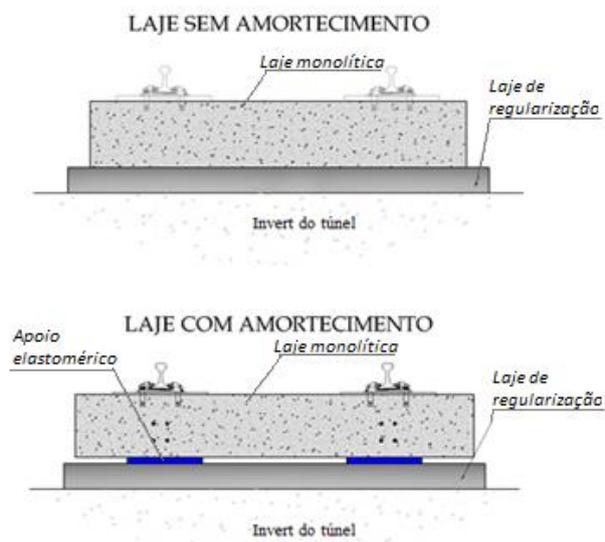


Figura 2-12 - Lajes retangulares. Fonte: elaborado pelo autor

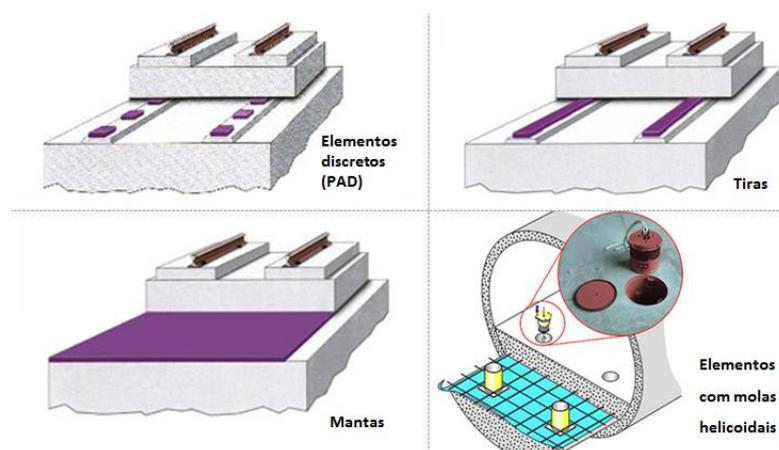


Figura 2-13- Tipos de apoios resilientes<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Companhia do Metropolitano de São Paulo. **Via Permanente**. Disponível em: <[http://www.metro.sp.gov.br/construcao\\_civil/via\\_permanente/tesuperestrutura3.shtml](http://www.metro.sp.gov.br/construcao_civil/via_permanente/tesuperestrutura3.shtml)>. Acesso em 25/09/2011

## 2.3.2 ELEMENTOS DE APOIO

### 2.3.2.1 Apoios elastoméricos

Os elementos elastoméricos vêm sendo utilizados na atenuação de vibrações em vias permanentes como palmilhas resilientes das placas de fixação e como apoios elásticos das lajes flutuantes.

Diversos tipos de materiais são utilizados para este fim, e pode-se citar o cloropreno, borracha natural, copolímero etileno-propileno-dieno (CALEMBERG INGENIEURE, 2010).

Segundo Calenberg Ingenieure (2010), a forma estrutural das cadeias moleculares define o grau de elasticidade do elastômero e outras de suas propriedades. Os elastômeros possuem a vantagem de permanecerem iguais na faixa de temperatura que foram instalados. Este tipo de material pode permitir a transmissão de esforços com segurança sem deslocamentos e torções elevados.

A borracha natural é obtida da seiva da seringueira (látex) e tem como vantagem ser viscosa-elástica nas temperaturas altas e elástica a baixas temperaturas. A borracha de cloropreno é uma borracha sintética que possui como característica o baixo grau de envelhecimento e resistência a carregamentos altos. O copolímero etileno-propileno-dieno também é uma borracha sintética que apresenta uma grande resistência química e térmica, mas não possui muita resistência a carregamentos elevados (CALEMBERG INGENIEURE, 2010).

A Tabela 2.2 mostra alguns tipos de apoios elastoméricos com diferentes materiais utilizados em sistemas massa mola de via permanente.

*Tabela 2.2 – Exemplos de apoios elastoméricos utilizados em vias permanentes*

Material	Fabricante	Rigidez estática (kN/mm)
RPU*	Edilon Sedra	6
Poliuretano	Getzner	16
Borracha Natural + CR**	Calenberg <sup>2</sup>	7 a 30

\* Rigid Thermoset Polyurethane  
\*\* Chloroprene rubber

<sup>2</sup> Calenberg Ingenieure. Disponível em: <[http://www.calenberg-ingenieure.de/lang\\_com/downloads/info-hmss-reinforced-elastomeric-bearing.pdf](http://www.calenberg-ingenieure.de/lang_com/downloads/info-hmss-reinforced-elastomeric-bearing.pdf)> . Acesso 31/03/2015

Segundo Castellani et al. (1998), grande parte da literatura trata os apoios elastoméricos como molas lineares e amortecedores viscosos, mas a relação típica de tensão e deformação de um material elastomérico não é linear. A energia que se dissipa pela utilização deste tipo de material está associada a ciclos de histerese. Em problemas de vibração que as frequências estão em faixas limitadas o amortecimento viscoso pode ser satisfatório para representar a dissipação de energia, agora em casos de vibrações mecânicas induzidas por tráfego ferroviário, que provem de carregamentos impulsivos e que o espectro das frequências está entre um hertz até centenas de hertz, este tipo de vibração possui dissipação de energia dependente da frequência do carregamento e também independente. Desta forma os modelos que só levam em conta o amortecimento viscoso não são apropriados para representar a dissipação de energia nos modelos de via com apoios elastoméricos.

Um modelo interpretativo foi sugerido por Castellani et al. (1998) para a descrição matemática dos elastômeros. Analisando a deflexão dinâmica  $\delta_d$ , fora de fase com as forças de reação, esta parece crescer com a frequência, mas não de forma linear como se ele fosse composta apenas por forças viscosas. Os resultados dos estudos mostram que tanto os amortecimentos viscosos e histeréticos devem fazer parte do modelo de caracterização do elastômero. Assim as reações devido aos deslocamentos impostos são representados no domínio da frequência pela equação(2-64).

$$\sigma_d = K(f) \cdot \delta_d(f) + i \cdot C_i \cdot \delta_d(f) + i \cdot 2\pi f \cdot C_v \cdot \delta_d(f) \quad (2-64)$$

Onde o  $K$  é real e representa a reação elástica (curva das rigidezes  $K_s$  e  $K_d$ ) em fase com o deslocamento,  $C_i$  e o amortecimento histerético,  $C_v$  amortecimento viscoso,  $f$  é a frequência do carregamento e  $i = \sqrt{-1}$ . O teste mostrou que  $K$  cresce com a frequência até encontrar uma frequência  $f_d$  em  $K$  estabiliza, ver Figura 2-14.

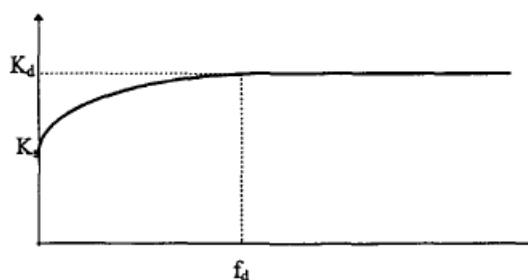


Figura 2-14 – Sensibilidade da relação entre a das rigidezes (CASTELLANI et al., 1998)

Desta forma Castellani et al. (1998) propõe que o material elastomérico seja caracterizado pela sua rigidez quase estática ( $K_s$ ), rigidez dinâmica ( $K_d$ ), frequência de estabilização da rigidez ( $f_d$ ) e os amortecimentos viscoso ( $C_v$ ) e histerético ( $C_i$ ).

A rigidez quase estática  $K_s$  é a taxa de deformação do material com o carregamento sendo aplicado devagar. Já a rigidez dinâmica  $K_d$  é a rigidez do material frente a uma carga que varia com uma determinada frequência, essa dependência se torna constante em uma certa frequência ( $f_d$ ) como mostra a Figura 2-14. A rigidez dinâmica na maior parte das vezes é maior do que a rigidez quase estática, pois, para os materiais elastoméricos a amplitude das deformações se mantém constante e a tensão aumenta proporcionalmente com a frequência.

Para a maioria dos modelos de análise de vibrações (inclusive neste trabalho) o material elastomérico é caracterizado por seu amortecimento viscoso ( $C_v$ ) e sua rigidez dinâmica ( $K_d$ ).

### 2.3.2.2 Apoios com molas helicoidais

As molas vêm sendo utilizadas como apoios elásticos desde 1994, em Berlin na Alemanha (WAGNER, 2004).

Por sua alta elasticidade que faz com que a frequência natural da via seja baixa (menor do que 8 Hz) é capaz de obter os maiores níveis de atenuação.

Segundo Wagner (2004), as principais características das molas helicoidais quando utilizadas como apoios elásticos são:

- Alta capacidade de carga
- Relação linear força x deslocamento
- Alta rigidez horizontal

- Equivalência entre as rigidezes estática e dinâmica
- Propriedades elásticas constantes
- Alta durabilidade

As Figura 2-15 e Figura 2-16 mostram um exemplo de isoamortecedores (apoios elásticos em molas helicoidais) do tipo utilizado na Companhia do Metropolitano de São Paulo.

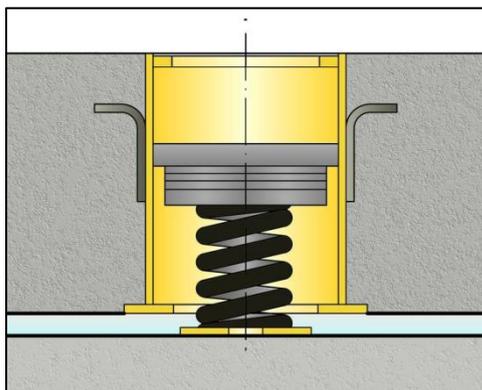


Figura 2-15- Princípio do isoamortecedor GSI-Element<sup>3</sup>

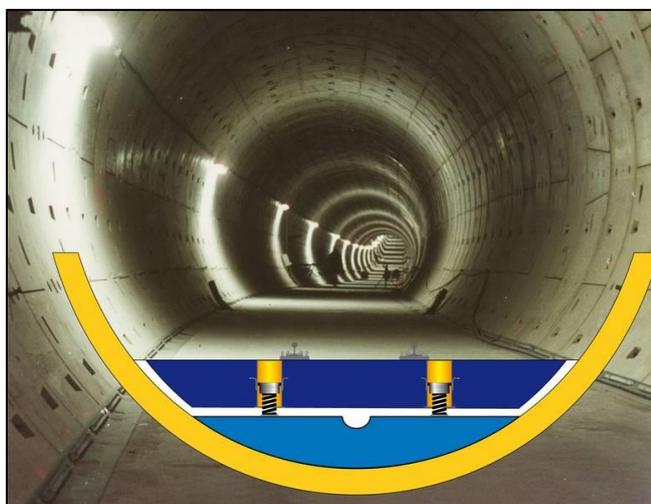


Figura 2-16 - Princípio da via permanente com isoamortecedor<sup>4</sup>

<sup>3</sup> Gerb - Jack-Up GSI-Elements. Disponível em: <<http://www.gerbusa.com/index.php?id=107>> acesso em 14/01/2013

<sup>4</sup> Gerb - Jack-Up GSI-Elements. Disponível em: <<http://www.gerbusa.com/index.php?id=107>> acesso em 14/01/2013

### 2.3.3 BARRAS DE TRANSFERÊNCIA

Pela grande extensão das vias de metrô, as lajes de concreto tendem a expandir e contrair em função da variação de temperatura, gerando tensões no concreto provocando fissuração. A fim de evitar este efeito inconveniente, as lajes são separadas por juntas que permitem que haja a movimentação necessária para que o concreto não fissure. As descontinuidades geradas na estrutura são pontos de interesse no projeto, sendo então adotadas barras de transferência para transmissão de esforços entre lajes sem que os deslocamentos verticais diferenciais sejam excessivos.

Segundo Chung, Kwon e Jang (2014), a maioria dos estudos realizados sobre barras de transferência são para a aplicação em pavimentos de concreto de rodovias, pois são raramente utilizadas em lajes flutuantes. O pavimento de concreto descansa sobre um substrato contínuo, assim o seu comportamento é diferente das lajes flutuantes sobre apoios discretos que tem um comportamento próximo a um corpo rígido na vertical, provocando uma descontinuidade maior entre lajes flutuantes do que no pavimento de concreto.

A Figura 2-17 e a Figura 2-18 ilustram de forma esquemática o efeito da barra de transferência em uniformizar deslocamentos e reduzir as forças nos elementos próximos às juntas.

Cada tipo de junta proporciona uma capacidade de transferência de força através das lajes. Essa capacidade é determinada por índice denominado Eficiência de Transferência de Força (LTE).

Quando a roda passa pela borda da laje, esta laje e a laje posterior (que está descarregada) defletem, pois uma parcela da carga é transmitida de uma laje para outra. O resultado dessa transferência é que a laje carregada tem seus esforços e deslocamentos diminuídos quando comparados a uma laje de bordo livre.

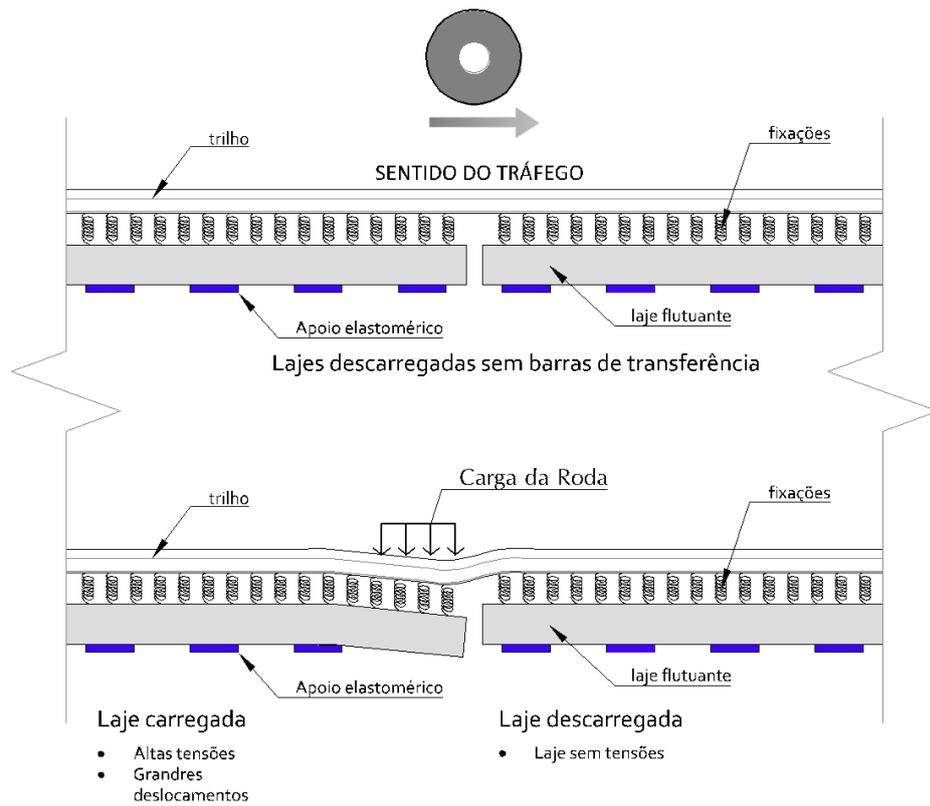


Figura 2-17 - Lajes sem barra de transferência (esquemático)- Fonte: elaborada pelo autor

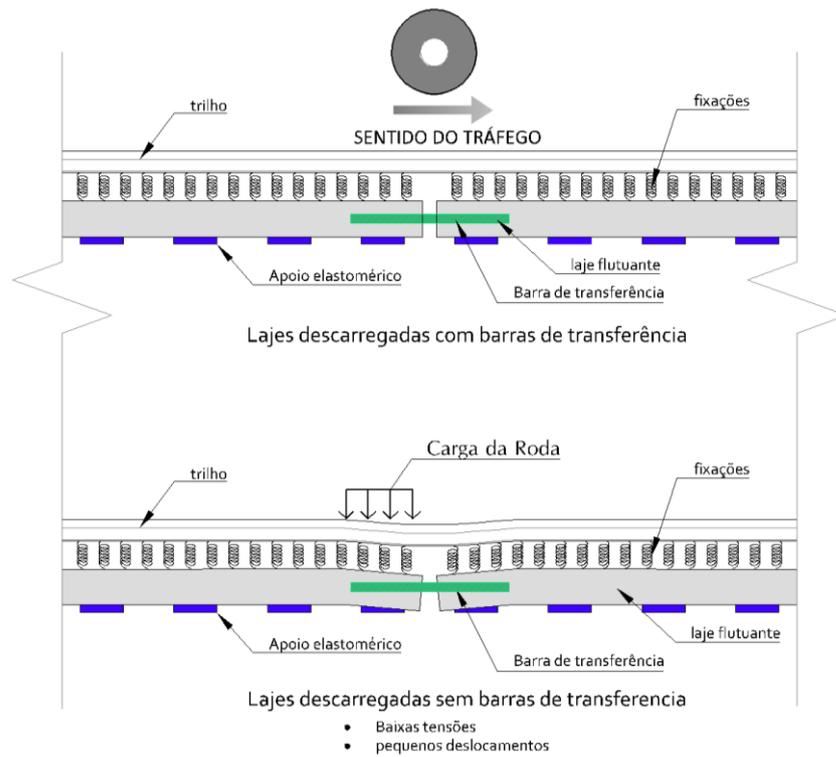


Figura 2-18 - Lajes com barra de transferência (esquemático) Fonte: elaborada pelo autor

Assim o LTE pode ser definido como a magnitude da redução dos esforços e deslocamentos da junta.

$$LTE = \frac{2\delta_2}{\delta_1 + \delta_2} * 100 (\%) \quad (2-65)$$

Onde  $\delta_1$  é a deflexão da laje carregada e  $\delta_2$  a deflexão da laje descarregada (ver Figura 2-19).

Quanto mais perto de 100 o LTE estiver melhor será transferência de cargas. Se este número estiver próximo de zero a transferência é ineficiente.

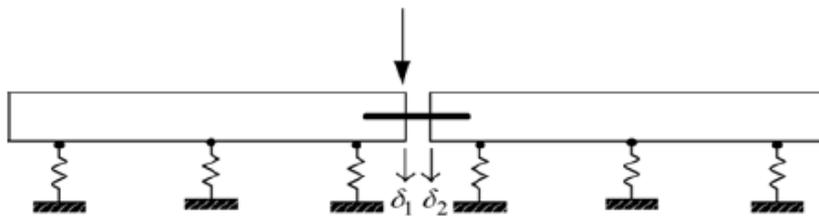


Figura 2-19 – Deslocamentos relativos de lajes flutuantes adjacentes (CHUNG; KWON; JANG, 2014)

Segundo Rodrigues (2008), a carga transferida influencia diretamente as tensões geradas pela tração na flexão das juntas e suas proximidades.

Estas tensões dependem da força aplicada junto ao raio de distribuição das forças, da espessura da laje, módulo de elasticidade do concreto e o coeficiente de recalque da fundação (relação entre força aplicada e deslocamento vertical da placa sobre uma base elástica).

Para que sejam eficazes, as barras de transferência devem ser posicionadas no meio da espessura da laje com comprimento de embutimento igual em ambas as lajes ligadas.

As tensões desenvolvidas na região das barras serão altamente influenciadas pelo seu diâmetro e espaçamento entre estas.

A AASHTO (1993) recomenda que o diâmetro da barra de transferência seja um oitavo da espessura da laje (como exemplo uma laje de 40 cm deverá utilizar barras de 50 mm de diâmetro).

As juntas com barras de transferências utilizadas na Companhia do Metropolitano de São Paulo que serão estudadas neste trabalho possuem diâmetro de 38 mm distribuídas em

duas camadas. O comprimento destas barras varia de 50 a 60 cm em aço ASTM-A36. A fim de proporcionar a movimentação necessária, as barras são redondas e lisas e uma das suas extremidades é engraxada.

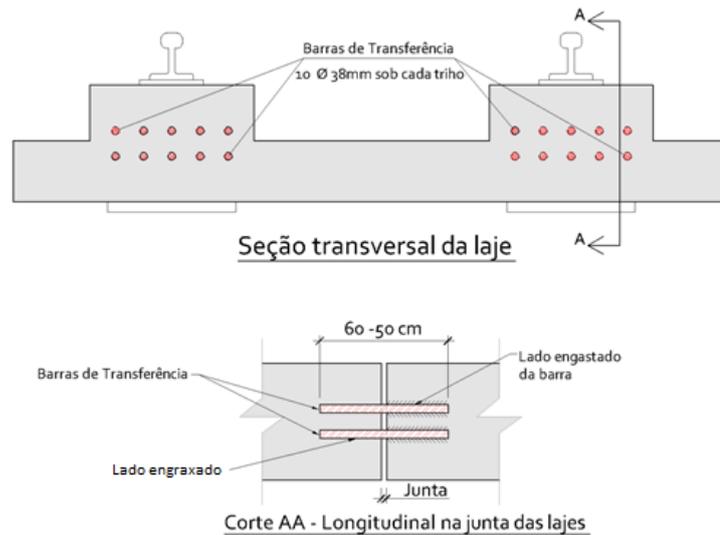


Figura 2-20 - Esquema da distribuição das barras de transferência nas lajes flutuantes da Companhia do Metropolitano de São Paulo. Fonte: elaborado pelo autor

### 2.3.4 TRILHOS E FIXAÇÕES

Os trilhos tem a função de fornecer uma superfície de rolamento mais lisa e suave possível, transmitindo os esforços oriundos do trem de maneira segura para a estrutura de suporte (lastro ou sistemas de fixação direta). Ainda funcionam como condutores elétricos para os sistemas de sinalização.

Em todo o mundo vários tipos de perfis são utilizados. No metrô de São Paulo são usados os trilhos TR-57 e UIC 60. (Figura 2-21 - Perfis dos trilhos)

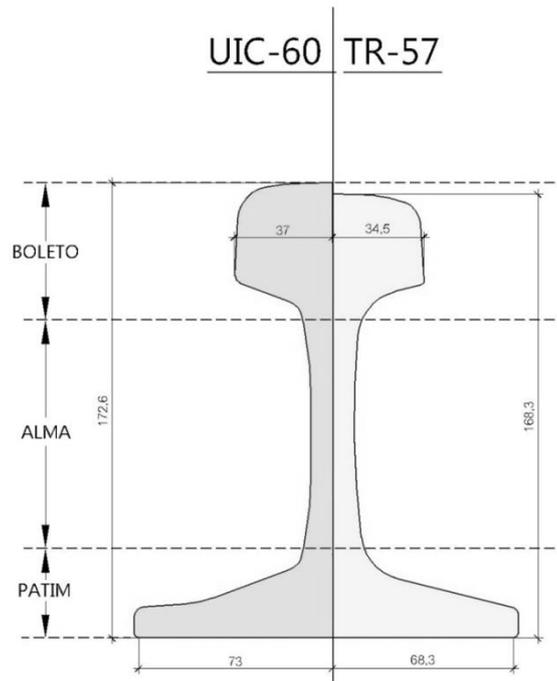


Figura 2-21 - Perfis dos trilhos Fonte: elaborado pelo autor

De acordo com a norma CEN, os perfis dos trilhos são indicados por sua massa linear seguida pela letra E, e um número sequencial iniciando pelo número 1. Então o perfil UIC 60 agora é denominado UIC 60 E1.

O trilho é dividido em três partes segundo Esveld (2001) (ver Figura 2-21):

**Boleto:** Parte superior do trilho que garante o bom contato entre roda e o trilho, suas dimensões devem ser suficientes para comportar o desgaste que o contato roda-trilho gerará.

**Alma:** Sua espessura é definida pela necessidade de inércia adequada para evitar a sua flambagem e flexão mesmo quando submetida à corrosão. Esta parte do trilho liga o boleto ao patim.

**Patim:** Deve ser largo o suficiente para dar estabilidade ao perfil e distribuir de forma adequada as cargas às fixações ou dormentes.

As propriedades geométricas dos dois perfis dos trilhos podem ser vistas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3-Propriedade geométricas dos perfis dos trilhos

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS		
Propriedade	UIC -60	TR-57
Área (cm <sup>2</sup> )	76,86	72,5
Ixx (cm <sup>4</sup> )	3055,0	2735
Iyy (cm <sup>4</sup> )	512,9	511
Ys (cm)	9,105	9,26
*Ixx e Iyy são os momentos de inércia em relação aos respectivos eixos **Ys é a distância da base do trilho até o centro de gravidade		

Fixações dos trilhos são consideradas todos os componentes que juntos formam a conexão estrutural entre o trilho e dormentes ou lajes de suporte (ESVELD, 2001).

As principais características desejáveis as fixações segundo Esveld (2001), são:

- Absorver as forças dos trilhos e transferir para a estrutura de suporte, sendo que a força de fixação seja suficiente para todas as situações de carregamento mesmo em caso de desgaste, providenciando força suficiente para evitar a abertura de vãos no caso da ruptura do trilho e resistência ao escorregamento;
- Amortecer o quanto for possível as vibrações causados pelo tráfego dos trens;
- Manter a bitola e a inclinação dos trilhos;
- Prover resistência elétrica entre o trilho e as estruturas de suporte (lajes ou dormentes).

Segundo Lichtberger (2005), as fixações devem segurar firme e permanentemente para baixo o trilho provendo ao mesmo tempo resiliência vertical permitindo deslocamentos nesta direção e boa estabilidade lateral. A elasticidade vertical é essencial para um controle suave dos deslocamentos verticais e alta resistência ao escorregamento. As fixações consideradas rígidas não atendem a estes pré-requisitos e a qualquer tentativa de deslocamento a base segura firmemente o trilho.

A grande desvantagem dos deslocamentos verticais serem totalmente impedidos é que com o tempo os parafusos ou tirefons que prendem o trilho aos dormentes perdem a força que mantém os trilhos totalmente imóveis pela fadiga sofrida pela passagem repetida

dos trens sendo, desta forma, este tipo de fixação inadequado no uso de barras longas continuamente soldadas.

Nas fixações elásticas os grampos que seguram os trilhos têm uma tensão inicial que mantém o trilho seguro. Com a passagem da roda do trem essa tensão nos grampos (ou cliques) é aumentada e oscila entre o valor mínimo da tensão inicial e o valor máximo da carga da roda do trem. A força que segura o trilho para baixo tem grande impacto na resistência ao escorregamento entre o trilho e o dormente ou laje.

Nas fixações, as palmilhas (“rail pads”) funcionam como elementos que amortecem as vibrações pelas suas propriedades elásticas, também distribuindo de maneira uniforme as cargas oriundas dos trilhos (LICHTBERGER, 2005).

Na Companhia do Metropolitano de São Paulo, as placas de fixações utilizadas na via corrida da Linha 2 – Verde, são: as placas Landis ver Figura 2-22, as fixações da Pandrol SFC (Figura 2-23) e Vipa SP (Figura 2-24).

As rigidezes verticais das fixações são apresentadas na Tabela 2.4Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Rigidezes verticais das fixações utilizadas no Metrô de São Paulo

RIGIDEZES VERTICAIS DAS FIXAÇÕES		
	Estática (kN/mm)	Dinâmica (kN/mm)
VIPA - SP†	19,57	19,48
SFC *	53,04	84,27
Landis*	53	318

† <http://www.pandrol.com/index.php?/products/vipa/> acesso em 03/02/2013

\* Valores dos ensaios realizados para a Companhia do Metropolitano de São Paulo para a caracterização do material

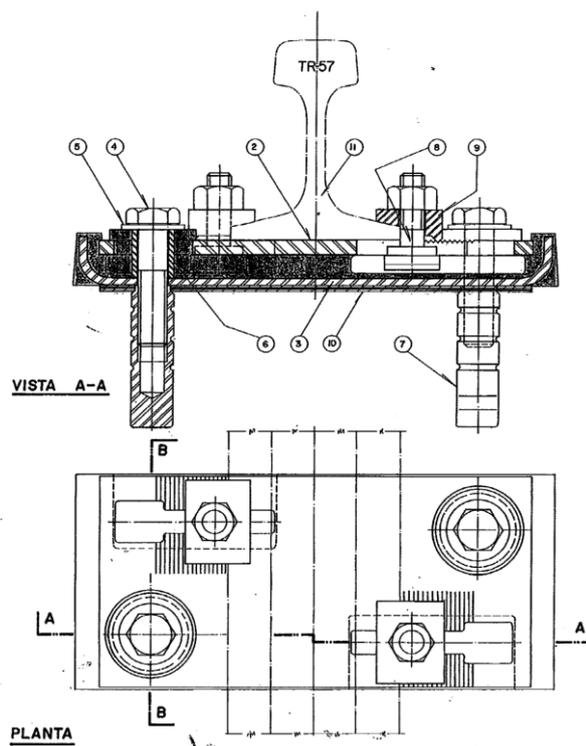


Figura 2-22-Placa Landis<sup>8</sup>



Figura 2-23-Fixação Pandrol SFC<sup>9</sup>

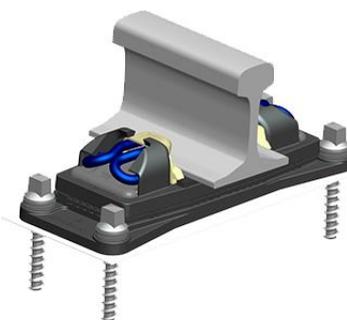


Figura 2-24 - Fixação Vipa SP<sup>10</sup>

<sup>8</sup> Fonte: Documentação técnica da Companhia do Metrô de São Paulo

<sup>9</sup> <http://pandrol.com/images/uploads/product-images/SFC3.jpg> acesso em 08/03/2015

## 2.4 MATERIAL RODANTE

Segundo Iwnicki (2006), a principal diferença entre um trem e outros veículos com roda é a orientação fornecida pela via. Os trilhos não só suportam os trens como os guiam.

O sistema de rolamento guiado proporciona um movimento seguro do material rodante ao longo da via. O rolamento é composto por rodeiros com caixa de eixos, suspensão elástica, freios, controle de tração e o sistema de transmissão da tração e frenagem para o carro.

Os componentes do truque do trem (ver Figura 2-29) são descritos a seguir:

Rodeiro: Composto por duas rodas rígidas conectadas por um eixo. Garantem a distancia correta entre o trem e a via, orientação que determina o movimento na bitola da via, a transmissão dos esforços de aceleração e frenagem para os trilhos para acelerar e frear o trem.

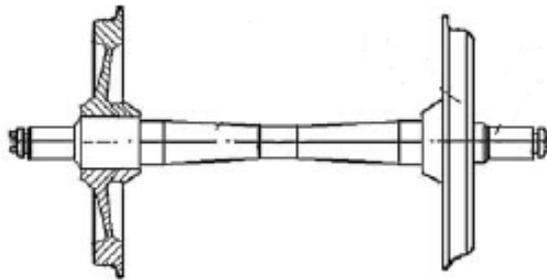


Figura 2-25- Exemplo de rodeiro, adaptado de Iwnicki (2006).

Caixa de eixo: é o dispositivo que permite o rodeiro girar e fornece o alojamento do rolamento e também o suporte da suspensão primária para fixar as rodas ao truque ou veículo. Também transmite as forças longitudinal, lateral e outras forças vindas do carro para o rodeiro e outros elementos do truque.

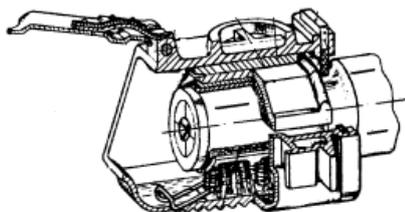


Figura 2-26- Exemplo de caixa de eixo, adaptado de Iwnicki (2006)

---

<sup>10</sup>[http://pandrol.com/images/uploads/product-images/VIPA\\_SP.jpg](http://pandrol.com/images/uploads/product-images/VIPA_SP.jpg) acesso em 08/03/2015

Rodas: com os eixos são as partes críticas do material rodante. Falha mecânica ou erro nas dimensões podem causar descarrilamento. As rodas podem ser retas, cônicas, em forma de “S” ou com seção ondulada (Figura 2-27). Quando cônicas ou em forma de “S” aumentam a flexibilidade da roda reduzindo as forças do contato roda trilho.

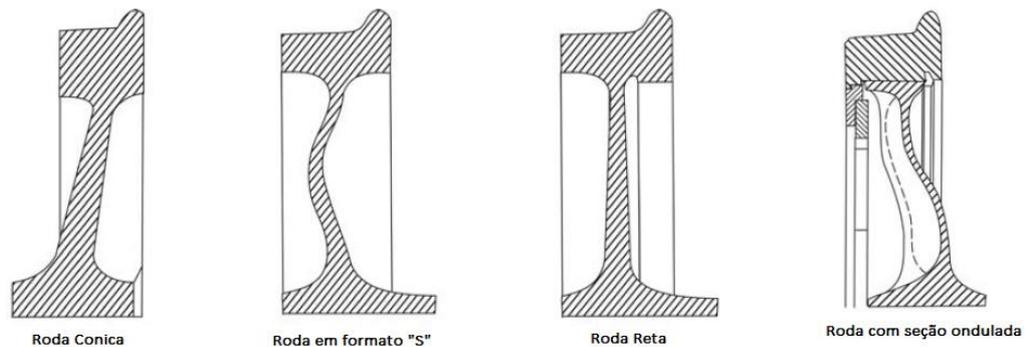


Figura 2-27- Tipos de seção de rodas, adaptado de Iwnicki (2006).

Suspensão: é o conjunto de elementos elásticos, amortecedores e componentes associados que conectam os rodeiros ao corpo do carro. Se o truque é um quadro rígido a suspensão usualmente é dividida em duas partes; a suspensão primária que conecta os rodeiros ao quadro do truque e a suspensão secundária entre o truque e o corpo do carro, Figura 2-28.

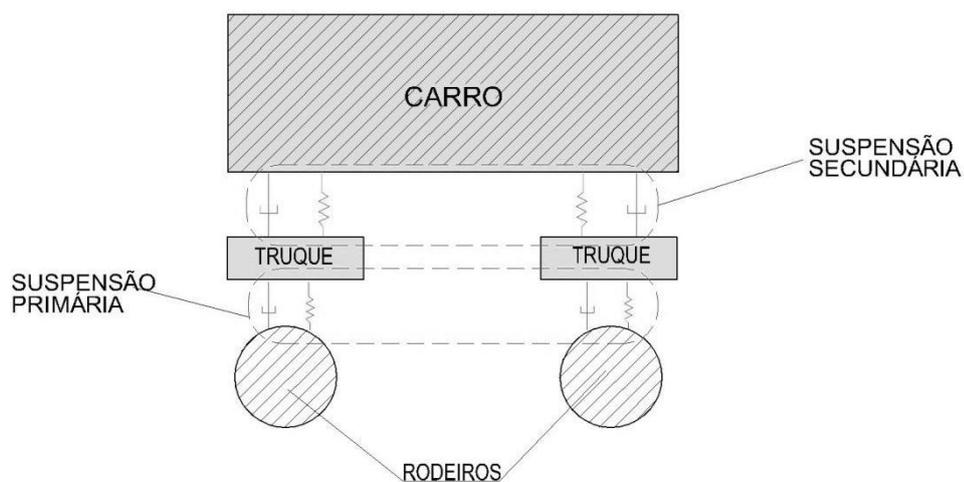


Figura 2-28 – Esquema do conjunto do trem com as suspensões. Fonte: elaborado pelo autor

As velocidades máximas que podem ser desenvolvidas pelo material rodante nas linhas 1, 2 e 3 do Metrô de São Paulo é 100 km/h e nas linhas 4 e 5 é 80 km/h.

O trem utilizado nos testes do rodeiro instrumentado (Modelo BUDD) possui as seguintes características:

Tabela 2.5 - Características do trem BUDD

TREM BUDD – CARACTERÍSTICAS		
Massa do carro	41.4349 kg	
Massa do truque	7.150 kg	
Suspensão primária	Rigidez vertical	7,3x 10 <sup>6</sup> kN/m
	Rigidez lateral	3,5x 10 <sup>6</sup> kN/m
Suspensão secundária	Rigidez vertical	7,4x 10 <sup>2</sup> kN/m
	Rigidez lateral	1,1x 10 <sup>2</sup> kN/m

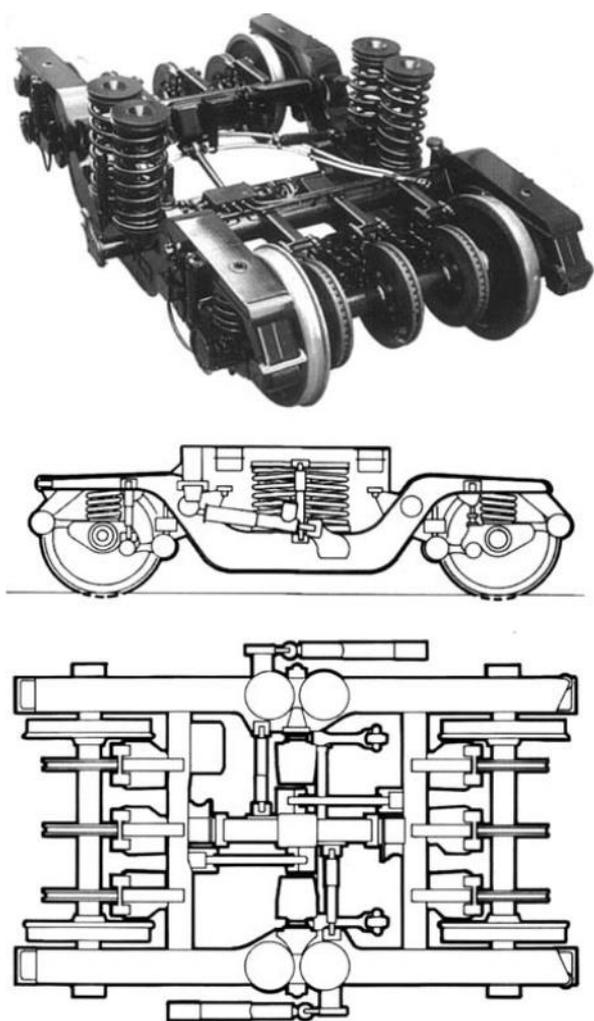


Figura 2-29-Truque do trem italiano ETR-500, (IWNICKI, 2006)

## 2.5 FORÇAS DINÂMICAS

Segundo Frýba (1996), de acordo com os princípios de Newton e d'Alembert os veículos produzem efeitos devido ao seu peso como forças verticais e efeitos inerciais devido à massa e aceleração do veículo. O efeito do peso existe quando o veículo está parado, este efeito é utilizado para avaliar estaticamente a estrutura. As ações inerciais crescem quando o veículo está em movimento e agem em todas as direções, causando o efeito dinâmico nas estruturas.

A excitação provocada pelo movimento dos trens pode ter vários mecanismos. Segundo Gupta, Degrande e Lombaert (2008), uma distinção é feita entre contribuição quase estática e dinâmica, decompondo no histórico do tempo  $g_k(t) = g_{ks} + g_{kd}(t)$  de força axial em uma componente estática  $g_{ks}$  e componente dinâmica  $g_{kd}(t)$ . Para a validação experimental do modelo numérico, quatro mecanismos de excitação são considerados importantes: a excitação quase estática, a excitação pela irregularidade devido a rugosidade da roda e do trilho, e a excitação pelo impacto devido as juntas dos trilhos e a excitação paramétrica devido a periodicidade dos dormentes (no caso de vias em lastro).

Gupta, Degrande e Lombaert (2008), definem as contribuições das forças em:

- Forças quase estáticas: A excitação quase estática ocorre quando sucessivos eixos de um trem passam pela via e podem ser modelados como forças constantes movendo-se na via com a velocidade do trem  $v$ . A constante  $g_{ks}$  é igual ao peso por eixo  $w_k$ .
- Forças dinâmicas: São ocasionadas principalmente pela excitação aleatória devido a irregularidade do trilho e da roda, a excitação devido ao impacto a juntas nos trilhos e achatamento das rodas e da excitação paramétrica, devido à periodicidade dos dormentes.

Para um caso simples da interação entre roda e trilho, a força de contato no domínio do tempo é dada por:

$$[C^v(\omega) + C^t(\omega)]g_d(\omega) = -vw_{/r}(\omega) \quad (2-66)$$

Onde  $v_{w/r}(\omega)$  é o deslocamento relativo entre a roda e o trilho, enquanto  $C^v(\omega)$  e  $C^t(\omega)$  são a flexibilidade do veículo e a via respectivamente e  $g_d$  é a força de contato.

Segundo Gupta, Degrande e Lombaert (2008), a rugosidade do trilho possui números de ondas baixos, enquanto a rugosidade da roda possui números de ondas altos. Assim, os números de ondas baixos correspondem às frequências de excitação de maior interesse (intervalo entre 1-100 Hz) e os números de ondas altos podem fazer crescer o ruído secundário em prédios em frequências superiores a 250 Hz, sendo o número de onda (wavenumber) o número de ondas que existe em uma distância especificada (é inversamente proporcional ao comprimento de onda). A frequência em que o deslocamento relativo entre o trilho e a roda ( $v_{w/r}(\omega)$ ), é calculado no domínio do número de ondas e as excitações paramétricas também podem ser somadas na parcela  $v_{w/r}(\omega)$ , sendo que para isso a equação (2-24) só é válida para a direção longitudinal. Desta forma tem-se a parcela da força dinâmica que será somada a força quase estática para obter a resposta das forças na via no domínio da frequência.

Segundo Thompson (2009), os comprimentos de ondas típicos das rugosidades estão entre 5 e 500 mm, com amplitudes que vão da escala de dezenas de micrômetro até menores que um micrômetro, assim a amplitude é da ordem de  $10^{-4}$  vezes o comprimento de onda. As rugosidades com comprimentos de onda maiores excitam frequências menores, que são a principal preocupação no estudo de vibração no solo.

## 2.6 CONTATO RODA-TRILHO

Trem e via podem ser considerados como um único sistema devido a forte interação existente entre a infraestrutura da ferrovia e o veículo. O local da separação do veículo e via onde a interação acontece é chamada de contato roda trilho, (ESVELD, 2001).

A rigidez do contato roda/trilho é causada pela deformação elástica que cria uma área de contato. A teoria de Hertz explica a área cresce com o aumento da força. Como consequência a relação entre a força e o deslocamento não é linear.

Hertz definiu a rigidez entre os corpos em contato para seus raios de curvatura no contato. O caso mais simples deste contato é uma esfera em contato com um plano. Se a roda tem um raio de curvatura  $R_w$  na direção de rolamento,  $R_{wt}$  na transversal, sendo

positivo para o lado convexo, como mostra a Figura 2-30, e o trilho tem um raio transversal  $R_{rt}$  e raio  $R_r$  na direção do rolamento (usualmente infinito) o contato irá existir sobre uma elipse. Assim tem semieixo  $a$  no sentido do rolamento e  $b$  na direção transversal é expressa por:

$$a = \sigma_1 \left( \frac{3F_0 R_0}{2E'} \right)^{1/3} \quad (2-67)$$

$$b = \sigma_2 \left( \frac{3F_0 R_0}{2E'} \right)^{1/3} \quad (2-68)$$

Onde  $F_0$  é a força normal,  $E'$  é o módulo de elasticidade dado pela equação (2-70) com ambos os corpos assumindo ter o mesmo material ( $E$  é o módulo de elasticidade e  $\nu$  o coeficiente de Poisson) e  $R_0$  é um raio de curvatura efetivo no contato, temos:

$$E' = \frac{E}{(1 - \nu^2)} \quad (2-69)$$

$$\frac{1}{R_0} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{R_w} + \frac{1}{R_{wt}} + \frac{1}{R_r} + \frac{1}{R_{rt}} \right) \quad (2-70)$$

As tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  são descritas nas equações (2-71) e (2-72).

$$\sigma_1 = \left( \frac{2g^2 E(e)}{\pi} \right)^{1/3} \quad (2-71)$$

$$\sigma_2 = \left( \frac{2E(e)}{\pi g} \right)^{1/3} \quad (2-72)$$

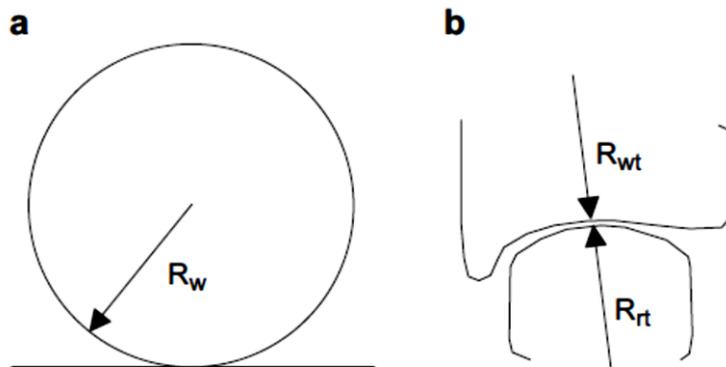


Figura 2-30 - Raio da roda e trilho no contato

Para a determinação da rigidez da mola de modo simplificado, pode-se adotar que a área de contato é circular, ou seja,  $a$  e  $b$  são iguais. Desta forma pode-se calcular a rigidez:

$$K_H = \sqrt[3]{\frac{3E^2Q\sqrt{R_w R_r}}{2(1-\nu^2)^2}} \quad (2-73)$$

Onde,  $E$  é o módulo de elasticidade,  $\nu$  o coeficiente de Poisson,  $Q$  a carga vertical,  $R_w$  o raio da roda e  $R_r$  o raio do trilho.

Essa simplificação é interessante, pois a consideração da elipse como contato acarreta em expressões complexas.

### 2.6.1 IRREGULARIDADES DA VIA

Entre as diversas causas que influenciam as forças dinâmicas no sistema veículo – via as irregularidades podem ser consideradas as mais importantes.

Segundo Hussein e Hunt (2006), para uma via sem irregularidades, como a rugosidade e juntas nos trilho, mostra-se que forças dinâmicas não são induzidas no contato roda-trilho para um veículo em movimento com uma velocidade constante.

O sistema veículo-via vibra pela excitação gerada pelas irregularidades presentes nas rodas e nos trilhos. O perfil das irregularidades causa vibrações no veículo que por sua vez induz forças estocásticas na via.

Segundo Frýba (1996), quatro tipos distintos de irregularidades na geometria da via podem ser distinguidos:

- Irregularidade de elevação na longitudinal da via: diferença entre cotas longitudinais de dois trilhos
- Irregularidade de alinhamento transversal da via: diferença entre cotas transversais de dois trilhos
- Irregularidade de superelevação
- Irregularidade na bitola: diferença entre a distância existente entre os lados internos dos trilhos

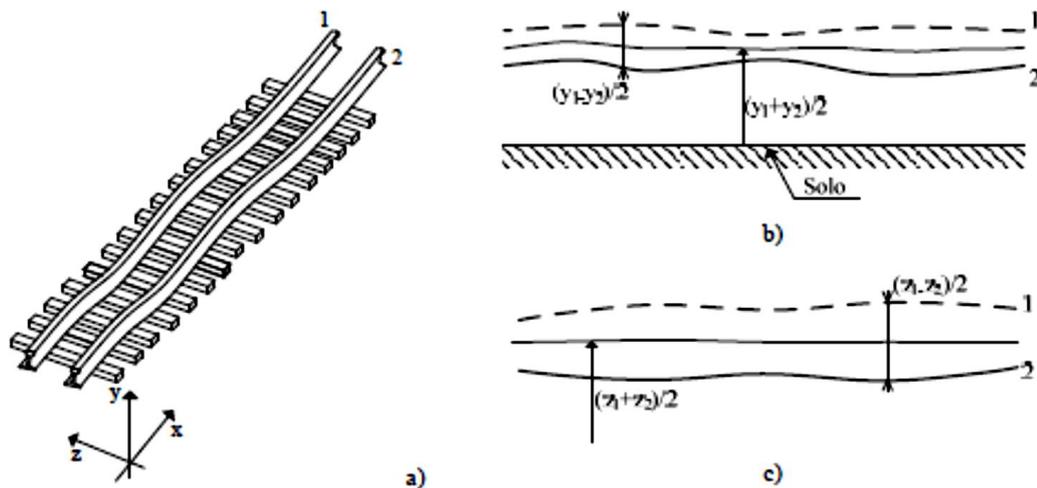


Figura 2-31- Irregularidade de via férrea: a) representação da via em um sistema de coordenadas, b) irregularidades segundo a vertical, c) irregularidades segundo a horizontal (RIGUEIRO, 2007)

Ainda segundo Frýba (1996), podemos classificar as irregularidades como:

a) Irregularidades periódicas:

São irregularidades devido a achatamento das rodas ou corrugação dos trilhos. Podem ser representadas por séries trigonométricas de Fourier.

b) Irregularidades isoladas:

São irregularidades comuns na via e podem ocorrer por muitas razões como junta de trilhos, nos aparelhos de mudança de via (AMVs) e outras situações de singularidade.

A expressão mais comum para expressar esse tipo de irregularidade é:

$$r(x) = Ae^{-k|x|} \quad (2-74)$$

Onde os parâmetros A e k baseados em dados de medições das ferrovias americanas de diversas categorias são dados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Parâmetros das irregularidades isoladas (FRÝBA, 1996)

Irregularidade	Parâmetro	Valores de acordo com a classe da via					
		1	2	3	4	5	6
Elevação	A(mm)	11,40	8,40	6,40	4,80	3,60	2,80
	k (m-1)	0,43	0,43	0,46	0,49	0,66	0,82
Alinhamento	A(mm)	8,90	6,90	5,10	3,80	2,80	2,00
	k (m-1)	0,39	0,49	0,66	1,10	1,50	1,90

### c) Irregularidades randômicas

São as rugosidades inerentes aos trilhos e as rodas, existindo em todas as linhas férreas e influenciam o desempenho dinâmico dos veículos da via. Ocorrem de forma aleatória devido ao desgaste, manutenção insuficiente e folgas da via permanente. Como ocorrem de forma aleatória, são definidas por modelos estocásticos que as consideram como um fenômeno estacionário que pode ser descrito por funções densidade espectral de potência (PSD- Power Spectral Density)  $G_{rr}(\Omega)$ . As funções são importantes para o cálculo de vibração nas vias, pois trazem parâmetros de qualidade de via permanente (FRÝBA, 1996).

A PSD pode ser determinada em função da frequência espacial (equação (2-75)) ou da frequência espacial cíclica (equação (2-76)) (RIGUEIRO, 2007).

$$n = \frac{1}{\lambda_r} [1/m] \quad (2-75)$$

$$\phi = \frac{2\pi}{\lambda_r} [rad/m] \quad (2-76)$$

Onde  $\lambda_r$  representa do comprimento de onda da irregularidade.

Existem várias equações analíticas de PSD para irregularidades de via, sendo que estas funções resultam de medições nas vias. Como o método utilizado para a aquisição dos resultados experimentais e análise dos resultados normalmente não são demonstrados na bibliografia a comparação entre estas funções é dificultada (FRÝBA, 1996).

As irregularidades randômicas da via incluem quatro parâmetros: perfil vertical, alinhamento, bitola e diferença de nível entre trilhos (como já citado anteriormente). Estes quatro parâmetros são correlacionados para gerar a função de irregularidade da via, mas na prática apenas as irregularidades verticais são consideradas (IYENGAR; JAISWAL, 1995).

Frýba (1996) e Berawi (2013) descrevem expressões de PSD. Estão representadas a seguir, algumas para as irregularidades para o perfil vertical.

- Federal Railroad Administration (FRA):

Com bases em extensivas medições nos Estados Unidos a FRA propõe:

$$G_{rr}(\Phi) = \frac{A\phi_2^2(\phi^2 + \phi_1^2)}{\phi^4(\phi^2 + \phi_2^2)} \left[ m^3 / rad \right] \quad (2-77)$$

Os parâmetros  $A$ ,  $\phi_1$  e  $\phi_2$  estão na Tabela 2.7:

Tabela 2.7 – Parâmetros das irregularidades randômicas (FRÝBA, 1996).

Irregularidade	Parâmetro	Valores atendendo à classe da via			
		3	4	5	6
Elevação	$A * 10^{-6} [rad.m]$	4,92	2,75	1,57	0,98
	$\phi_1 * 10^{-3} [rad/m]$	23,3	23,3	23,3	23,3
	$\phi_2 * 10^{-2} [rad/m]$	13,1	13,1	13,1	13,1

- German PSD Standard:

Valida para a faixa de frequência espacial cíclica  $0,01 \cdot 2\pi \leq \lambda_r \leq 0,4 \cdot \pi$ , é representada pela expressão:

$$G_{rr}(\Phi) = \frac{A_p \phi_c^2}{(\phi^2 + \phi_y^2) * (\phi^2 + \phi_c^2)} [m^3 / rad] \quad (2-78)$$

Os parâmetros  $A_p$ ,  $\phi_y$  e  $\phi_c$  são apresentados na Tabela 2.8 :

Tabela 2.8 – Parâmetros da PSD Norma alemã (BERAWI, 2013)

Parâmetro	$A_p$	$\phi_c$	$\phi_y$
	$10^{-7} \cdot m^2 \cdot rad/m$	$rad/m$	$rad/m$
Baixa perturbação	4,032	0,820	0,0206
Grande perturbação	10,80	0,820	0,0206

- Belgian Railway Company – NMBS

$$G_{rr}(\phi) = G_{rr}(\phi_0) \left( \frac{\phi_l}{\phi_0} \right)^{-w} [m^3/rad] \quad (2-79)$$

Segundo Lombaert et al. (2006),  $G_{rr}(\phi_0) = 1,36 \times 10^{-8} m^3$ ;  $\phi_0 = 1 rad/m$  e  $w = 3,5$ .

Essa relação é válida para a faixa de frequência espacial cíclica  $6 \leq \lambda_r \leq 24 m$ .

## 2.6.2 COMPRIMENTO DE ONDA NOS DEFEITOS DOS TRILHOS E RODAS

Segundo Li, Y.I.Xu e Wu (2012), o comprimento de onda das irregularidades dos trilhos pode variar de alguns milímetros a até mais que uma centena de metros.

A faixa de frequências e seus correspondentes comprimentos de onda se relacionam através da velocidade que o trem trafega ( $\lambda = V/f$ ).

Segundo Hardy e Jones (2004), os comprimentos de onda relevantes tanto para trilhos como para rodas estão na faixa de 5 mm a 200mm, para comprimentos de onda pequenos entre 10 e 15 mm existe um fenômeno de filtro de contato pelo tamanho da irregularidade em relação a superfície de contato entre a roda e o trilho que tem o seu comprimento em torno dessa faixa, esse efeito é significativo a partir de 1 a 1,5 KHz para uma velocidade 160 km/h. As irregularidades da roda e trilho normalmente são representadas em decibel versus comprimento de onda.

Segundo Esveld (2001), comprimentos de onda na ordem de centímetro são associados a corrugação de trilho, irregularidades de roda e imperfeições das rodas. Os defeitos do trilho de rolamento têm comprimentos de onda por volta de 3m. A Figura 2-32

mostra a relação entre as irregularidades que geram vibrações na via e a frequência associada.

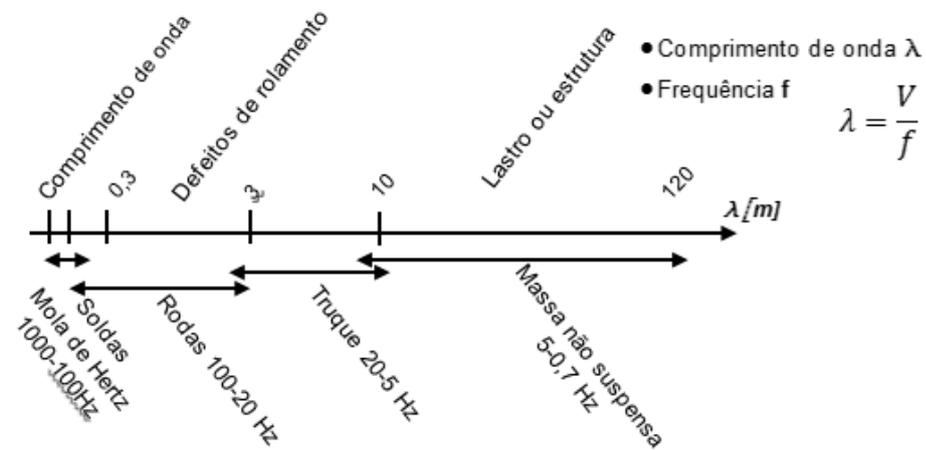


Figura 2-32- Excitações na via em relação a frequência, adaptado Esveld, 2001

### 2.6.3 ESTIMATIVA DAS FORÇAS DINÂMICAS DURANTE A PASSAGEM DOS TRENS

Segundo Choi (2013), vários métodos vêm sendo utilizados para estimar as forças dinâmicas. As técnicas mais correntes são a utilização de rodas ou trilhos especialmente desenvolvidos para medir as forças no contato e a uso de modelos apropriados para simular o trem e a via.

Para medir as forças dinâmicas a partir dos trilhos strain gauges podem ser empregados formando um circuito de ponte de Wheatstone que são calibrados com pistão hidráulico. Células de carga podem ser utilizadas em conjunto para dar precisão às medidas.



Figura 2-33 - Instrumentação dos trilhos para a medição de forças dinâmicas na via (CHOI, 2013)

Outra maneira de se obter as forças no contato roda-trilho é a utilização de rodeiros instrumentados. O primeiro protótipo de rodeiro instrumentado para medir as forças na via foi construído em 1955 na Suécia (JÖNSSON; NILSTAM; PERSSON, 2009).



*Figura 2-34 – Exemplo de instrumentação de rodeiro 11*

Segundo Iwnicki (2006), rodeiros instrumentados com tecnologia avançada são capazes de medir forças verticais, laterais e em alguns casos longitudinais. Um projeto adequado pode fornecer medidas com precisão de 5 a 10%. Como não existe uma técnica conhecida de medir diretamente as forças no contato roda trilho, são utilizadas medidas indiretas, como tensões e acelerações que ocorrem na estrutura afetada pelas forças (rodas, eixos e caixa de eixo) para quantificar as forças no contato roda trilho.

Existe mais de uma maneira de medir a força do contato roda trilho utilizando os rodeiros.

A forma mais simples é instalando equipamentos de medidas de tensão-força entre journal axle (peça que liga o rolamento ao disco de freio) e a caixa do eixo. Este tipo de instrumentação só estima forças laterais entre duas rodas não sendo possível separar as forças de cada uma e nem decompor a força em uma parcela vertical (Q) e horizontal (Y) (Figura 2-35).

---

<sup>11</sup>TTCI Transportation Technology Center, Inc. / Instrumented Wheelsets. Disponível em: <[https://www.aar.com/pdfs/IWS\\_OnePager.pdf](https://www.aar.com/pdfs/IWS_OnePager.pdf)>. Acesso em 18/07/2014



Figura 2-35 – Força lateral medida entre “journal axle” e a caixa de eixo (IWNICKI, 2006)

As forças verticais e laterais das rodas também podem ser obtidas medindo-se os momentos fletores em quatro seções no eixo (Figura 2-36). Considerando mais dois torques no eixo é possível estimar também as forças longitudinais.

A primeira vista este método parece simples de ser executado e com uma precisão adequada, mas possui as desvantagens de não considerar o efeito da massa não suspensa (pois a massa da roda é negligenciada) e o desconhecimento do local de aplicação das forças na roda, o que pode provocar erros que não poderão ser compensados, (IWNICKI, 2006).

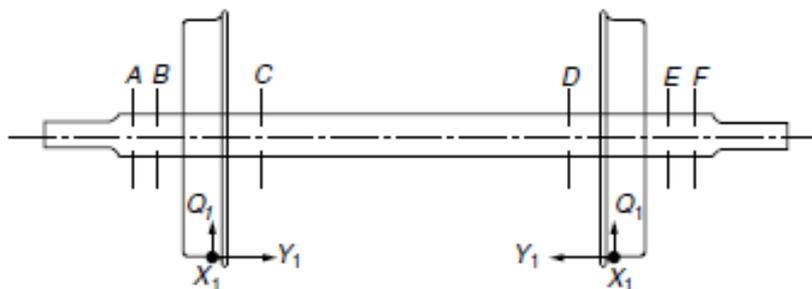


Figura 2-36 – Seções onde os momentos fletores e torques são medidos para avaliar as forças X, Y e Q (IWNICKI, 2006)

Devido às deficiências dos métodos descritos a metodologia mais precisa utilizada é a instrumentação da alma das rodas. Neste método strain gauges são dispostos radialmente na alma da roda interna e externamente e as forças de contato são traduzidas a partir das mudanças de tensão na alma das rodas. Os strain gauges são dispostos em pontes de Wheatstone separadas para medir forças verticais e laterais (Figura 2-37), duas pontes para cada tipo de força são utilizadas combinando desta forma dois tipos de sinal nas pontes.

A principal vantagem do sistema de instrumentação da alma da roda é a possibilidade de medir continuamente as forças verticais e laterais. As forças medidas são muito próximas as forças de contato, pois levam em conta a massa não suspensa nas medições conseguindo precisão variando entre 5 a 10%. As desvantagens estão no alto custo e trabalho para desenvolver e calibrar (Figura 2-38) o sistema e a fragilidade da instrumentação frente ao calor gerado na frenagem do trem. Segundo Gullers, Andersson e Lunde (2008), medições feitas de acordo a norma UIC-518 tem o sinal filtrado por um filtro passa baixa de 20 Hz. Essa premissa muitas vezes limita a utilização dos resultados para alguns fins como estudo de vibrações na via e estudo de deformações nos trilhos pelo excesso de carga vertical, onde altas frequências são importantes para o estudo.

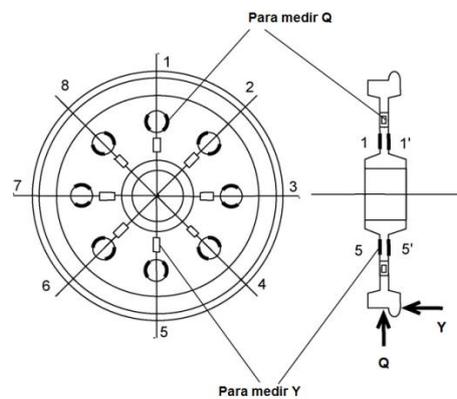


Figura 2-37 – Strain gauges posicionados para medir forças verticais e laterais adaptado de (MATSUMOTO et al., 2008)



Figura 2-38 – Calibração do rodeiro<sup>12</sup>

<sup>12</sup> TTCI Transportation Technology Center, Inc. / Instrumented Wheelsets. Disponível em: <[https://www.aar.com/pdfs/IWS\\_OnePager.pdf](https://www.aar.com/pdfs/IWS_OnePager.pdf)>. Acesso em 18/07/2014

## 2.7 SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Segundo Iwnicki (2006), o sucesso na simulação das forças dinâmicas entre veículo e via depende como o sistema é matematicamente modelado e alimentado com dados de entrada relevantes. A escolha do modelo do sistema e componentes depende de vários aspectos, principalmente:

- Propósito das simulações, incluindo a precisão e quantidade de tipos de saídas;
- Faixa de interesse das frequências;
- Acesso a pacotes apropriados para o tipo de simulação;
- Acesso a dados de entrada relevantes;
- Tempo e recursos disponíveis.

Segundo Esveld (2001), as interações entre veículo e via podem ser descritos de maneira razoável usando modelos que levam em conta apenas forças verticais. O comportamento dinâmico ocorre em uma ampla faixa de frequências que começam na ordem de 0,5 a 1 Hz para as acelerações verticais e horizontais do veículo e vão até 2000 Hz para as irregularidades existentes nos trilhos e nas rodas. Calcular dinamicamente uma estrutura é, entretanto, muito complexo e muitas vezes não acessível de ser executado, o que limita a maior parte das simulações em análises quase estáticas.

### 2.7.1 SIMULAÇÃO E APLICAÇÃO DAS FORÇAS DINÂMICAS

#### 2.7.1.1 *Modelo com carga móvel*

Este tipo de modelo é o mais simples para analisar o problema da passagem de trens. Neste modelo a carga devido ao trem é simplificada por uma concentrada  $P$  que representa cada eixo do trem. Esta carga se move com uma velocidade constante  $v$  ao longo da via (Figura 2-39). Este modelo permite que características dinâmicas decorrentes da função e da ação do movimento do carregamento sejam analisadas com alguma precisão, mas, devido a sua simplicidade o efeito da interação veículo via é ignorado.

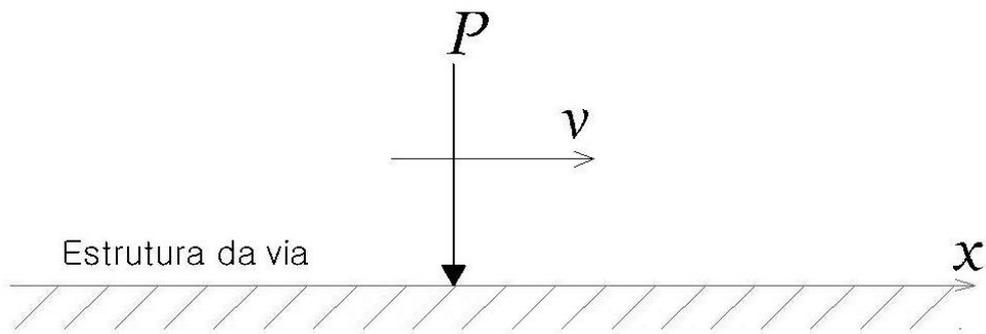


Figura 2-39 – Modelo com carga móvel – Adaptado de Ang e Dai (2013)

### 2.7.1.2 Modelo com a massa não suspensa

Este modelo ainda simples segue o mesmo princípio do modelo com carga móvel, mas considera o efeito da interação veículo via. A massa do rodeiro é considerada e é ligada a estrutura da via por uma mola linear (item 2.6) simulando o contato, como mostra a Figura 2-40.

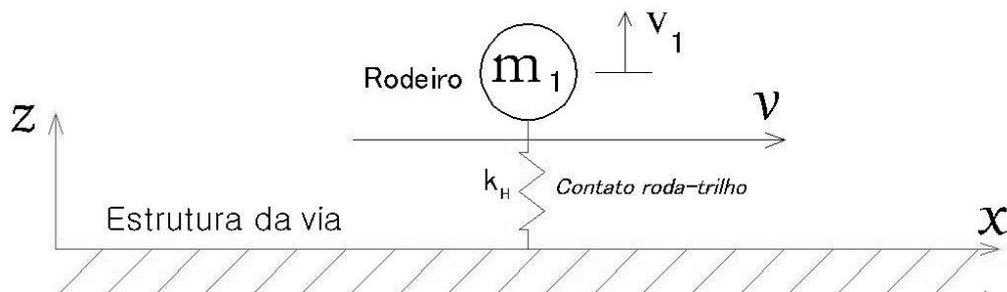


Figura 2-40- Modelo com massa não suspensa. Fonte: próprio autor

### 2.7.1.3 Modelo com massa suspensa móvel

No modelo com massa suspensa, o trem é modelado com o seu carro, truque e rodeiro como componentes rígidos, entre o carro e o truque é modelada a suspensão secundária e entre o truque e o rodeiro a suspensão primária com molas lineares com amortecedores como mostra a Figura 2-41. O contato entre a estrutura da via e o rodeiro é feito através da Hertz spring.

Os três graus de liberdade são denotados  $v_1$ ,  $v_2$  e  $v_3$  (rodeiro, truque e carro respectivamente). As massas do rodeiro, truque e carro são denominadas  $m_1$ ,  $m_2$  e  $m_3$ .

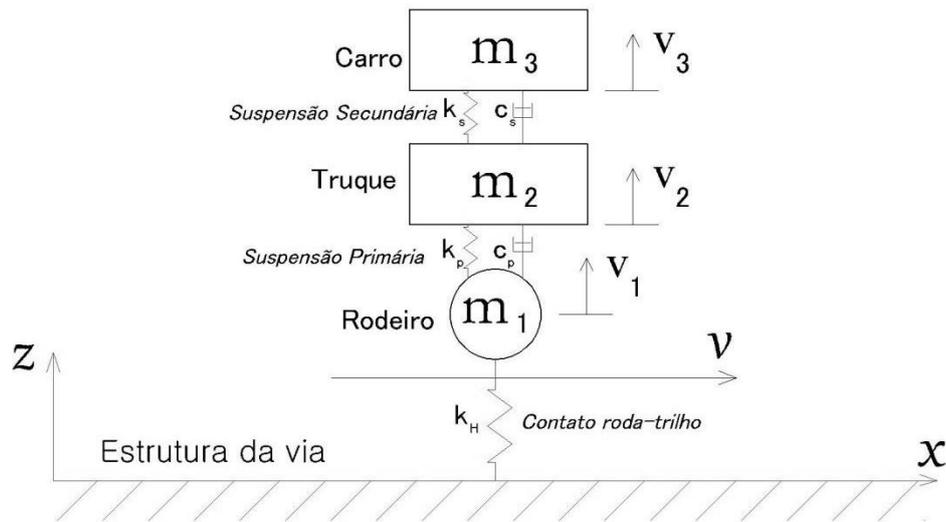


Figura 2-41 – Modelo com massa suspensa – Adaptado de Ang e Dai (2013)

#### 2.7.1.4 Modelo com massa suspensa móvel estendido

No modelo com massa suspensa estendido o trem é modelado de maneira mais detalhada, um carro terá dois truques e quatro rodeiros e como o modelo do item 2.7.1.3 esses elementos são considerados como elementos rígidos. As conexões entre esses elementos rígidos são consideradas com suas propriedades apropriadas, e não mais como uma aproximação do conjunto todo como no modelo com massa suspensa simplificado. Por causa destas considerações existem mais graus de liberdade, como as rotações do carro e dos truques. A Figura 2-42 mostra a composição deste modelo, onde:  $m_C$ ,  $m_T$  e  $m_R$  são as massas do carro, truque e rodeiro respectivamente,  $\phi_C$  é a rotação do carro,  $\phi_{T1}$  e  $\phi_{T2}$  são as rotações dos truques.

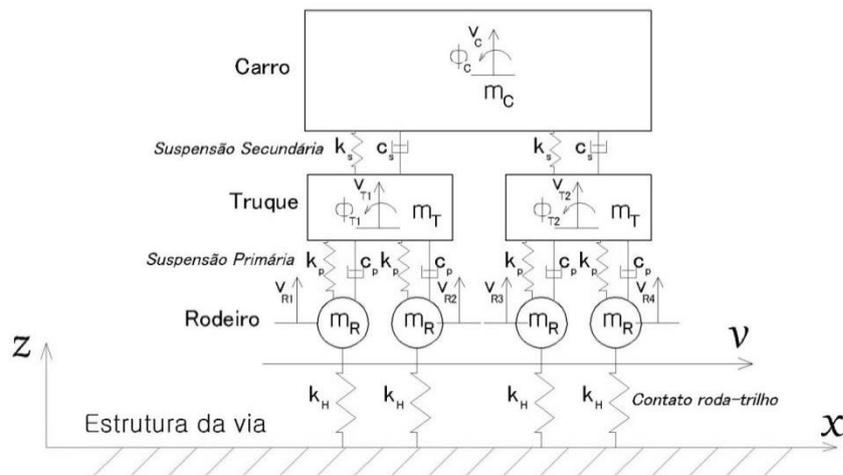


Figura 2-42 – Modelo com massa suspensa móvel estendido– Adaptado de Ang e Dai (2013)

## 2.7.2 SIMULAÇÃO DA VIA E ESTRUTURA DO TÚNEL

Segundo Hussein e Hunt (2006), os principais componentes a serem modelados quando se estuda os efeitos dinâmicos de uma via são os trilhos, palmilhas dos trilhos, a laje flutuante e seus apoios elásticos (Figura 2-43). O apoio da via pode ser modelado como base rígida ou considerando a rigidez do túnel e do solo. Muitas vezes a rigidez do apoio elástico é muito menor do que da base que o sustenta, podendo a via ser modelada como apoiada sobre uma fundação rígida. Quando o apoio da via é menos rígido a sua rigidez deve ser levada em conta nos modelos para a predição das vibrações que chegam ao solo. Os modelos de vias sobre bases rígidas normalmente são úteis como ferramentas para investigações rápidas da interação do veículo e da via ou como submodelos para calcular as forças que posteriormente serão utilizados em um modelo diferente que leva em conta o túnel e o solo.

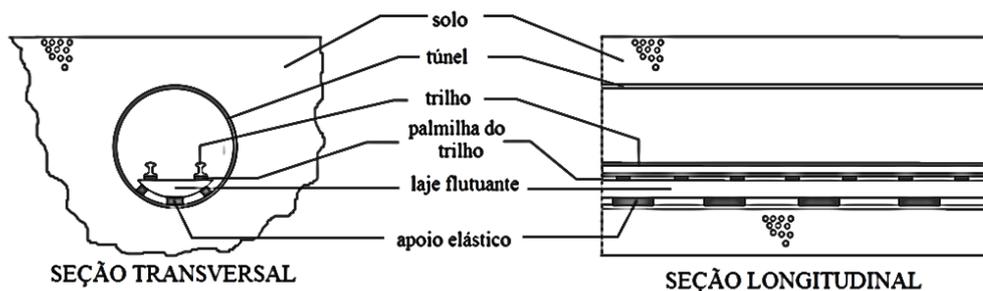


Figura 2-43 - Disposição do túnel no solo mostrando os componentes da via com laje flutuante. Adaptado de Forrest (1999)

### 2.7.2.1 Tipos de modelos

#### a) Modelos analíticos

Modelos analíticos tentam reduzir as variáveis envolvidas nos estudos de previsão de vibrações utilizando técnicas apuradas de consideração de vibração de solo e deslocamentos da via sendo normalmente formulados no domínio da frequência e ou no domínio do número de onda para reduzir o custo computacional (CONNOLLY, 2013).

Segundo Forrest (1999), as primeiras modelagens utilizando vigas sobre apoios elásticos contínuo foram feitas por Winkler em 1867. Variações do modelo básico de Winkler vêm sendo amplamente utilizadas para modelar vias, mas, muitas vezes o foco dos estudos

foi muito mais o comportamento quase estático da via do que a vibração ocasionada pela passagem dos trens.

Modelos da via representados por vigas para prever a isolação da vibração são utilizados. Hussein e Hunt (2006) propuseram um modelo de duas vigas (Double Beam) modeladas com vigas Euler-Bernoulli para descrever os trilhos e a laje flutuante, suportadas por molas e amortecedores que simulam as palmilhas dos trilhos (fixações) e os apoios elásticos apoiados sobre uma base rígida ver Figura 2-44.

Carrazedo, Carvalho e Takeuti (2012) apresentaram uma variação do modelo de vigas acrescentando uma terceira viga representando o túnel ( $EI_3$ ), suportada por molas e amortecedores simulando o solo ( $k_3$  e  $c_3$ ) Figura 2-45.

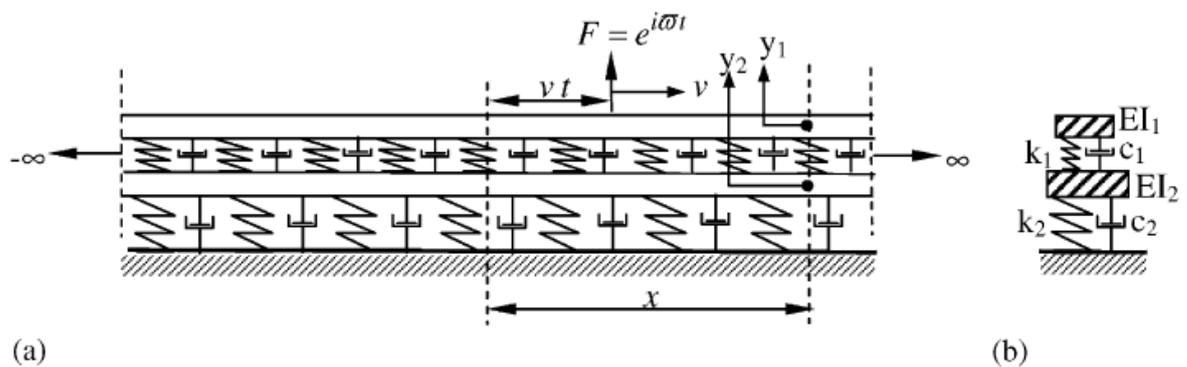


Figura 2-44 – a) Via com laje flutuante sobre uma base rígida sujeita a uma carga móvel oscilatória e b) vista lateral (HUSSEIN; HUNT, 2006).

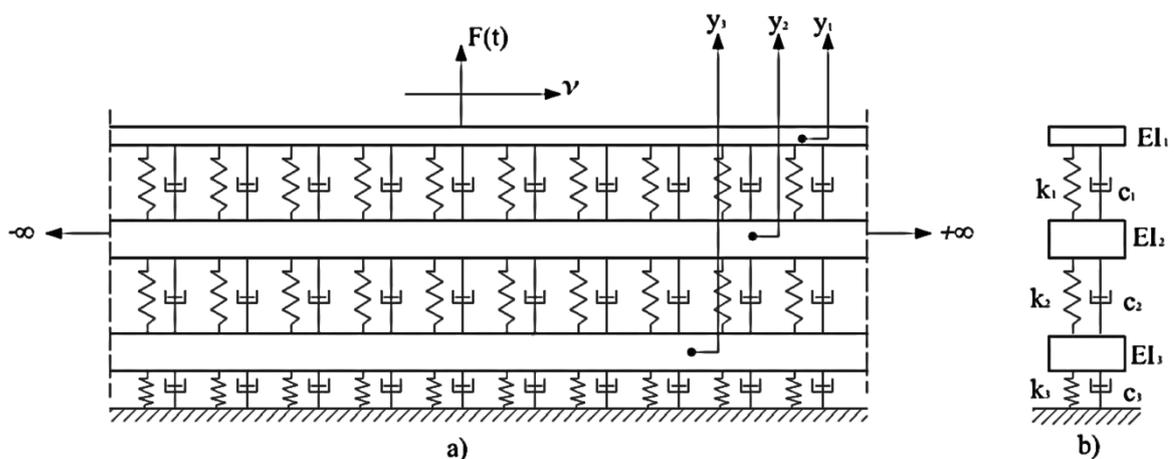


Figura 2-45 – a) Via com laje flutuante com túnel e solo e b) vista lateral. Fonte: próprio autor

A simulação da via e do túnel pode levar em conta também diferentes camadas de solo e subleito do túnel, irregularidades ou outras particularidades, mas devido à complexidade das equações para resolver estes tipos de problemas os métodos analíticos tornam-se impraticáveis, além de os modelos analíticos só representarem duas dimensões dos problemas.

b) Modelos numéricos

Os modelos numéricos permitem que a representação da estrutura possa ser mais realista trazendo resultados mais precisos da transmissão das vibrações.

Como o custo computacional no processamento dos modelos em larga escala é um desafio, os modelos em duas dimensões (2D) são uma boa opção a fim de reduzir o custo computacional em detrimento aos modelos em três dimensões (3D) com um bom grau de aproximação das respostas. A desvantagem dos modelos 2D é que, uma das direções deve ser ignorada.

Os modelos 2,5D ( ver Figura 2-46) são utilizados na tentativa de obter melhores aproximações das respostas das vibrações. O conceito deste tipo de modelagem é que o modelo é construído em duas direções, mas a excitação é considerada nas três direções. Este tipo de modelagem pode ser tão preciso quanto os modelos 3D dependendo da amostragem do número de onda que é utilizado. Quando a amostragem torna-se muito grande o custo computacional se torna similar ao do processamento do modelo 3D, com o inconveniente da geometria da via ser considerada invariante, ou seja, componentes periódicos como dormentes por exemplo não podem ser representados.

Os modelos em três dimensões permitem representações realísticas do problema incluindo até as edificações próximas a via.

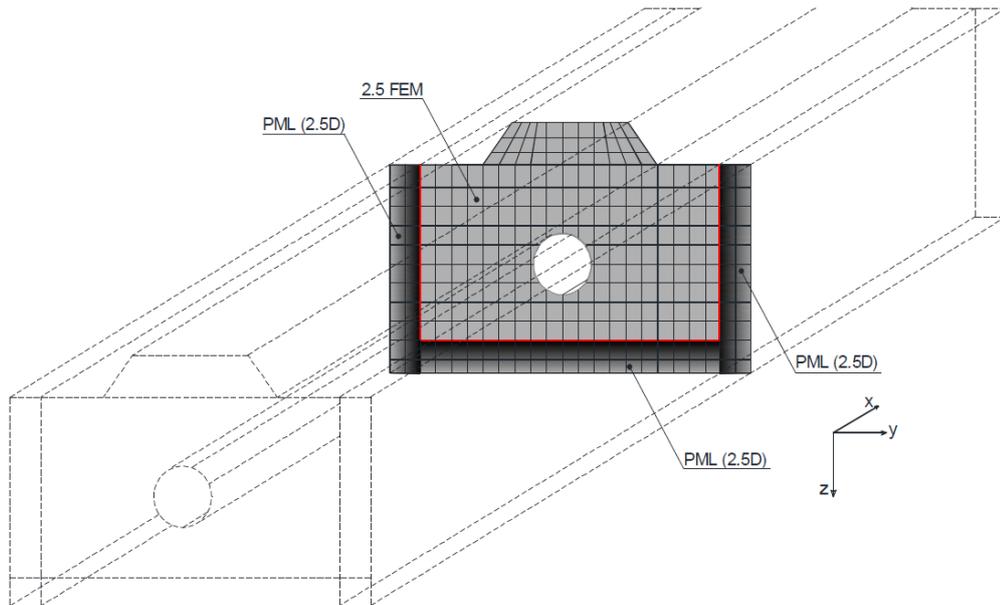


Figura 2-46 – Exemplo de modelo com estrutura invariante em uma direção (modelo 2,5D) – (LOPES et al., 2013)

### c) Modelos semi-analíticos

Apesar dos métodos numéricos serem os mais eficientes e avançados o custo computacional dos modelos ainda pode ser proibitivo se o número de iterações requeridas no processamento do modelo for grande. Os modelos semi-analíticos podem reduzir o tempo de processamento de um modelo integrando soluções analíticas aos algoritmos numéricos (JONES, 2010).

Os métodos Thin-layer e Pipe-in-pipe são exemplos de métodos semi-analíticos.

O método Thin-layer (TLM) resolve o problema da predição de vibrações no semi-espaço. Pela discretização do solo semi-infinito em um número finito de camadas, os deslocamentos em cada camada podem ser considerados como variando linearmente, isto vai eliminar a necessidade da integração de contorno em toda a profundidade do solo simplificando as equações. Para que esta simplificação seja válida é necessário que as camadas de solo sejam pequenas quando comparadas ao comprimento de onda de cisalhamento em cada camada. As equações analíticas das ondas usadas na horizontal permitem camadas de qualquer comprimento nesta direção para prever os deslocamentos harmônicos sem sofrer com os problemas de forma do método dos elementos finitos. Jones e Hunt (2011), simularam com esse método um semi-espaço com camadas de solo inclinadas que tiveram resultados consistentes e com uma boa eficiência computacional

quando comparados a modelos com elementos de contorno na predição de níveis de vibração na superfície do solo.

O modelo Pipe – in – Pipe (PiP) desenvolvido por Forrest e Hunt (2006), consiste em modelar o solo e o túnel como dois cilindros concêntricos que são acoplados. O túnel é modelado com a teoria de casca enquanto o solo utilizando a teoria da elasticidade contínua. O túnel é considerado dentro de um espaço completo, ou seja, não existem bordas no modelo onde as ondas propagadas pelo solo possam ser refletidas gerando erros na resposta das vibrações. Este modelo tridimensional mantém a precisão nos resultados aliada a uma eficiência computacional.

### 2.7.2.2 Técnicas de modelagem numérica

#### a) Método dos elementos finitos (FE)

Este método consiste na discretização da geometria da estrutura a ser analisada em pedaços suficientemente pequenos de forma que o comportamento destes seja próximo aos das equações aproximadoras utilizadas nos cálculos dos deslocamentos dos elementos. Este tipo de método se adapta bem a problemas com geometrias complexas, mas finitas e por isso impossível simular semi espaços infinitos com esta técnica.

Para modelos em espaço semi infinito com carregamento estático pode-se utilizar bordas do modelo suficientemente longe do carregamento para não afetar a resposta. Esse tipo de solução não é possível quando existem cargas dinâmicas, pois geraria resultados errados pela propagação das ondas. Para tentar solucionar este problema as pesquisas se voltaram ao desenvolvimento de elementos de borda de absorção que simulam uma camada elástica infinita (Figura 2-47).

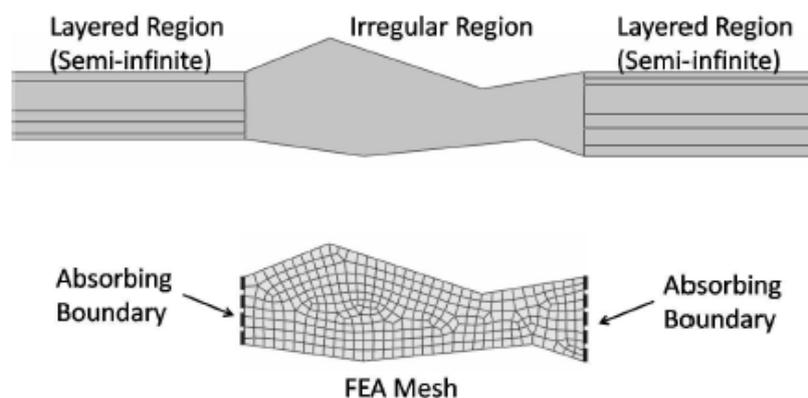


Figura 2-47 – Uso de elementos de absorção simulando a camada elástica (JONES, 2010)

**b) Método dos elementos de contorno (BE)**

Os elementos de contorno são melhores para considerar problemas infinitos ou semi-infinitos quando comparados com o método dos elementos finitos. Este método reduz a dimensão do problema das condições de contorno para uma, ou seja, apenas discretizando o contorno do sólido a ser estudado. Este tipo de método é frequentemente utilizado para analisar problemas de interação solo-estrutura (JONES, 2010), mas só é viável se o solo for considerado homogêneo e isotrópico, caso contrário outros métodos como o thin-layer (item 2.7.2.1c) serão melhores para este tipo de problema.

**c) Elementos de contorno e finitos acoplados (BE-FE)**

As pesquisas recentemente têm combinado os métodos dos elementos de contorno e elementos finitos utilizando os atributos de cada um, ou seja, a capacidade de descrever geometrias complexas do FE e a possibilidade de simulação de espaços semi-infinitos utilizando BE. Para o caso de linhas de metro enterradas o túnel é modelado com elementos finitos e o solo envolvente com elementos de contorno.

**2.7.3 PROPRIEDADES DO SOLO**

Segundo Jones (2010), as primeiras contribuições significativas no estudo de vibrações no solo são atribuídas ao Lorde Rayleigh em 1885 e Lamb em 1904. Estes primeiros trabalhos previam matematicamente que os distúrbios em meios elásticos poderiam ser expressos por três tipos de propagação de ondas: ondas de pressão (P-waves), ondas de cisalhamento (S-waves) e as ondas de superfície.

Os dois primeiros tipos são denominados ondas de corpo ou volume e se propagam em grandes extensões. As P-waves são ondas longitudinais se propagando na direção da frente de onda (Figura 2-48). As ondas de cisalhamento (Figura 2-49) são ondas transversais em que as partículas se movem na direção perpendicular a frente de onda. Os deslocamentos causados pelas S-waves podem ter várias direções no plano normal a direção de propagação. Para simplificar duas direções são consideradas, a vertical (SV) e a horizontal (SH), como mostra a Figura 2-50.

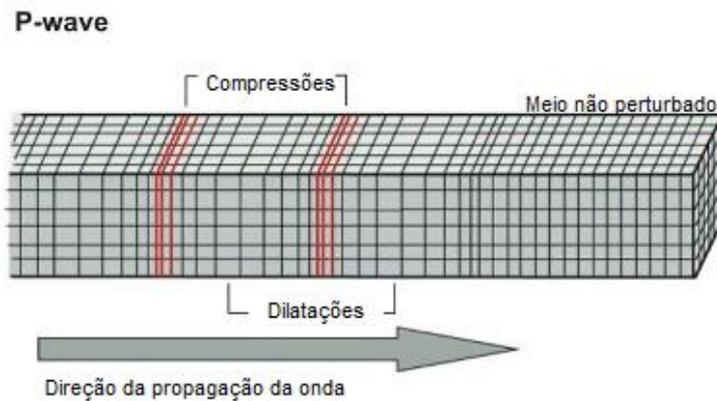


Figura 2-48 – representação da P wave<sup>13</sup>

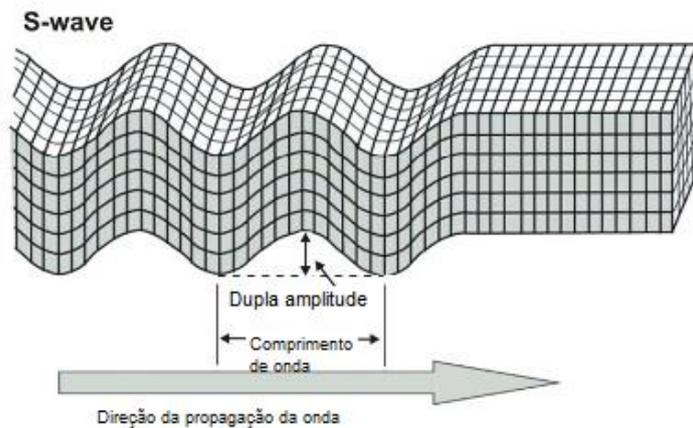


Figura 2-49 – representação da S-wave<sup>14</sup>

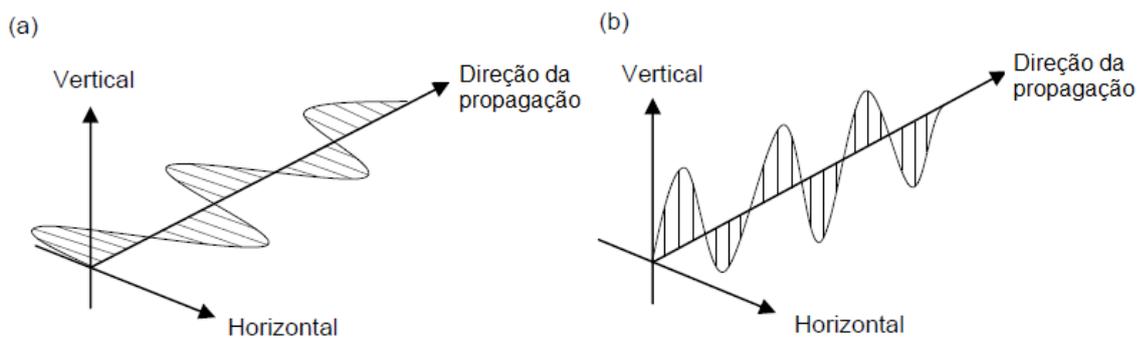


Figura 2-50 – As duas direções das ondas transversais – (a) ondas horizontais (SH) e (b) ondas verticais (SV)- adaptado de Eitzenberger (2008)

Segundo Connolly (2013), vários parâmetros podem ser utilizados para classificar o solo como, por exemplo, o limite de liquidez, distribuição do tamanho das partículas, coesão

<sup>13</sup> <http://www.lamit.ro/earthquake-early-warning-system.htm> acessado em 27/07/2014

<sup>14</sup> <http://www.lamit.ro/earthquake-early-warning-system.htm> acessado em 27/07/2014

etc., mas para o estudo da propagação de ondas no solo esses parâmetros são irrelevantes, sendo mais conveniente a utilização de outros. Para análises numéricas são quatro os parâmetros principais e suas derivações.

- Densidade ( $\rho$ ): é definida como a massa pelo volume do material ( $\rho = m/v$ ). A densidade tipicamente cresce com a profundidade porque os solos mais profundos normalmente tendem a ter um grau mais elevado de consolidação sendo assim as suas partículas estão mais juntas
- Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ): define o grau com que o material se expande nas outras direções quando é comprimido em uma direção por uma carga unitária. Sendo  $V_s$  a velocidade de propagação das ondas de cisalhamento e  $V_p$  a velocidade de propagação das ondas de pressão o coeficiente de Poisson pode ser definido em função dessas variáveis por:

$$\nu = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2(V_p^2 - V_s^2)} \quad (2-80)$$

O aumento repentino dos coeficientes de Poisson em um solo pode representar muitas vezes a presença de lençóis freáticos. Esse aumento ocorre porque a as velocidades das P-waves crescem drasticamente na presença de água, por outro lado, a velocidade das ondas de cisalhamento fica inalterada já que a água não tem resistência ao cisalhamento, permanecendo a velocidade do solo.

- Módulo de elasticidade ( $E$ ): Também chamado de módulo de Young mede a rigidez do material. Pode ser relacionado ao módulo de Cisalhamento ( $G$ ) e o coeficiente de Poisson:

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (2-81)$$

Também pode ser relacionado com a densidade do material, a velocidade das P-waves e o coeficiente de Poisson:

$$E = V_p^2 \rho \frac{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}{(1 - \nu)} \quad (2-82)$$

E por fim o módulo de cisalhamento pode ser associado a velocidade das S-waves:

$$G = V_s^2 \rho \quad (2-83)$$

O solo pode ser considerado um material elástico linear e o módulo de cisalhamento pode ter seu valor adotado como o maior entre os valores calculados para um determinado solo porque as deformações das partículas do solo serem muito pequenas quando comparadas a suas dimensões.

- Amortecimento: é a proporção com que a energia se dissipa com a sua passagem por um material ou de um material para outro.

A medida que as ondas se propagam através do meio suas amplitudes diminuem tanto pelo amortecimento do material quanto pelo amortecimento geométrico.

O amortecimento geométrico se dá pela expansão das frentes de onda que faz com que a energia das ondas seja espalhada. Perto da superfície as P e S – waves decaem inversamente com o quadrado da distância horizontal da perturbação ( $1/r^2$ ) e na direção da profundidade a ( $1/r$ ).

As ondas de Rayleigh o decaimento é ( $1/\sqrt{r}$ ).

Já o amortecimento do material é uma função do próprio material e é explicada como a dissipação de energia através dos mecanismos como fricção entre partículas. Dois modelos comuns para o amortecimento do material são o amortecimento viscoso e o histerético. O amortecimento viscoso é proporcional à velocidade das partículas do sistema enquanto o histerético é proporcional ao deslocamento relativo entre as partículas. O amortecimento é definido com um coeficiente de amortecimento (uma proporção em relação ao amortecimento crítico) e tipicamente não linear em relação à frequência. Normalmente quanto mais profundas as camadas menor o seu amortecimento isso porque os solos mais duros se encontram em profundidades maiores e o amortecimento diminui com aumento da rigidez. A Tabela 2.9 mostra algumas propriedades para solos típicos:

Tabela 2.9 – Propriedades da propagação de onda para solos típicos. Adaptado Eitzenberger (2008)

Classe do solo	Velocidade da onda longitudinal (m/s)	Fator de perda ( $\eta$ )	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )
Rocha	3500	0,01	2,65
Areia, silte, cascalho, Argila siltosa	600	0,1	1,6
Argila e solo argiloso	1500	0,1 e 0,2	1,7

O fator de perda  $\eta$  é definido como:

$$\eta = 2 D \quad (2-84)$$

Onde  $D$  é o coeficiente de amplificação ou amortecimento e está definido no item 2.2.1, equação (2-22).

## 2.8 REQUISITOS DE DESEMPENHO

### 2.8.1 ATENUAÇÃO DE VIBRAÇÕES

Segundo California Department Of Transportation Environmental Program Environmental Engineering Noise Vibration And Hazardous Waste Management Office (2004), existem três tipos básicos de receptores que podem ser afetados pelas vibrações: as pessoas, estruturas e equipamentos.

As vibrações de solo podem ser incômodas as pessoas, mas o grau de incômodo depende da atividade que ela está participando e o tempo a que está exposta a perturbação. Uma pessoa em repouso sentirá mais os efeitos da vibração do que uma pessoa correndo em uma esteira, por exemplo. A Tabela 2.10, mostra a resposta humana a vibrações em função do pico de velocidade de partícula, chamado PPV.

Tabela 2.10 – Resposta Humana a vibração contínua devido ao tráfego. Adaptado de California Department Of Transportation Environmental Program Environmental Engineering Noise Vibration And Hazardous Waste Management Office (2004)

PPV (mm/s)	Resposta Humana
10,2 – 15,2	Desagradável
5,1	Inoportuno
2,5	Começa a ser incômodo
2,0	Facilmente perceptível
0,2 – 0,5	Limiar da percepção

Apesar das pessoas muitas vezes acreditarem que as vibrações possam causar danos às suas casas, os níveis de vibração causados por trânsito ferroviário estão abaixo do limiar do dano potencial (como mostra a Tabela 2.11), ao contrário de vibrações geradas por atividades de construção civil, que podem gerar vibrações capazes de causar fissuras em lajes, fundações, pilares e outros elementos estruturais.

*Tabela 2.11- Critério Whiffen para vibrações contínuas. Adaptado de California Department Of Transportation Environmental Program Environmental Engineering Noise Vibration And Hazardous Waste Management Office (2004)*

PPV (mm/s)	Efeito na edificação
10,2-15,2	Dano na arquitetura e possibilidade de pequenos danos estruturais
5,1	Limite para existir dano na arquitetura em casas comuns
2,5	Praticamente não há risco de dano de arquitetura para edifícios normais
2,0	Limite superior que ruínas e monumentos podem ser sujeitados
0,2 – 0,5	Vibrações sem risco algum de causar qualquer tipo de dano

Os equipamentos de pesquisa sensíveis a vibrações e de alta tecnologia podem ter seu funcionamento afetado ou interrompido pelas vibrações no solo. São exemplos destes equipamentos, microscópios óticos, aparelhos de ressonância magnética, microscópios eletrônicos de varredura, etc.

Em contraste com o ruído aéreo provocado pelo tráfego dos trens, a vibração do solo não é um fenômeno que as pessoas percebem todos os dias. O nível de vibração em áreas residenciais é normalmente menor ou igual a 50 dBV, enquanto o limiar da percepção humana é 65 dBV. As vibrações induzidas por tráfego de trens estão entre 50 e 100 dBV.

Assim o desempenho de um sistema atenuador de vibrações é determinado pelo nível tolerável de vibração na localidade estudada. A Companhia do Metropolitano de São Paulo adota os parâmetros especificados na Tabela 2.12, levando em conta o tipo e uso da edificação lindeira à via.

Tabela 2.12 - Critérios para vibrações máximas provocadas pela operação de trens (COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO, 2008b)

<b>A – RESIDÊNCIAS E EDIFÍCIOS EM ÁREAS DE PERNOITE</b>				
<b>Categoria da Área da Comunidade</b>		<b>Níveis Máximos de Vibração Transmitida por Via Sólida (dB re: 25,4x10<sup>-6</sup>mm/s) (2)</b>		
		<b>Moradia Unifamiliar</b>	<b>Edifício Multifamiliar</b>	<b>Hotel</b>
I	Residencial de baixa densidade	70	70	70
II	Residencial de média densidade	70	70	75
III	Residencial de alta densidade	70	75	75
IV	Comercial	70	75	75
V	Industrial / Rodovia	75	75	75
<b>B - EDIFICAÇÕES COM FUNÇÕES ESPECIAIS</b>				
<b>Tipo de Edificação ou Sala</b>		<b>Níveis Máximos de Vibração Transmitida por Via Sólida (dB re: 25,4x10<sup>-6</sup>mm/s) (2)</b>		
Salas de concerto / Estúdios de TV		65		
Auditórios / Salas de música		70		
Igrejas / Teatros		70 - 75		
Dormitórios de hospitais		70 - 75		
Tribunais		75		
Escolas / Bibliotecas		75		
Edifícios de universidades		75 - 80		
Escritórios		75 - 80		
Edifícios comerciais e industriais		75 - 85		
Laboratórios industriais ou de pesquisa (sensíveis a vibrações)		60 - 70		
(1) Os critérios se aplicam a vibração vertical de superfícies de piso dentro dos edifícios.				
(2) Referência padrão para níveis de velocidade apresentada logarithmicamente em decibéis.				
Fonte: Wilson, Ihring & Associates (Adotado por MARTA, WMATA, BARJ, BART, MTA, CTA, NFTA, SCTD E MTDB como critérios de projeto).				

### 3 METODOLOGIA

#### 3.1 DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS UTILIZADOS

Foram elaborados dois tipos de modelos a fim de avaliar as vibrações resultantes das passagens dos trens: modelo considerando o solo envolvente e o modelo sem o solo envolvente. Os modelos em elementos finitos são bidimensionais com comprimento de 44m, utilizando 100 modos de vibração para geração das respostas dinâmicas. O software utilizado foi SAP2000<sup>®</sup> versão 15 com a licença disponibilizada para o uso neste estudo pela Companhia do Metropolitano de São Paulo.

O modelo considerando o solo envolvente pode ter duas ou três vigas representando os trilhos, a laje e o túnel (Figura 3-1).

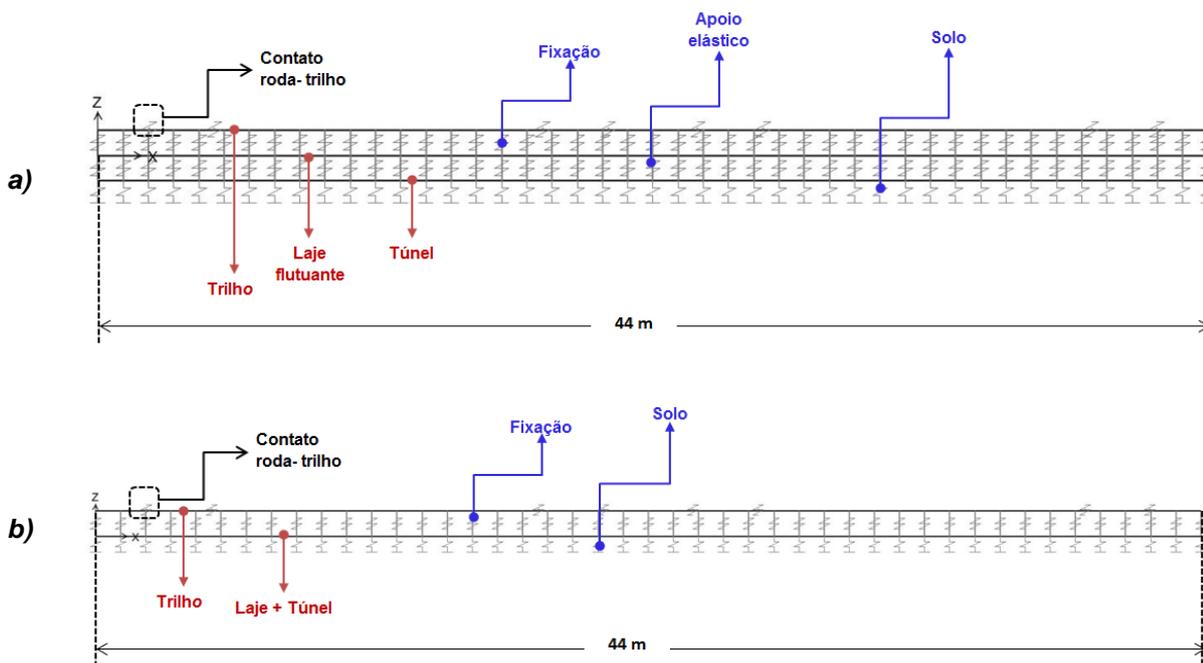


Figura 3-1 – Modelos considerando solo envolvente: a) três vigas (laje flutuante) b) duas vigas (sem massa mola)

O modelo sem a consideração do solo envolvente com duas vigas é mostrado na Figura 3-2.

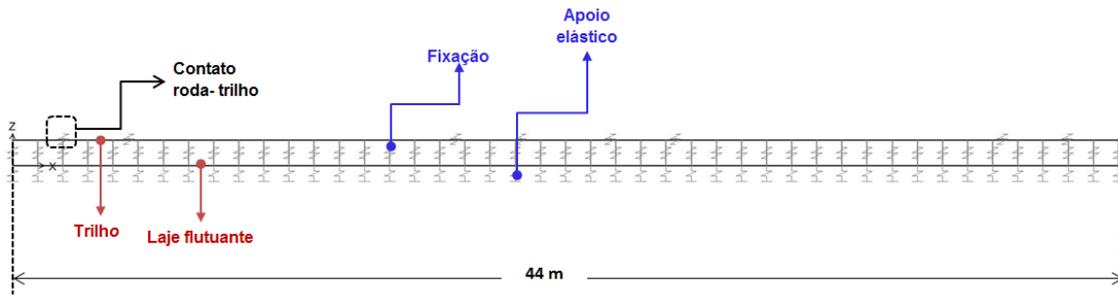


Figura 3-2- Modelo sem a consideração do solo envolvente para as seções com sistema massa mola

Os trilhos, vigas e túneis foram considerados como elementos de barra, considerando a inércia e área de uma seção transversal completa, por exemplo, a barra que representa o trilho tem as propriedades geométricas de dois trilhos. A discretização das barras foi de 0,2m na direção longitudinal.

As molas que representam o contato roda trilho (Hertz Spring), fixações e apoios elásticos foram colocadas a cada metro de via. Os espaçamentos dos elementos (ver item 3.3.2.1) foram considerados fazendo uma ponderação entre a rigidez de cada elemento e seu espaçamento. Desta forma é possível analisar vários casos de rigidezes e espaçamentos diferentes sem alterar a base do modelo numérico.

Para as seções que a laje é flutuante (seções 1 e 2 - item 3.2) foram elaborados modelos considerando o solo envolvente e não considerando o solo envolvente.

A seção sem laje flutuante (seção 3 item 3.2) foi elaborado apenas o modelo considerando o solo envolvente.

As vibrações no túnel no modelo sem o solo envolvente foram estimadas a partir da transmissibilidade calculada com as forças das molas que representam a fixação e o apoio elástico como mostra a equação (3-1).

$$\text{Atenuação} = 10 \log_{10} \left( \frac{F_1}{F_2} \right) \quad (3-1)$$

onde  $F_1$  e  $F_2$  representam as forças nas molas dos apoios elásticos e da fixação respectivamente.

Ainda para fim de comparação, foram calculados os espectros resultantes no túnel para as seções 1 e 2 utilizando o modelo de um grau de liberdade (item 2.2.1) utilizando o

espectro vibrações de referencia utilizado em projetos para a determinação dos sistemas de amortecimento.

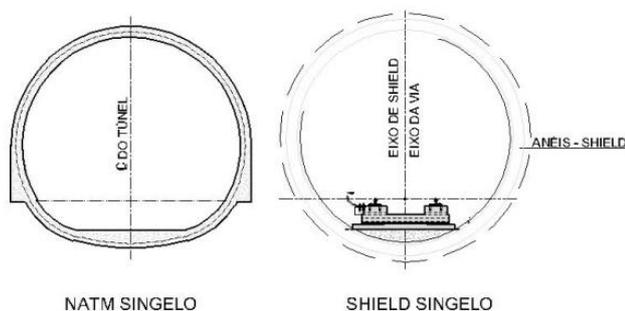
### 3.2 SEÇÕES DE ESTUDO DA VIA PERMANENTE

As seções de via permanente estudadas são da Linha 2 – Verde do Metrô de São Paulo e apresentam características distintas quanto ao tipo de túnel em que a via está contida, geometria da via, tipo da seção transversal, sistema de amortecimento, espaçamento de fixações, etc. Foram avaliadas as seguintes seções:

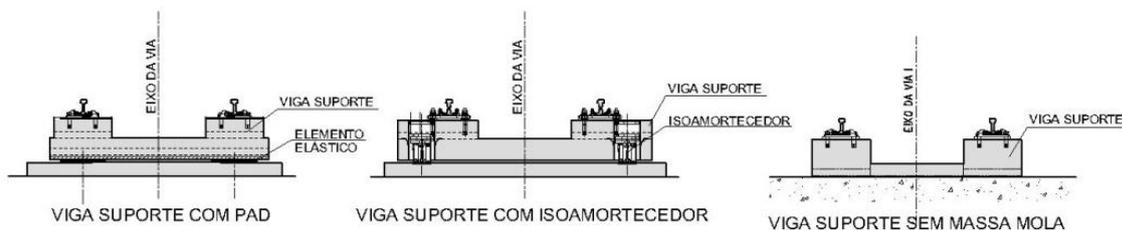
*Tabela 3.1 – Seções de estudo*

SEÇÃO	TIPO DE TÚNEL	TIPO DE SEÇÃO TRANSVERSAL
1	NATM singelo	Viga suporte com PAD
2	NATM singelo	Viga suporte com Isoamortecedor
3	Shield singelo	Viga suporte sem amortecimento

#### TIPOS DE TÚNEL



#### TIPOS DE SEÇÃO TRANSVERSAL



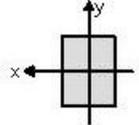
*Figura 3-3- Seção do túnel e das seções transversais. Fonte: elaborado pelo autor*

### 3.3 PROPRIEDADES FÍSICAS E GEOMÉTRICAS

#### 3.3.1 SEÇÕES DOS TÚNEIS

As propriedades das seções túneis estão apresentadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2- Propriedades geométricas das seções dos túneis

SEÇÃO	ÁREA	$I_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$E_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	
NATM SINGELO	6,67	30,49	34,13	$4,30 \times 10^7$	
SHIEL SINGELO*	6,08	27,81	17,48	$4,30 \times 10^7$	

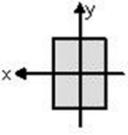
\* Propriedades já considerando a viga suporte

O amortecimento relativo adotado para o concreto dos túneis foi  $\xi = 0,02$ .

#### 3.3.2 SEÇÕES TRANSVERSAIS DA VIA PERMANENTE

As propriedades geométricas e o módulo de elasticidade do concreto das seções são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3- Características geométricas considerando a seção completa (duas vigas suportes)

VIGA SUPORTE	A (m <sup>2</sup> )	$I_{xx}$ (m <sup>4</sup> )	$I_{yy}$ (m <sup>4</sup> )	$E_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	
SOBRE PADs	0,87	0,015	0,496	$4,30 \times 10^7$	
SOBRE ISOAMORTECEDORES	1,20	0,030	0,940	$4,30 \times 10^7$	
SEM AMORTECIMENTO	0,27	$0,96 \times 10^{-3}$	0,036	$4,30 \times 10^7$	

O amortecimento relativo adotado para o concreto das lajes e aço dos trilhos é respectivamente: 0,02 e 0,0008.

As figuras abaixo mostram as dimensões de cada tipo de viga suporte.

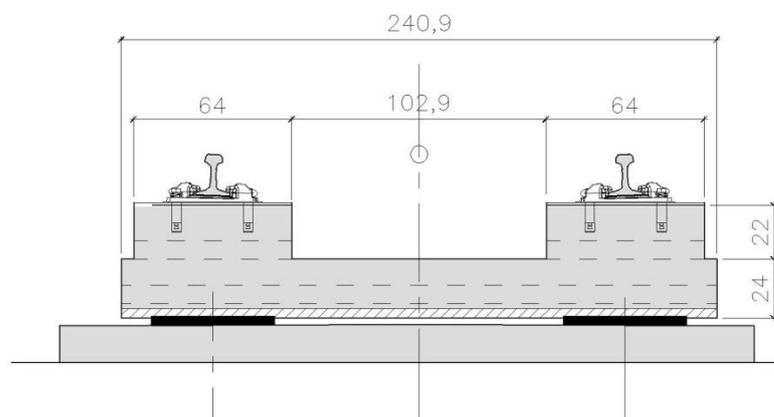


Figura 3-4 -Dimensões – viga suporte com PAD. Fonte: elaborado pelo autor

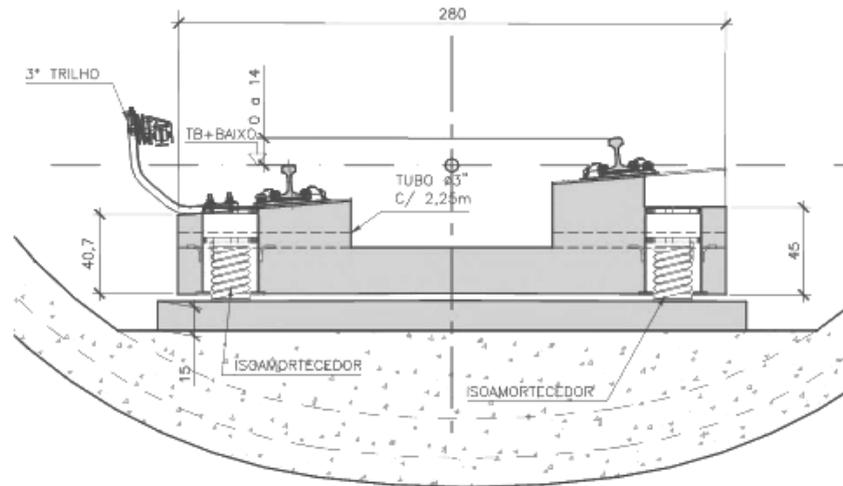


Figura 3-5 - Dimensões – viga suporte com Isoamortecedor. Fonte: elaborado pelo autor

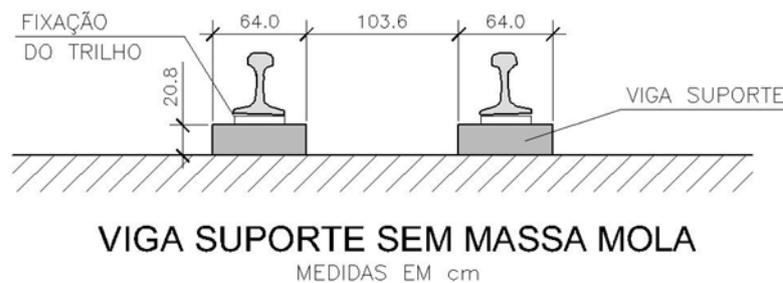


Figura 3-6- Dimensões - viga sem massa mola- Linha 1 Azul. Fonte: elaborado pelo autor

### 3.3.2.1 Fixações e elementos elásticos

Nas vias sem massa mola deste estudo foram utilizadas placas Landis, com espaçamento de 89 cm entre fixações dos trilhos, nas demais seções foram utilizadas fixações do tipo SFC da Pandrol, com espaçamento de 75 cm. Estas foram representadas no modelo por meio de molas lineares. As rigidezes destes tipos de fixação são mostradas na Tabela 2.4 - Rigidezes verticais das fixações utilizadas no Metrô de São Paulo.

Os apoios elásticos têm suas rigidezes e espaçamentos mostrados na Tabela 3.4. Para as fixações foi utilizado um coeficiente de amortecimento  $\xi = 0,05$ .

Tabela 3.4 Rigidez e espaçamento dos elementos elásticos

ELEMENTO ELÁSTICO	Rigidezes Verticais		Espaçamento(m)
	Kv est (N/m)	Kv din (N/m)	
PAD	$11,6 \times 10^6$	$14,86 \times 10^6$	2,25
Isoamortecedor	$6,63 \times 10^6$	$6,63 \times 10^6$	2,25

Kv<sub>est</sub> = Rigidez Estática VerticalKv<sub>din</sub> = Rigidez Dinâmica Vertical

### 3.3.3 REPRESENTAÇÃO DO MATERIAL RODANTE

No modelo foram representados dois carros do trem. Os eixos utilizados na análise e sua disposição é mostrada na Figura 3-7.

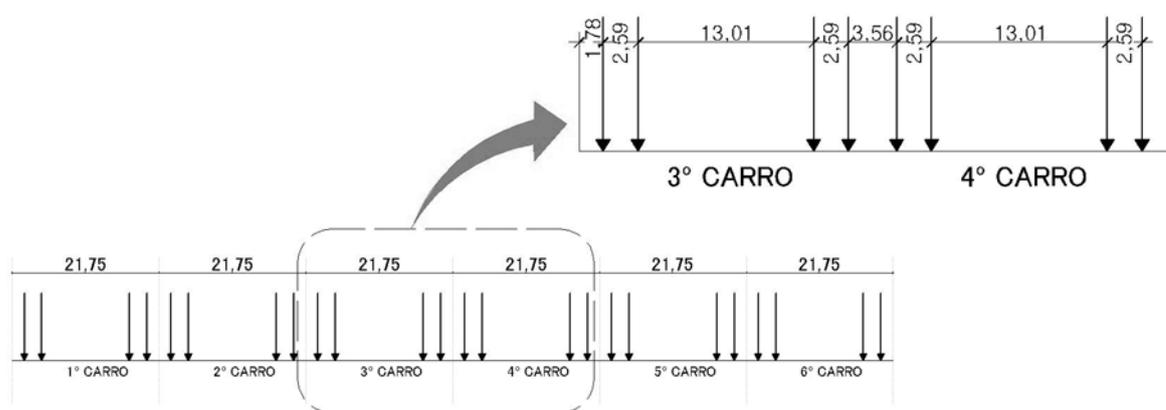


Figura 3-7 – Distribuição dos eixos do trem. Fonte: elaborado pelo autor

### 3.3.4 DETERMINAÇÃO DAS FORÇAS DINÂMICAS

Segundo Gupta, Degrande e Lombaert (2008), pode-se descrever o deslocamento dos eixos  $v_a(\omega)$  no domínio da frequência de acordo com a equação (3-2):

$$C^v(\omega) g_d(\omega) = -v_a(\omega) \quad (3-2)$$

onde  $C^v(\omega)$  é a flexibilidade do trem e  $g_d(\omega)$  a força do contato no domínio da frequência.

A flexibilidade do trem pode ser calculada da seguinte forma:

$$C^v(\omega) = \frac{-1}{M_u \omega^2} \quad (3-3)$$

onde  $M_u$  é a massa não suspensa do trem.

O deslocamento dos eixos é ocasionado pelas irregularidades das rodas e dos trilhos desta forma pode-se gerar um perfil de irregularidades a partir das equações de PSD do item 2.6.1. Essas PSDs são utilizadas para descrever uma função de rugosidade em função do comprimento da via com mostra a equação (3-4).

$$v_a(x) = \sum_i \sqrt{2\Delta\phi G_{rr}(\phi_i)} \cos(\phi_i x + \varphi_i) \quad (3-4)$$

onde:

$\varphi_i$  é o ângulo de fase randômico entre 0 a  $2\pi$

$\phi_i$  é o centro do número de onda

$\Delta\phi$  é a largura da banda da onda considerada

$N$  é a o número de incrementos utilizados para definir a função

$G_{rr}(\phi_i)$  é a função de potencia de espectro calculada para o ângulo  $\phi_i$

É mais conveniente que esse deslocamento gerado possa ser utilizado no modelo em função do tempo. Desta forma é feita a mudança de variável de comprimento ( $x$ ) para tempo ( $t$ ).

Como a velocidade é a taxa de variação do espaço em função do tempo, considerando esta como constante tem-se  $V = x/t$ .

Substituindo na equação (3-4) essa relação tem-se a função do deslocamento em função do tempo.

$$v_a(t) = \sum_i \sqrt{2\Delta\phi G_{rr}(\phi_i)} \cos(\phi_i Vt + \varphi_i) \quad (3-5)$$

Combinando as equações (3-2), (3-3) e (3-5) tem-se a força dinâmica a ser aplicada no modelo:

$$g_d(t) = \sum_i [\sqrt{2\Delta\phi G_{rr}(\phi_i)} \cos(\phi_i Vt + \varphi_i)] / (M_u \omega_i^2)^{-1} \quad (3-6)$$

$$\omega = V\phi_i \quad (3-7)$$

onde  $V$  é a velocidade do trem.

A massa não suspensa do trem considerada é 3575 kg, aproximadamente metade da massa do truque apresentado na Tabela 2.5.

### 3.3.5 SIMULAÇÃO DAS PASSAGENS DOS TRENS

Os trens no modelo foram considerados como um conjunto de nós com massas associadas e molas. O sinal obtido, descrito no item 3.3.4, foi aplicado às massas que simulam a massa não suspensa do trem.

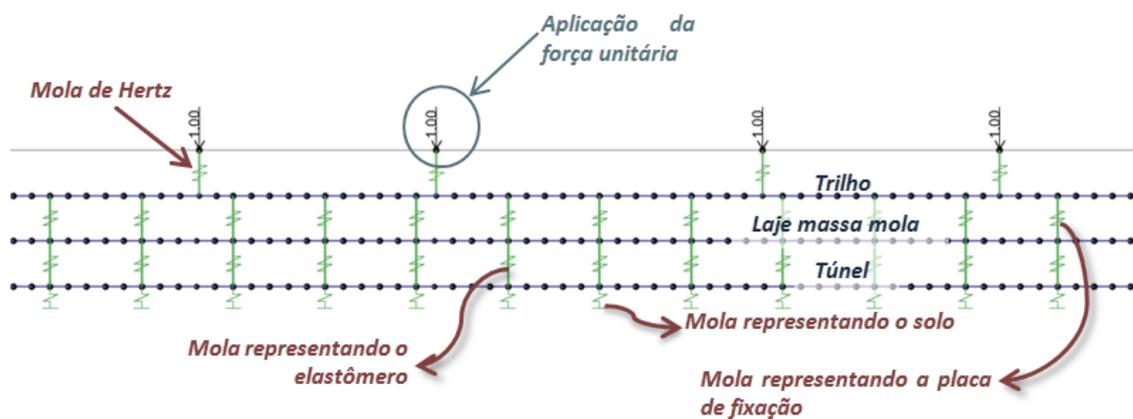


Figura 3-8- Esquema do modelo numérico. Fonte: elaborado pelo autor

O contato foi calculado segundo a equação (2-73), utilizando os dados mostrados na Tabela 3.5, resultando em uma rigidez de mola  $K_H$  de  $1,06 \times 10^6$  kN/m.

Tabela 3.5- Dados para o cálculo da Hertz Spring

Módulo de elasticidade (E)	$2 \times 10^{11}$ N/m <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson ( $\nu$ )	0,3
Carga vertical (Q)	50000 N
Raio da roda (Rwheel)	415 mm
Raio do bolete do trilho (Rrailprof)	25,4 mm

Como apenas para a seção 3 (Tabela 3.1) a velocidade da passagem dos trens foi monitorada foi necessária a determinação da velocidade aproximada para as outras seções estudadas.

Utilizando os gráficos do deslocamento medido em função do tempo na seção instrumentada pode-se determinar a velocidade pela distância dos eixos como mostra a Figura 3-9.

Os tempos da passagem dos trens para cada seção e as velocidades calculadas são mostrados na Tabela 3.6.

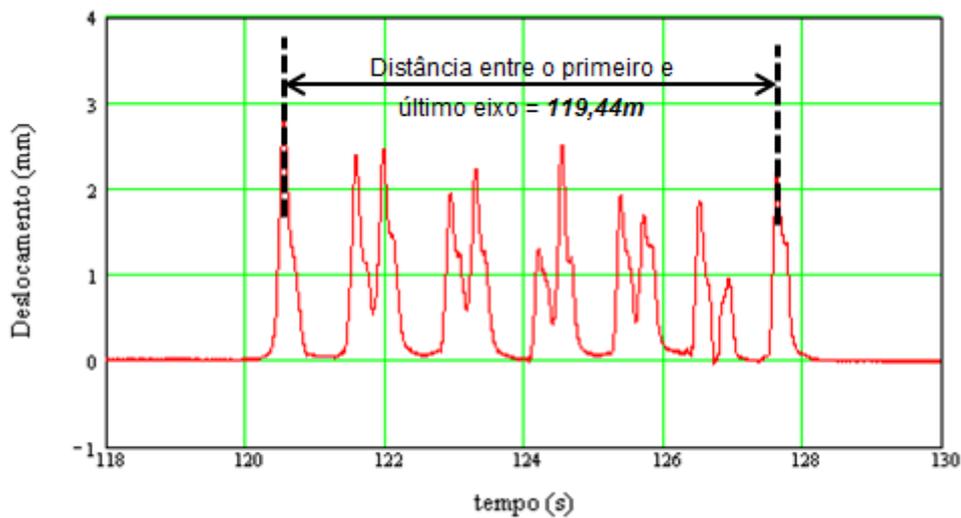


Figura 3-9 – Exemplo medição dos deslocamentos no trilho - Adaptado de COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO, 2008<sup>a</sup>

Tabela 3.6- Determinação das velocidades de passagem dos trens para as seções 1 e 2

PASSAGENS	SEÇÃO 1		SEÇÃO 2	
	t (s)	V (km/h)	t (s)	V (km/h)
1	9,0	47,8	9,3	46,2
2	9,2	46,7	6,7	64,0
3	9,4	45,7	9,0	47,8

Foi adotado para as duas seções uma velocidade de 50 km/h.

A Figura 3-10 mostra as quatro funções PSD definidas no item 2.6.1. As funções PSD foram geradas considerando que o comprimento de onda das irregularidades varia entre  $0,01 \leq \lambda \leq 40 \text{ m}$  a uma velocidade constante igual a 50 km/h.

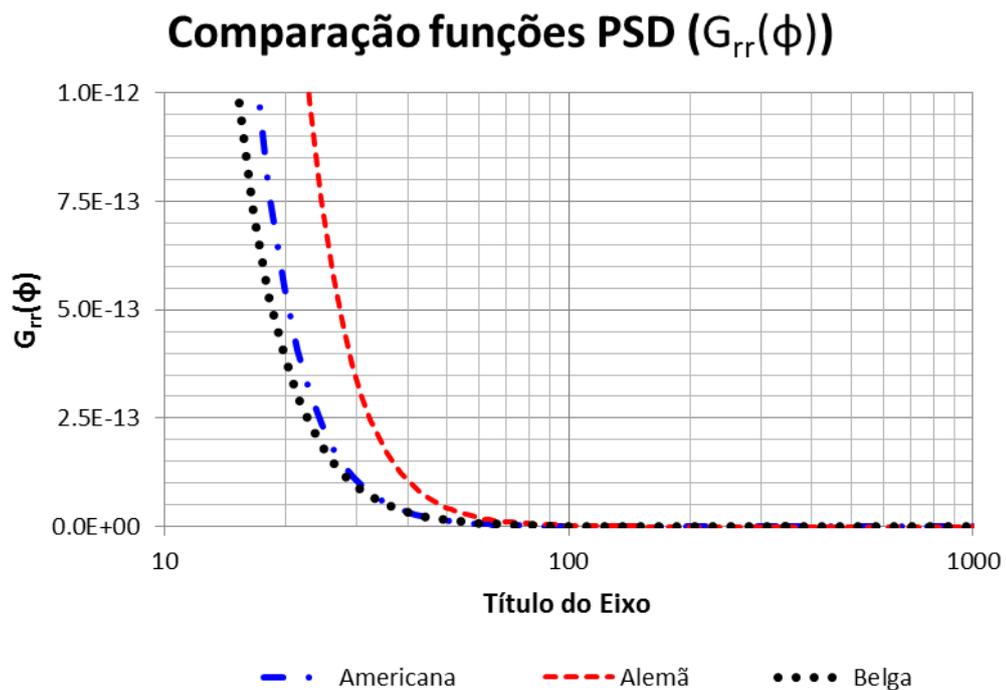


Figura 3-10 - Comparação entre as funções geradoras de irregularidade

As três funções comparadas geram forças dinâmicas bem próximas, realizando uma análise prévia foi adotada a função da norma belga para a geração de forças dinâmicas para todos os modelos.

### 3.3.6 SIMULAÇÃO DA RIGIDEZ DO SOLO

Em Taioli (1999), dados da Formação São Paulo (onde grande parte da Linha 2 - Verde está localizada) relacionam a altitude das camadas geológicas com as velocidades de propagação das ondas no solo. O SPT foi aferido no mesmo local permitindo que fosse realizada uma regressão com os dados associando-o com as velocidades de propagação conforme a Figura 3-11 e a Figura 3-12.

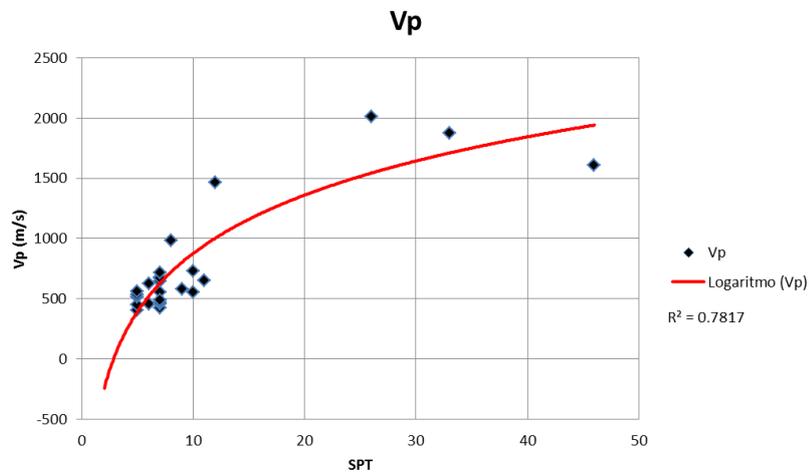


Figura 3-11- Curva de correlação da velocidade de onda P e o SPT da formação São Paulo

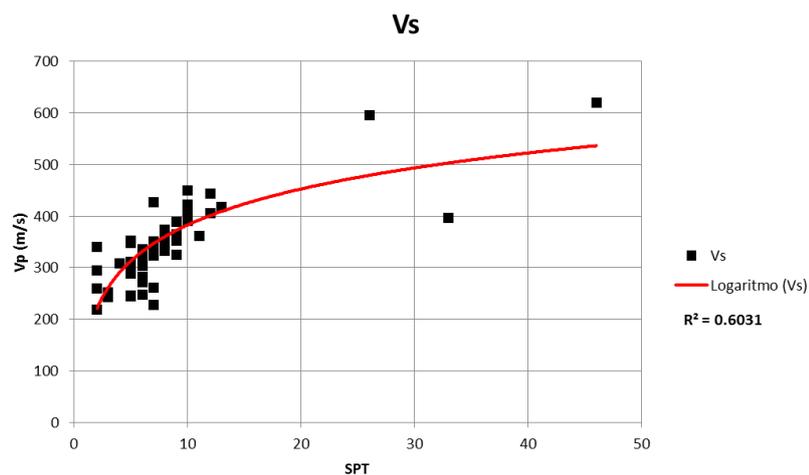


Figura 3-12 - Curva de correlação da velocidade de onda S e o SPT da formação São Paulo

As equações (3-8) e (3-9) representam as correlações entre as velocidades de propagação e o SPT do solo.

$$V_p = 697,65 \ln(SPT) - 728,75 \quad (3-8)$$

$$V_s = 100,58 \ln(SPT) + 151,16 \quad (3-9)$$

Desta forma o SPT encontrado nos perfil geológico da região de análise foi utilizado para determinar as velocidades de onda.

As velocidades de onda se relacionam com as propriedades de solo segundo as equações (2-81), (2-82) e (2-83).

Onde:  $V_p$  é a velocidade de propagação da onda longitudinal (m/s),  $V_s$  é a velocidade de propagação da onda transversal (m/s),  $\rho$  é a densidade do material em  $\text{kg/m}^3$ ,  $\nu$  é o coeficiente de Poisson dinâmico,  $E$  é o módulo de elasticidade (Pa) e  $G$  é o módulo de rigidez (Pa). Pode-se calcular a mola equivalente do solo segundo a equação (3-10) segundo

$$K_v = \frac{1}{B} * \frac{E_{solo}}{1 - \nu^2} \quad (3-10)$$

sendo:

$K_v$  = Coeficiente de reação vertical

$B$  = a menor dimensão da fundação

$\nu$  = coeficiente de Poisson do solo

$E_{solo}$  = Módulo de elasticidade do solo

$I_s$  = Coeficiente de forma (adotado 3,4)

Considerando para os cálculos  $B$  igual a 6 m tem-se  $K_v$ . Para considerar todo o perímetro do túnel circundado por solo a rigidez do solo será dada por  $k$ :

$$k = \frac{B * K_v}{I_s} \quad (3-11)$$

A rigidez da mola do solo adotada para os modelos numéricos para as seções 1 e 2 foi  $k = 1,98 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ , considerando  $\rho = 1750 \text{ kg/m}^3$ ,  $SPT=25$  e  $\xi = 0,03$ .

Para o modelo que representa a seção 3 a rigidez do solo foi considerada  $k = 2,62 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ , considerando  $\rho = 2000 \text{ kg/m}^3$ ,  $SPT=35$  e  $\xi = 0,03$ .

### 3.4 VALIDAÇÃO COM RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Os dados experimentais de vibração foram coletados pela empresa IEME Brasil – Engenharia Consultiva e os dados de forças na via foram disponibilizados pela Companhia do Metropolitano de São Paulo.

Para validar o modelo, a velocidade de vibração em diversos pontos será comparada com dados experimentais coletados nas seções de vias a serem estudadas (ver item 3.1).

Para a medição das acelerações, foram utilizados transdutores de aceleração (acelerômetros), do tipo piezo-resistivo, com as características dadas na Tabela 3.7.

A Figura 3-13 mostra o posicionamento dos acelerômetros de onde foram adquiridos os espectros de vibração experimentais.

Tabela 3.7 – Características dos acelerômetros utilizados (COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO, 2008a)

Fabricante:	ENDEVCO
Modelo do sensor:	2262-25
Frequência natural:	2500 Hz
Campo de frequência:	0-650 Hz
Sensibilidade:	20 mV/g
Limite de aceleração estática:	250 g
Limite de aceleração senoidal:	250 g
Peso:	2,4 N
Emprego:	horizontal e vertical

As velocidades de vibração são apresentadas em decibel (dBV) para bandas de frequências de terças de oitavas. O nível de global de vibrações também é comparado.

O nível global de vibrações é calculado segundo a equação:

$$\text{Nível RMS global} = 10 \log_{10} \left( \sum \left( 10^{\frac{L_j}{10}} \right) \right) \quad (3-12)$$

onde:  $L_j$  é o nível RMS de vibração (em dBV) para as frequências em terço de banda de oitava.

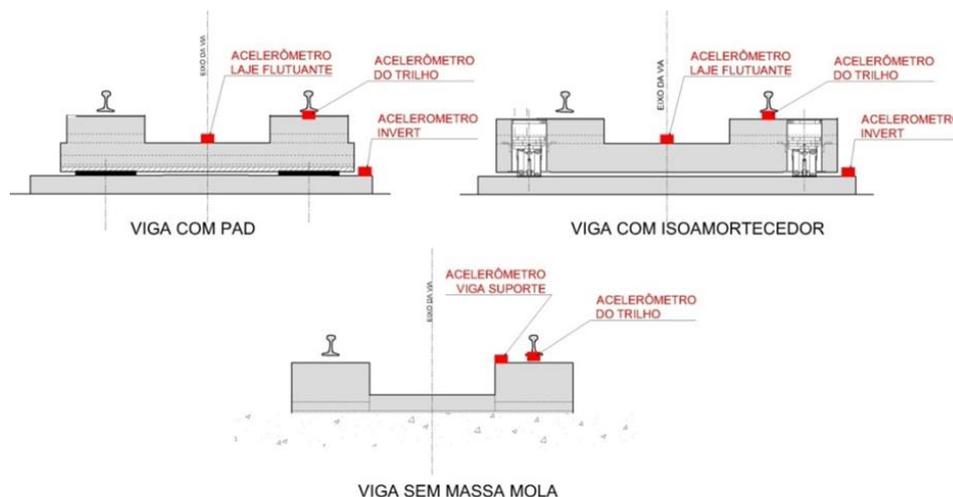


Figura 3-13 – Localização dos acelerômetros nas seções de estudo. Fonte: elaborado pelo autor

### 3.5 RESUMO DOS DADOS DE ENTRADA DOS MODELOS

A Tabela 3.8 apresenta os dados de entrada de todos os modelos estudados.

Tabela 3.8 – Propriedades físicas e geométricas das seções estudadas

PROPRIEDADES	MODELOS				
	COM SOLO ENVOLVENTE			SEM SOLO ENVOLVENTE	
	Laje sobre PAD	Laje sobre ISO	Laje sem Massa Mola**	Laje sobre PAD	Laje sobre ISO
El túnel (kNm <sup>2</sup> )	$1,01 \times 10^9$	$1,01 \times 10^9$	$5,83 \times 10^8$	$1,01 \times 10^9$	$1,01 \times 10^9$
El laje (kNm <sup>2</sup> )	$4,94 \times 10^5$	$1,03 \times 10^6$		$4,94 \times 10^5$	$1,03 \times 10^6$
El trilho (kNm <sup>2</sup> )	$6,94 \times 10^3$	$6,94 \times 10^3$	$6,94 \times 10^3$	$6,94 \times 10^3$	$6,94 \times 10^3$
k solo (kN/m <sup>2</sup> )	$1,98 \times 10^6$	$1,98 \times 10^6$	$2,62 \times 10^6$	-	-
k elemento amortecedor (kN/m/m)*	$1,32 \times 10^4$	$5,89 \times 10^3$	-	$1,32 \times 10^4$	$1,32 \times 10^4$
k fixação (kN/m/m)*	$2,25 \times 10^5$	$2,25 \times 10^5$	$7,15 \times 10^5$	$2,25 \times 10^5$	$2,25 \times 10^5$
ξ solo	0,03	0,03	0,03	-	-
ξ elemento amortecedor	0,05	0,08	-	0,05	0,08
ξ fixação	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05

\* rigidez por metro de via (considerando dois elementos na seção transversal e a distância entre eles na longitudinal)

\*\* considerando laje e túnel como uma estrutura única.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 FORÇAS DINÂMICAS

As forças experimentais foram medidas nas seções de estudo (Tabela 3.1) com taxa de aquisição de 600 Hz e com um filtro “passa baixa” de 30 Hz na aquisição dos dados. Já as forças dinâmicas aplicadas nas simulações não foram filtradas e contêm um espectro de frequência mais amplo na composição do sinal. Este é um dos motivos que contribuiu para forças da simulação serem significativamente maiores que as experimentais, como ilustram as Figuras 4.1 a 4.3.

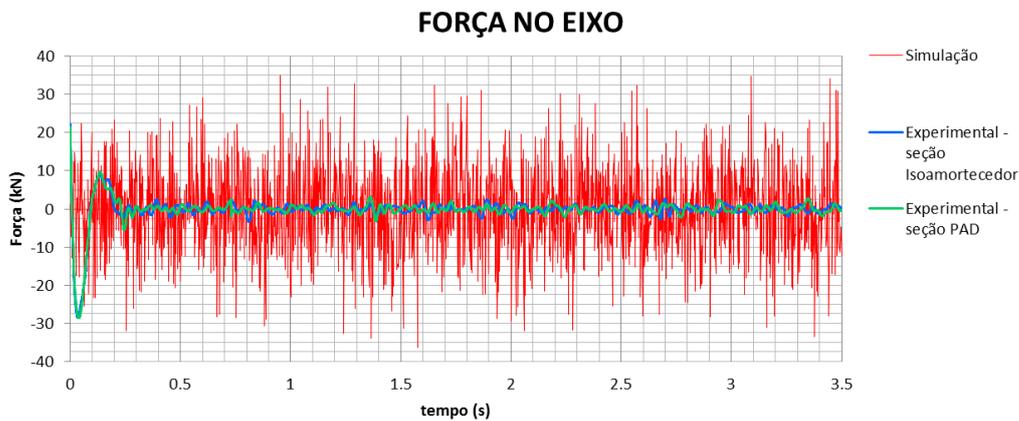


Figura 4-1 – Comparação entre as forças experimentais e de simulação para as seções com sistema massa mola

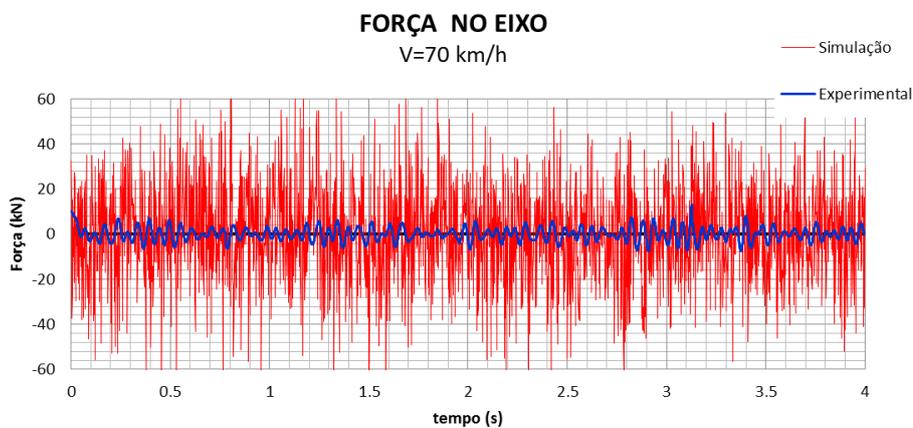


Figura 4-2- Comparação entre as forças experimental e de simulação para a seção sem massa mola (V=70 km/h)

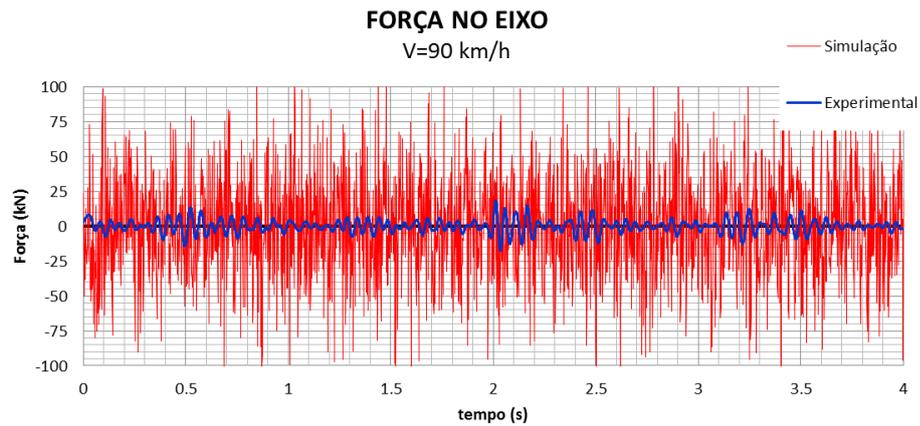


Figura 4-3- Comparação entre as forças experimental e de simulação para a seção sem massa mola ( $V=90 \text{ km/h}$ )

## 4.2 FREQUÊNCIAS NATURAIS E DEFORMADAS MODAIS

Neste item são apresentadas as frequências naturais e as respectivas deformadas dos modos de vibração flexionais (1º modo) da laje, trilho e túnel (com solo envolvente). Vale ressaltar que na análise por superposição modal foram utilizados os cem primeiros modos de vibração.

### 4.2.1 MODELO COM SOLO ENVOLVENTE

#### a) Laje sobre PAD

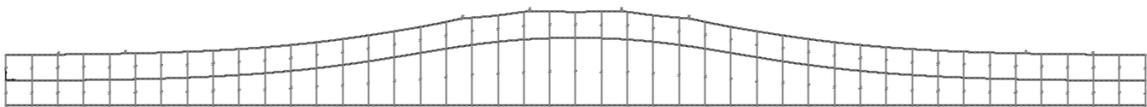


Figura 4-4- Primeiro modo de flexão da laje –  $f=10.2 \text{ Hz}$



Figura 4-5 – Primeiro modo de flexão do túnel e solo –  $f=54,5 \text{ Hz}$



Figura 4-6 – Primeiro modo de flexão do trilho –  $f=46,9$  Hz

b) Laje sobre Isoamortecedor

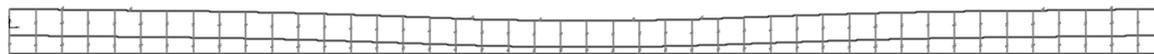


Figura 4-7 - Primeiro modo de flexão da laje –  $f=6,2$  Hz

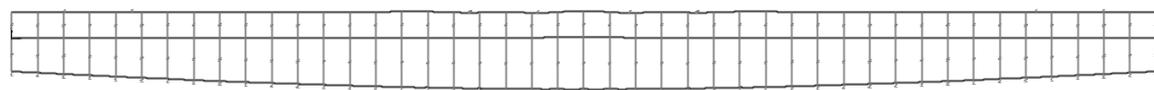


Figura 4-8- Primeiro modo de flexão túnel e solo -  $f=54,4$  Hz



Figura 4-9 - Primeiro modo de flexão do trilho –  $f=37,8$  Hz

c) Laje sem massa mola

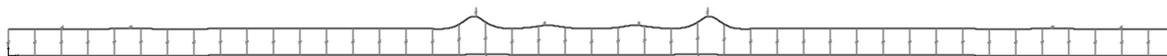


Figura 4-10 – Primeiro modo de flexão do trilho -  $f=48,3$  Hz



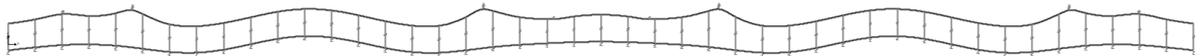
Figura 4-11- Primeiro modo de flexão do túnel e solo –  $f=66,8$  Hz

## 4.2.2 MODELO SEM SOLO ENVOLVENTE

### a) Laje sobre PAD

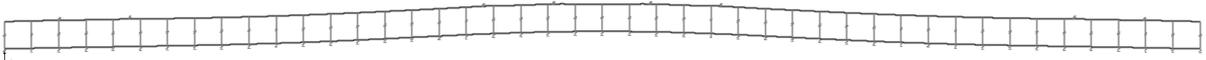


*Figura 4-12 – Primeiro modo de flexão da laje –  $f=10,2$  Hz*

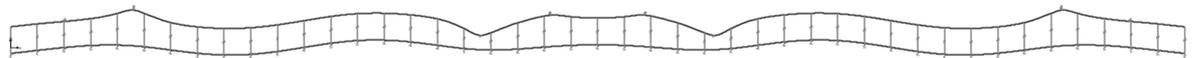


*Figura 4-13- Primeiro modo de vibração do trilho –  $f=46,9$  Hz*

### b) Laje sobre Isoamortecedor



*Figura 4-14 – Primeiro modo de flexão da laje –  $f= 6,3$  Hz*



*Figura 4-15- Primeiro modo de flexão trilho –  $f=37,8$  Hz*

## 4.3 VIBRAÇÕES

### 4.3.1 ANÁLISE DE VIBRAÇÕES COM MODELO DE UM GRAU DE LIBERDADE

Neste item são apresentados os espectros de vibração considerando um modelo de um grau de liberdade. A partir de um espectro de referência das vibrações provocadas pelo trem medidas experimentalmente, foram calculadas as atenuações para as faixas de frequência em bandas de terças de oitava para os sistemas considerando a sua frequência natural e o amortecimento.

#### a) Seção laje sobre PAD

A frequência natural calculada para um grau de liberdade foi 10,7 Hz. O coeficiente de amortecimento utilizado foi  $\xi = 0,08$ .

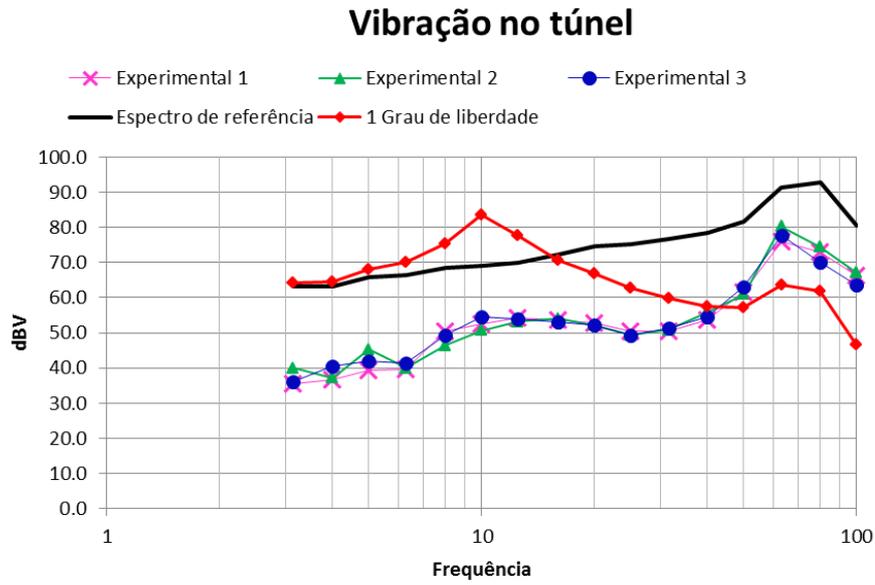


Figura 4-16 – Nível de vibração no túnel – Laje sobre PAD

Tabela 4.1- Níveis globais de vibração- Laje sobre PAD

NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)	
Espectro de referencia	95,8
Túnel – experimental 1	78,2
Túnel – experimental 2	81,5
Túnel – experimental 3	78,7
Túnel – 1º de liberdade	85,6

b) Seção laje sobre Isoamortecedor

A frequência natural calculada para um grau de liberdade foi 6,7 Hz. O coeficiente de amortecimento utilizado foi  $\xi = 0,08$ .

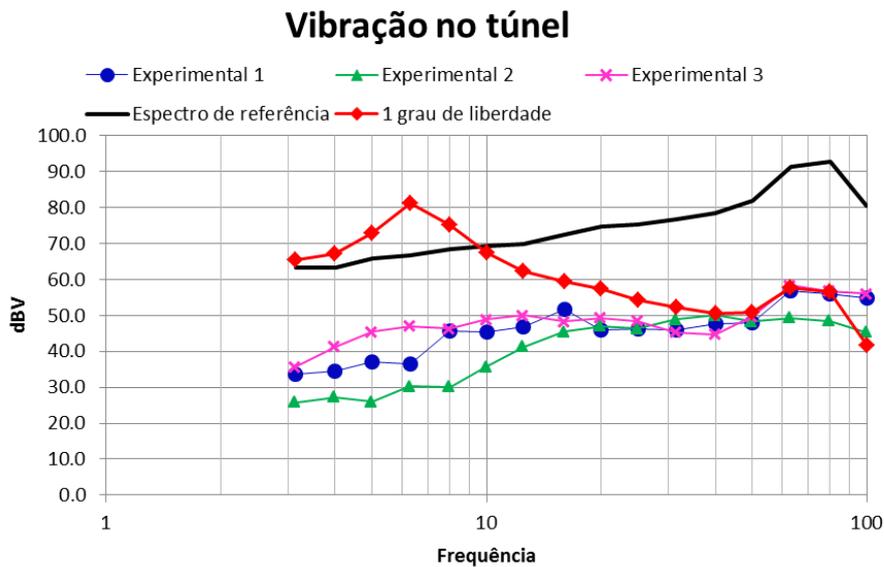


Figura 4-17 – Nível de vibração no túnel – Laje sobre Isoamortecedor

Tabela 4.2- Níveis globais de vibração- Laje sobre Isoamortecedor

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Espectro de referencia	95,8
Túnel – experimental 1	62,2
Túnel – experimental 2	63,5
Túnel – experimental 3	63,5
Túnel – 1º de liberdade	83,0

### 4.3.2 ANÁLISE DE VIBRAÇÕES MODELO EM ELEMENTOS FINITOS

Neste item são apresentados os resultados dos espectros em terço de banda de oitava de frequências dos modelos em elementos finitos comparados com os espectros experimentais medidos nas seções de estudo.

#### 4.3.2.1 Modelo com solo envolvente

##### a) Laje sobre PAD

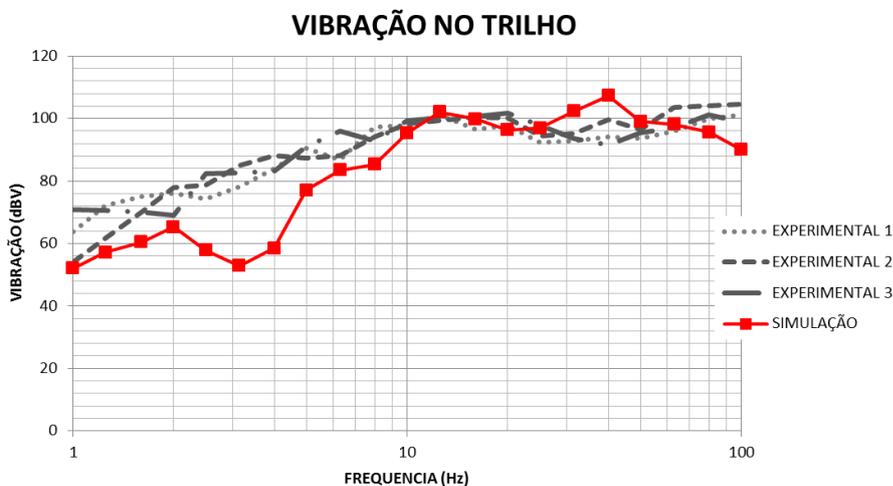


Figura 4-18 - Níveis de vibração no trilho em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre PADs

Tabela 4.3- Níveis globais de vibração no trilho - Laje sobre PAD

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Trilho – experimental 1	108,6
Trilho – experimental 2	111,4
Trilho – experimental 3	109,7
Trilho – simulação	111,1

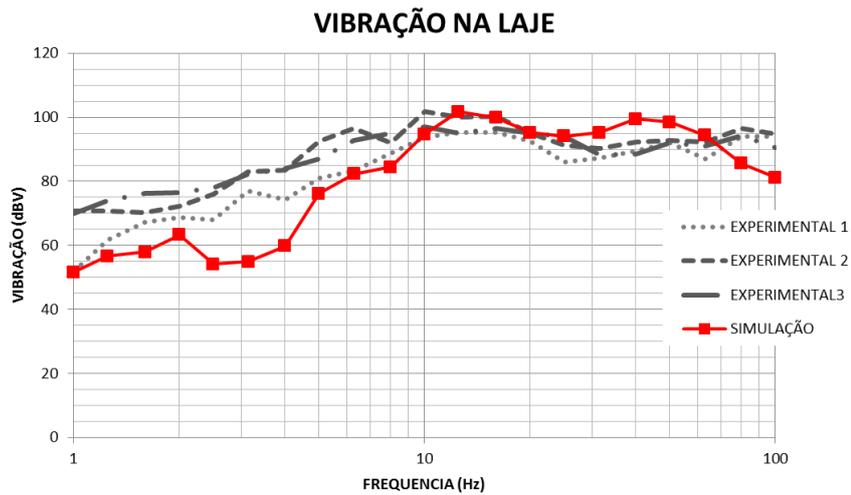


Figura 4-19 - Níveis de vibração na laje em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre PADs

Tabela 4.4- Níveis globais de vibração na laje - Laje sobre PAD

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Laje – experimental 1	103,2
Laje – experimental 2	108,8
Laje – experimental 3	105,1
Laje – simulação	107,7

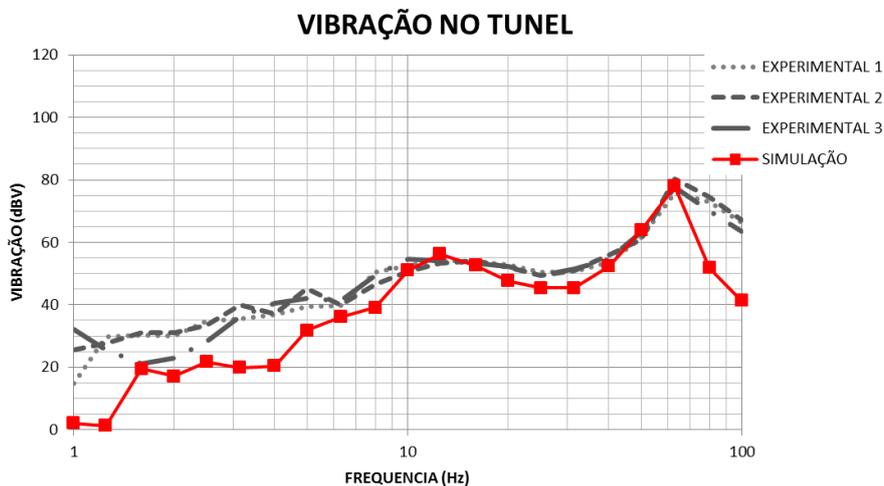


Figura 4-20 - Níveis de vibração no túnel em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre sobre PADs

Tabela 4.5- *Níveis globais de vibração no túnel - Laje sobre PAD*

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Túnel – experimental 1	78,2
Túnel – experimental 2	81,5
Túnel – experimental 3	78,7
Túnel – simulação	78,2

## b) Laje sobre Isoamortecedor

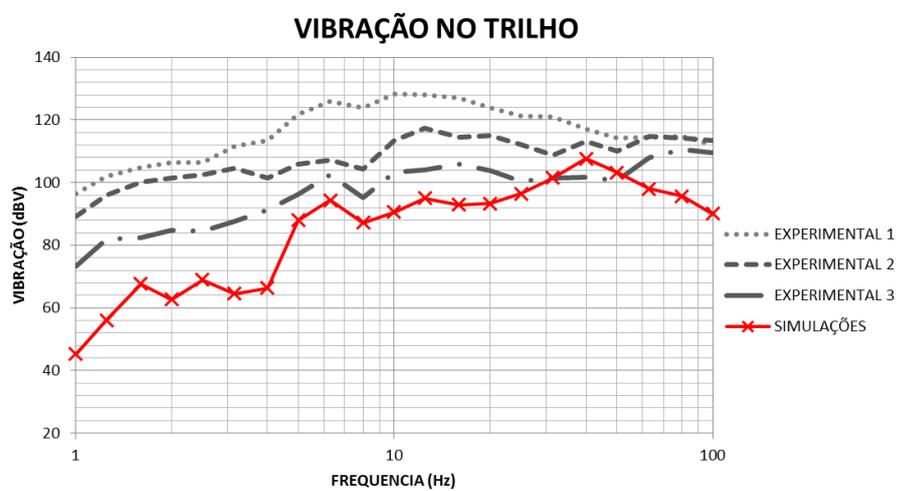


Figura 4-21 - *Níveis de vibração no trilho em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre Isoamortecedores*

Tabela 4.6- *Níveis globais de vibração no trilho - Laje sobre Isoamortecedor*

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Trilho – experimental 1	135,2
Trilho – experimental 2	124,6
Trilho – experimental 3	116,6
Trilho – simulação	110,9

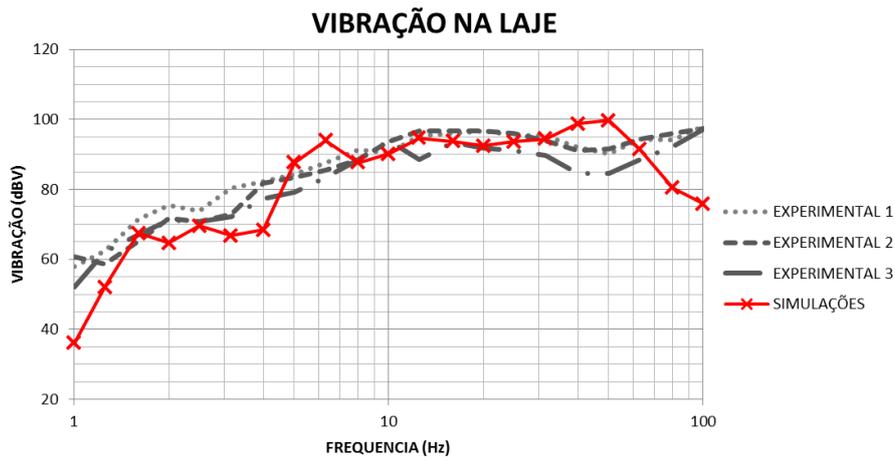


Figura 4-22 - Níveis de vibração na laje em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre Isoamortecedor

Tabela 4.7- Níveis globais de vibração na laje - Laje sobre Isoamortecedor

NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)	
Laje – experimental 1	105,7
Laje – experimental 2	105,9
Laje – experimental 3	102,7
Laje – simulação	105,4

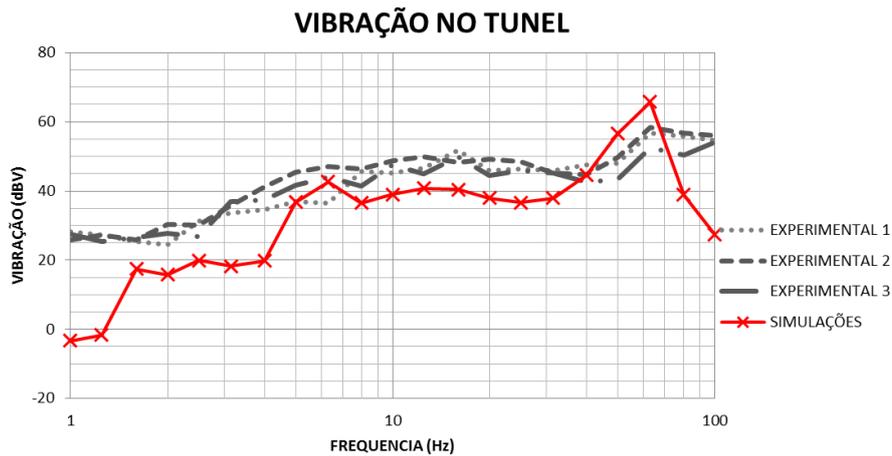


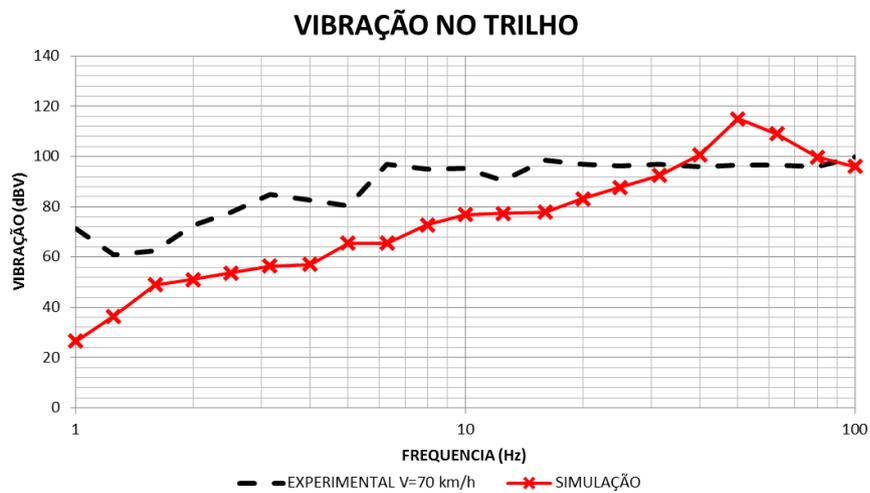
Figura 4-23- Níveis de vibração no túnel em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre Isoamortecedor

Tabela 4.8- *Níveis globais de vibração no túnel - Laje sobre Isoamortecedor*

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Túnel – experimental 1	62,2
Túnel – experimental 2	63,5
Túnel – experimental 3	59,7
Túnel – simulação	66,4

## c) Laje sem massa mola

- Velocidade da passagem do trem  $V=70$  km/h

Figura 4-24 - *Níveis de vibração no trilho em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sem massa mola*Tabela 4.9- *Níveis globais de vibração no trilho - Laje sobre Isoamortecedor –  $V=70$  km/h*

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Trilho – experimental	107,9
Trilho – simulação	116,3

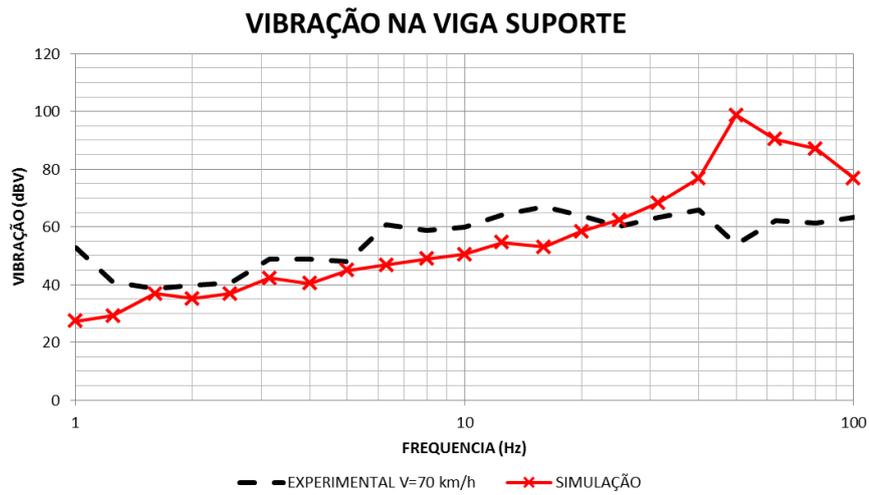


Figura 4-25- Níveis de vibração na viga suporte em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sem massa mola

Tabela 4.10- Níveis globais de vibração na viga suporte - Laje sobre Isoamortecedor – V=70 km/h

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Viga – experimental	74,2
Viga – simulação	99,7

- Velocidade da passagem do trem V=90 km/h

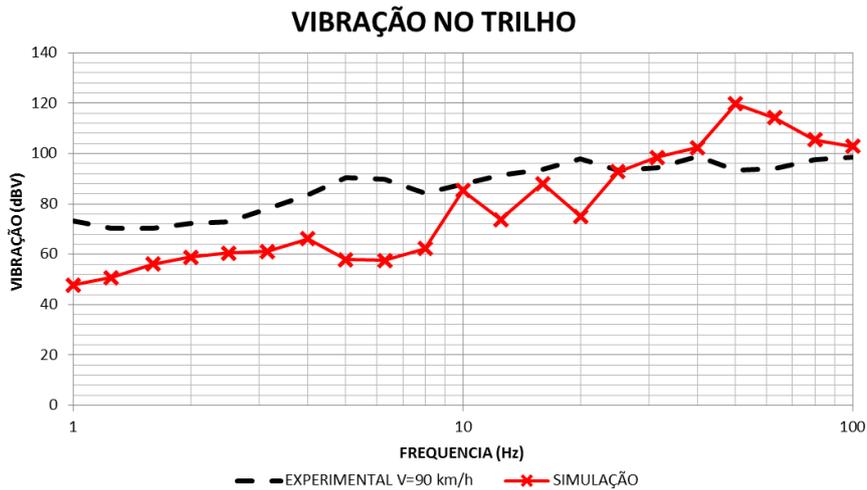


Figura 4-26 - Figura 4-27 - Níveis de vibração no trilho em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sem massa mola

Tabela 4.11- Níveis globais de vibração no trilho - Laje sobre Isoamortecedor – V=90 km/h

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Trilho – experimental	106,4
Trilho – simulação	121,1

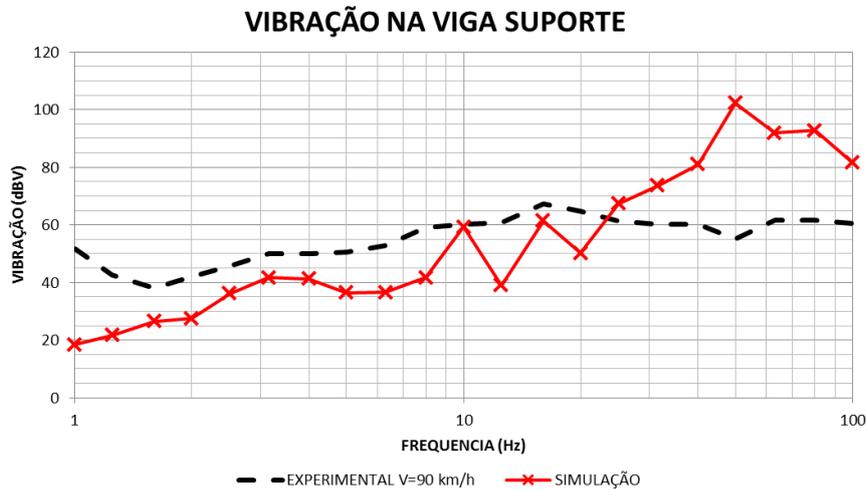


Figura 4-28 - Níveis de vibração na viga suporte em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sem massa mola

Tabela 4.12- Níveis globais de vibração na viga suporte - Laje sobre Isoamortecedor – V=70 km/h

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Viga – experimental	73,0
Viga – simulação	103,2

## 4.3.2.2 Modelo sem solo envolvente

## a) Laje sobre PAD



Figura 4-29 - Níveis de vibração no trilho em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre PADs

Tabela 4.13- Níveis globais de vibração no trilho - Laje sobre PAD

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Trilho – experimental 1	108,6
Trilho – experimental 2	111,4
Trilho – experimental 3	109,7
Trilho – simulação	111,1

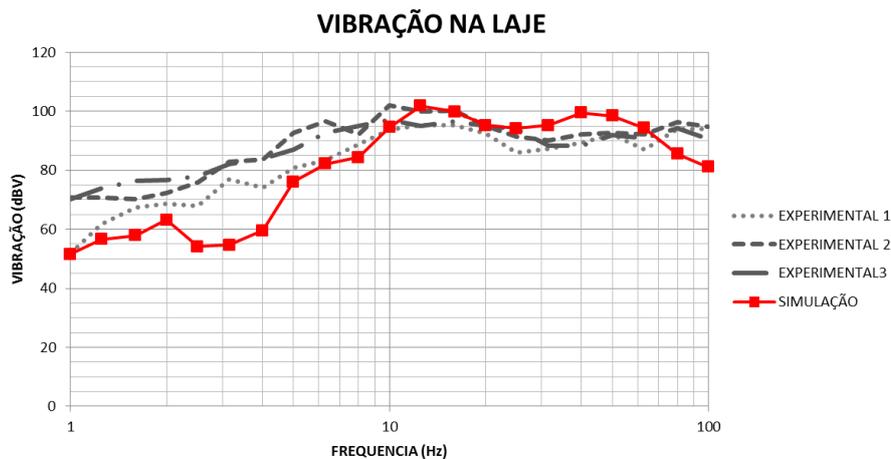


Figura 4-30 - Níveis de vibração na laje em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre PADs

Tabela 4.14- Níveis globais de vibração na laje - Laje sobre PAD

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Laje – experimental 1	103,2
Laje – experimental 2	108,8
Laje – experimental 3	105,1
Laje – simulação	107,5

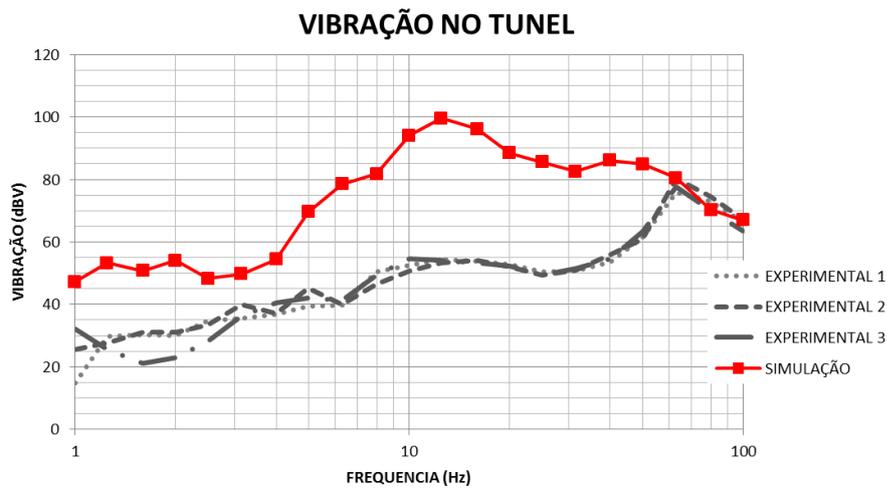


Figura 4-31 - Níveis de vibração no túnel em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre PADs

Tabela 4.15- Níveis globais de vibração no túnel - Laje sobre PAD

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Túnel – experimental 1	78,2
Túnel – experimental 2	81,5
Túnel – experimental 3	78,7
Túnel – simulação	102,6

## b) Laje sobre Isoamortecedor

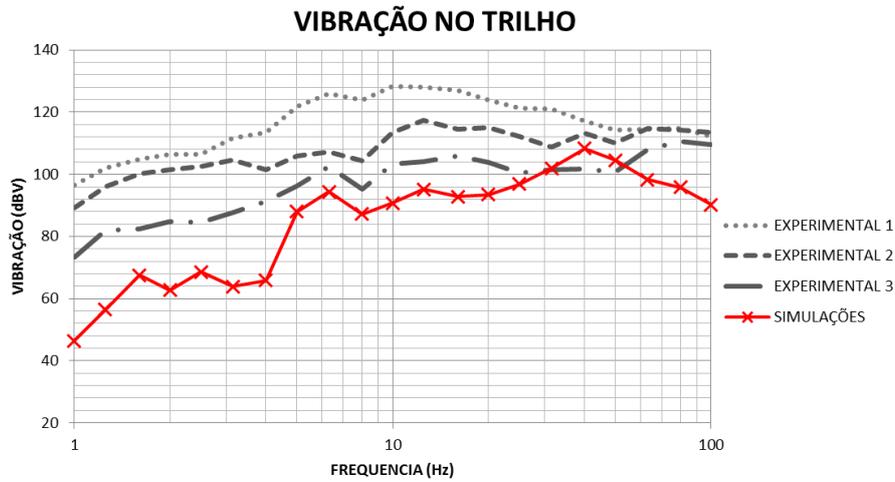


Figura 4-32 - Níveis de vibração no trilho em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre Isoamortecedores

Tabela 4.16- Níveis globais de vibração no trilho - Laje sobre isoamortecedor

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Trilho – experimental 1	135,2
Trilho – experimental 2	124,6
Trilho – experimental 3	116,6
Trilho – simulação	111,5

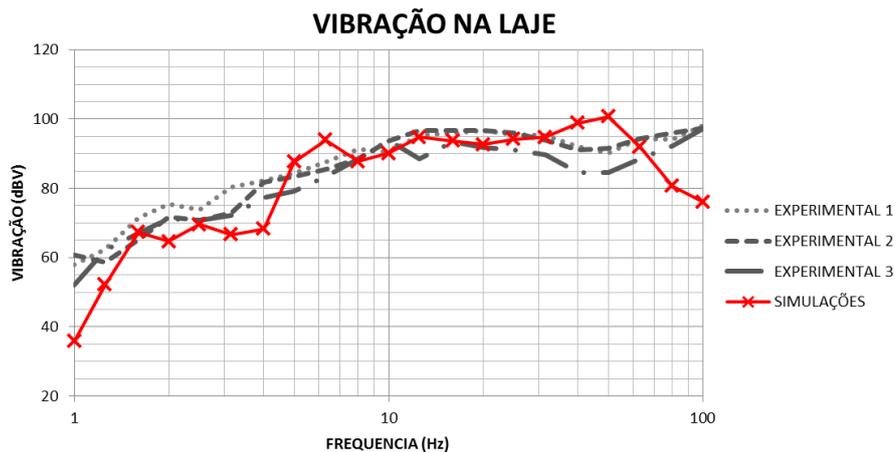


Figura 4-33 - Níveis de vibração na laje em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre Isoamortecedor

Tabela 4.17- Níveis globais de vibração na laje - Laje sobre Isoamortecedor

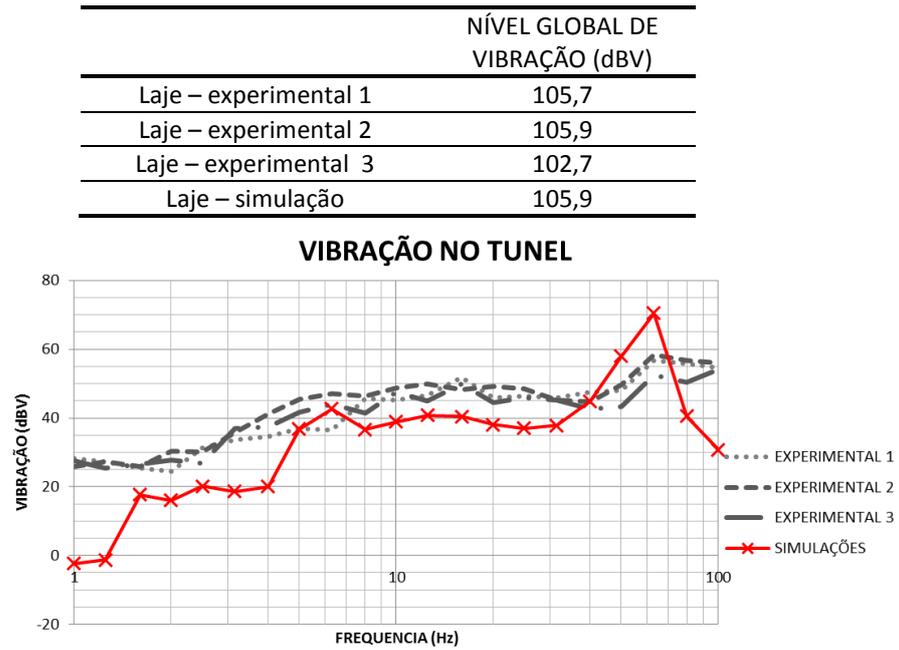


Figura 4-34 - Níveis de vibração no túnel em dBV das passagens na via e da simulação no trecho de laje sobre Isoamortecedores

Tabela 4.18- Níveis globais de vibração no túnel - Laje sobre Isoamortecedor

NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)	
Túnel – experimental 1	62,2
Túnel – experimental 2	63,5
Túnel – experimental 3	59,7
Túnel – simulação	70,8

#### 4.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS MODELOS

Neste item são apresentadas as comparações entre os três modelos avaliados: modelo de um grau de liberdade, modelo em elementos finitos com solo envolvente e modelo em elementos finitos sem o solo envolvente.

##### 4.4.1 LAJE SOBRE PAD

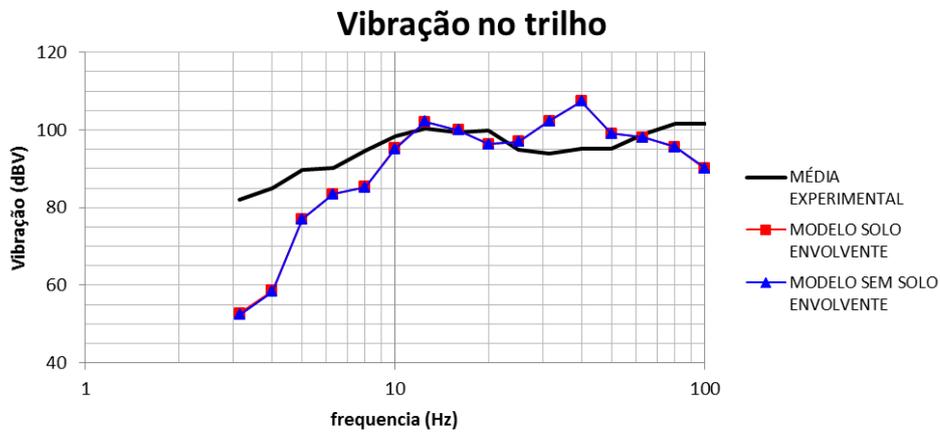


Figura 4-35 – Comparação dos espectros de vibração no trilho- Laje sobre PAD

Tabela 4.19- Comparação dos níveis globais de vibração no trilho

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Trilho – Média experimental	109,5
Trilho – Modelo com solo envolvente	111,1
Trilho – Modelo sem solo envolvente	111,1

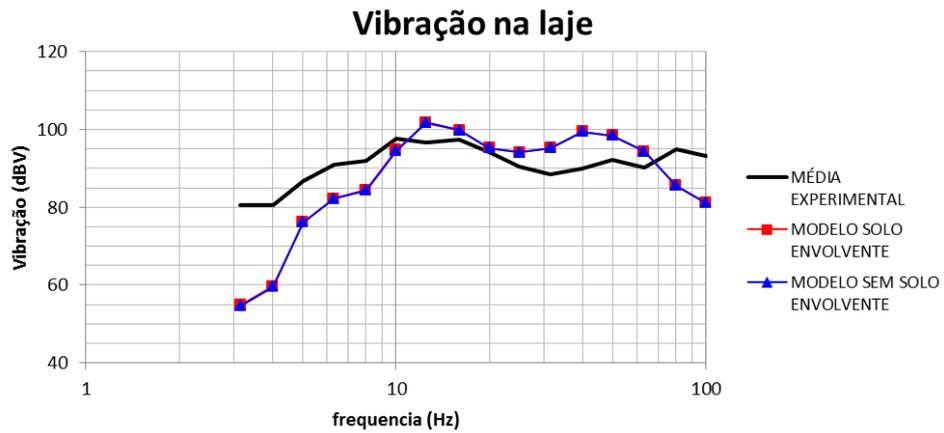


Figura 4-36 - Comparação dos espectros de vibração na laje- Laje sobre PAD

Tabela 4.20- Comparação dos níveis globais de vibração na laje

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Laje – Média experimental	105,1
Laje – Modelo com solo envolvente	107,5
Laje – Modelo sem solo envolvente	107,5

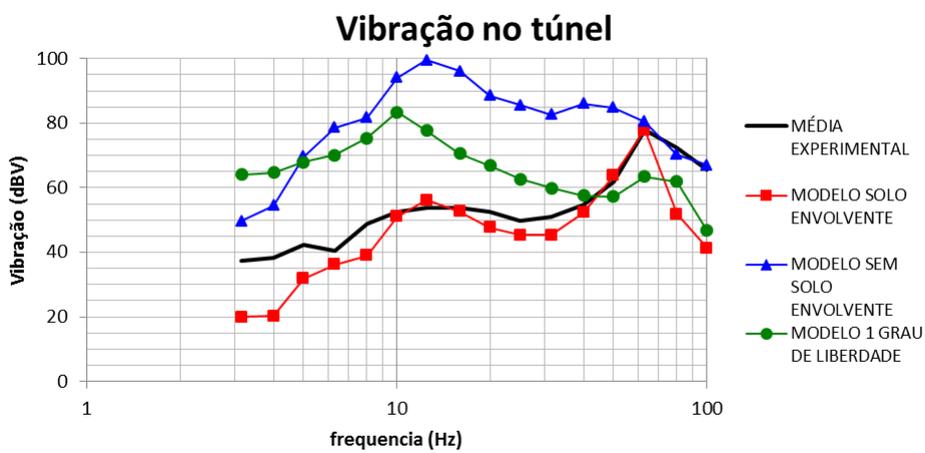


Figura 4-37 - Comparação dos espectros de vibração no túnel - Laje sobre PAD

Tabela 4.21- Comparação dos níveis globais de vibração no túnel

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Túnel – Média experimental	79,3
Túnel – Modelo com solo envolvente	78,2
Túnel – Modelo sem solo envolvente	102,6
Túnel – Modelo 1º de liberdade	85,6

## 4.4.2 LAJE SOBRE ISOAMORTECEDOR

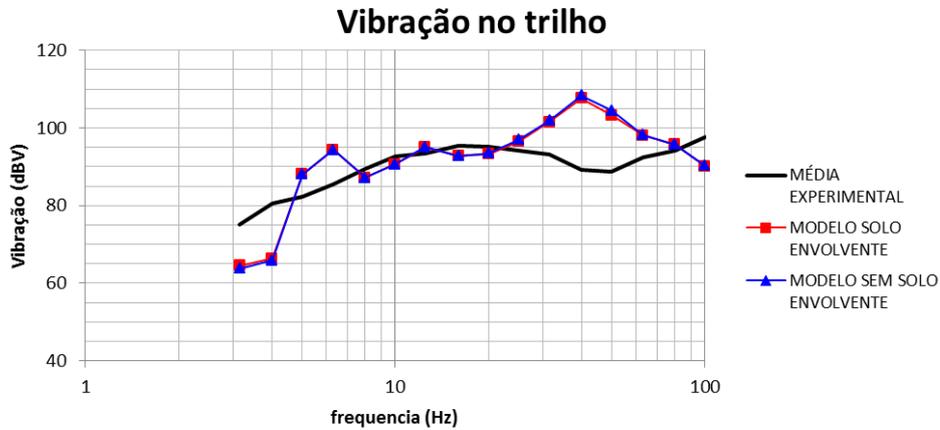


Figura 4-38 - Comparação dos espectros de vibração no trilho- Laje sobre Isoamortecedor

Tabela 4.22- Comparação dos níveis globais de vibração no trilho

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Trilho – Média experimental	104,6
Trilho – Modelo com solo envolvente	110,9
Trilho – Modelo sem solo envolvente	111,5

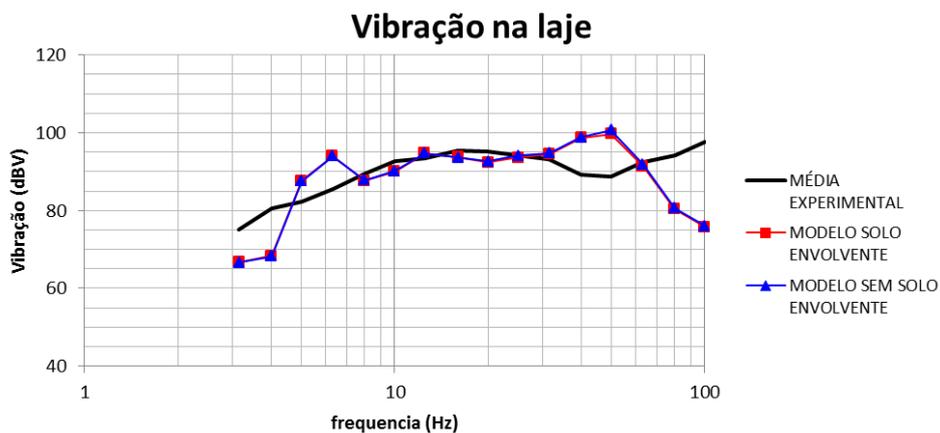


Figura 4-39- Comparação dos espectros de vibração na laje- Laje sobre Isoamortecedor

Tabela 4.23- Comparação dos níveis globais de vibração na laje

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Laje – Média experimental	104,6
Laje – Modelo com solo envolvente	105,4
Laje – Modelo sem solo envolvente	105,9

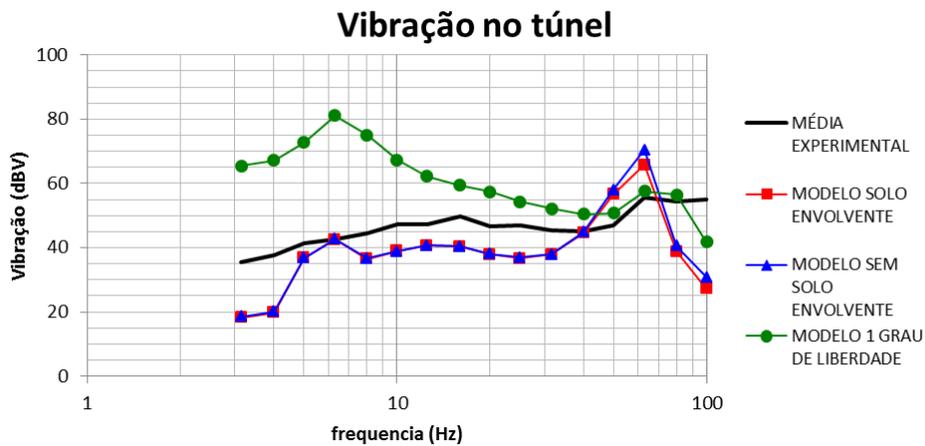


Figura 4-40 - Comparação dos espectros de vibração no túnel - Laje sobre Isoamortecedor

Tabela 4.24- Comparação dos níveis globais de vibração no túnel

	NÍVEL GLOBAL DE VIBRAÇÃO (dBV)
Túnel – Média experimental	61,6
Túnel – Modelo com solo envolvente	66,4
Túnel – Modelo sem solo envolvente	70,8
Túnel – Modelo 1º de liberdade	83,0

## 4.5 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A simulação das seções de estudo propostas por três métodos permitiu verificar a validade dos modelos propostos frente aos resultados.

Confrontando os resultados da frequência natural dos modelos de um grau de liberdade, e modelo em elementos finitos com e sem a consideração do solo chegou-se a valores bastante próximos para todos os modelos com uma diferença por volta de 0,5 Hz a mais nas frequências naturais calculadas pelo modelo de um grau de liberdade.

Comparando as forças dinâmicas medidas experimentalmente e as forças geradas para a simulação percebe-se que estas são de uma ordem dez vezes maior. As forças medidas com o rodeiro instrumentado variam entre -3 a 3 kN para as vias com sistema massa mola e entre -15 a 20 kN para a via sem massa mola, dependendo de sua velocidade. As forças das simulações variaram entre -30 a 30 kN para as seções com sistema massa mola e entre -75 a 75 kN para a seção sem massa mola. Como já mencionado, as forças experimentais passaram por um filtro “passa baixa” de 30 Hz na aquisição dos dados,

enquanto o mesmo não ocorreu com as forças aplicadas nas simulações. Este é um dos possíveis motivos para esta discrepância de valores.

O modelo com o solo envolvente apresentou uma boa aderência nos resultados para a vibração nos trilhos, na laje e túnel para a seção com laje apoiada sobre PAD, com os níveis de vibração globais bastante próximos dos experimentais. Para a seção com laje apoiada sobre Isoamortecedor o modelo respondeu bem quando se compara as vibrações da laje e túnel, onde os níveis globais são próximos aos experimentais, já a vibração no trilho fica abaixo dos valores experimentais por volta de 15 dBV. A seção sem massa mola não obteve valores próximos aos experimentais para nenhuma das duas situações ( velocidades de 70 e 90 km/h) com uma diferença entre 10 e 20 dBV dos níveis globais de vibração experimentais. Foi observado que essa diferença é devida a um pico nas vibrações na frequência natural do sistema (aproximadamente 50 Hz).

O modelo sem o solo envolvente apresentou os mesmos resultados do modelo com solo para as vibrações nos trilhos e na laje para os modelos com laje apoiadas sobre PAD e Isoamortecedor. Quanto ao túnel os resultados calculados a partir da transmissibilidade foram melhores para a seção da laje sobre Isoamortecedor, mas com uma diferença aproximada de 10 dBV quando comparado aos valores experimentais.

O modelo de um grau de liberdade apresentou para as duas seções analisadas uma superestimação nos níveis globais de vibração. Para a laje sobre PAD essa diferença foi de 5 dBV e para laje sobre Isoamortecedor de 20 dBV. A forma da curva do modelo não se assemelha a forma das curvas experimentais, apresentando um pico de vibração na frequência natural do sistema.

De maneira geral todos os modelos apresentaram níveis de vibração mais baixos para as frequências baixas (entre 1 a 3,15 Hz) e nas frequências altas ( entre 60 a 100 Hz) quando comparados aos valores experimentais.

## 5 CONCLUSÃO

---

O estudo do comportamento dinâmico das lajes de concreto de sistemas metroferroviários se mostrou um problema com alto grau de complexidade, com um número de variáveis significativo.

Foram duas as principais simplificações adotadas para esse estudo: A escolha de um modelo em duas dimensões e a representação do material rodante apenas por um ponto com a massa não suspensa concentrada.

A escolha de um modelo em duas dimensões que proporcionou mais controle sobre a modelagem das características geométricas e físicas do problema, permitindo que as simulações de todos os casos fossem feitas com poucas mudanças do modelo base. A simplificação do material rodante eliminou várias variáveis como rigidez e amortecimento das suspensões do trem que se tornariam um impeditivo para esse estudo pela falta de dados consistentes.

O modelo com solo envolvente trouxe bons resultados para avaliação da vibração no invert sem que a inserção da terceira viga no modelo afetasse os resultados das vibrações no trilho e na viga, assim tornando possível analisar de maneira simples as vibrações no invert do túnel. Apesar dos níveis globais no invert do túnel decaírem após os 60 Hz é possível estudar o comportamento das vibrações com precisão razoável nas frequências intermediárias (entre 3 a 60 Hz) que são as de maior interesse no estudo de atenuação de vibrações. O decaimento nas frequências mais altas era esperado já pela simplificação do material rodante.

A diferença entre os tipos dos tipos de apoios elásticos (PAD e Isoamortecedor) pode ser percebida nos resultados. O modelo com o material elastomérico teve resultados mais próximos dos experimentais. O que pode ter ocasionado isso é o Isoamortecedor ser uma junção de dois materiais (mola mais massa viscosa) e as simplificações na consideração deste material podem ter interferido nos resultados.

O modelo sem amortecimento teve os resultados mais distantes dos resultados experimentais mostrando que a metodologia adotada para esse caso não é eficaz para o estudo de vibrações. Como esse modelo possui menos elementos a consideração da

geometria e das condições de contorno deve ser mais bem explorada para que os resultados sejam mais próximos dos experimentais.

De maneira geral o modelo mostrou consistente para as análises a que foi proposto, precisando ainda o aprimoramento na consideração dos apoios elásticos, geometria, condições de contorno e consideração do material rodante.

---

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

---

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS -AASHTO. Design of Pavement Structures. Washington, 1993.

ANG, Kok Keng; DAI, Jian. Response analysis of high-speed rail system accounting for abrupt change of foundation stiffness. Journal Of Sound And Vibration, [s.i], v. 332, n. 12, p.2954-2970, jun. 2013

BAHREKAZEMI, Mehdi. Train-Induced Ground Vibration and Its Prediction.2004. 1 v. Tese (Doutorado) - Dept. Of Civil And Architectural Engineering, Royal Institute Of Technology, Stockholm, 2004.

'BERAWI, Abdur Rohim Boy.IMPROVING RAILWAY TRACK MAINTENANCE USING POWER SPECTRAL DENSITY (PSD). 2013. 1 v. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2013.

CALEMBERG INGENIEURE. Tecnologia de ponta para sistemas de apoios elastoméricos na construção civil. 1ª Salzhemmendorf, 2010.

CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION ENVIRONMENTAL PROGRAM ENVIRONMENTAL ENGINEERING NOISE VIBRATION AND HAZARDOUS WASTE MANAGEMENT OFFICE (Org.). Transportation- and Construction-Induced Vibration Guidance Manual. Sacramento: -, 2004.

CARRAZEDO, Ricardo; CARVALHO, Janaina T. de; TAKEUTI, Adilson R. Dynamic Behaviour of Reinforced Concrete Floating Slabs. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON RAILWAY TECHNOLOGY: RESEARCH, DEVELOPMENT AND MAINTENANCE, 1., 2012, Las Palmas de Gran Canaria. Proceedings.Stirlingshire: Civil-comp Press,, 2012. p. 108.

CASTELLANI, A. et al. ELASTOMERIC MATERIALS USED FOR VIBRATION ISOLATION OF RAILWAY LINES. Journal Of Engineering Mechanics, Virginia, p. 614-621. Jun. 1998.

CHOI, Jungyoul. Influence of Track Support Stiffness of Ballasted Track. Journal Of Transportation Engineering, [s.i.], v. 139, n. 7, p.709-718, jul. 2013.

CHOPRA, Anil K.. Theory and Applications to Earthquake Engineering. 3. ed. Delhi: Pearson Education, 2009.

CHUNG, Wonseok; KWON, Kusung; JANG, Seung Yup. Deflection-based Load Transfer Efficiency of Floating Slab Track. Ksce Journal Of Civil Engineering, [s.i], v. 18, n. 2, p.616-624, mar. 2014

CLOUGH, Ray W.; PENZIEN, Joseph. DYNAMICS OF STRUCTURES. Third Edition Berkeley: Computers & Structures, Inc., 1995.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (Org.). Relatório técnico - RT-2.00.00.00/6U9-639: Relatório dos ensaios na via com a passagem dos trens para a determinação dos espectros de vibração no trilho, via, túnel e transmissibilidade entre eles. São Paulo: -, 2008.

COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO (São Paulo). Especificação técnica desempenho da superestrutura de via permanente- ET-2.00.00.00/3U9-001. São Paulo, 2008. 91 p

CONNOLLY, David P.. Ground borne vibrations from high speed trains. 2013. 381 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia, The University Of Edinburgh, Edinburgh, 2013.

EITZENBERGER, Andreas. Train-induced Vibrations in Tunnels – A Review. Luleå: Luleå University Of Technology, 2008

ESVELD, Coenraad. Modern railway track. 2ª Zaltbommel: Mrt- Productions, 2001.

FEDERAL TRANSIT ADMINISTRATION. Transit Noise and Vibration Impact Assessment: FTA-VA-90-1003-06. Washington, 2006.

FORREST, James Alexander. Modelling of ground vibration from underground railwas. 1999. 205 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia, University Of Cambridge, [s.i.], 1999

FRÝBA, Ladslav. Dynamics of railway bridges. London: Thomas Telford, 1996.

GULLERS, Per; ANDERSSONA, Lars; LUNDE, Roger. High-frequency vertical wheel–rail contact forces—Field measurements and influence of track irregularities. *Wear*, [s.i.], v. 265, n. 9-10, p.1472-1478, out. 2008.

GUPTA, S.; DEGRANDE, G.; LOMPAERT, G.. Experimental validation of a numerical model for subway induced vibrations. *Journal Of Sound And Vibration*, Southampton, n. , p.786-812, 15 out. 2008.

HUSSEIN, M.F.M; HUNT, H. E. M. Modelling of floating-slab tracks with continuous slabs under oscillating moving loads. *Journal Of Sound And Vibration*, Southampton, v. 12, n. 296, p.37-54, 30 maio 2006.

IWNICKI, Simon (Ed.). Handbook of Railway Vehicle Dynamics. Boca Raton: Crc Press Taylor & Francis Group, 2006

J.BLANCO-LORENZO et al. Dynamic comparison of different types of slab tracks and ballasted track using a flexible track model. *Journal Of Rail And Rapid Transit*, -, v. 225, n. 6, p.574-592, nov. 2011.

JONES, Simon William. Ground Vibration from Underground Railways: How Simplifying Assumptions Limit Prediction Accuracy. 2010. 232 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia, Departamento de Department Of Engineering, University Of Cambridge, [s.i.], 2010. Disponível em: <<https://www.repository.cam.ac.uk/handle/1810/226848?show=full>>. Acesso em: 20 jul.

2014.

JONES, Simon; HUNT, Hugh. Effect of Inclined Soil Layers on Surface Vibration from Underground Railways Using the Thin-Layer Method Read More: [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000292](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000292). Journal Of Engineering Mechanics, [s.i.], v. 137, n. 12, p.887-900, dez. 2011.

JÖNSSON, Lars-ove; NILSTAM, Nils; PERSSON, Ingemar. Vehicle System Dynamics: International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility. Vehicle System Dynamics: International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility, [s.i.], v. 46, n. 1, p.869-881, jan. 2009.

LICHTBERGER, Bernhard. Track Compendium: Formation, Permanent Way, Maintenance, Economics. 1 Hamburg: Eurailpress, 2005.

LOMBAERT, Geert et al. The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibration. Journal Sound And Vibration, [s.i.], v. 297, n. 1, p.512-535, jun. 2006.

LOPES, Patrícia et al. MODELLING OF VIBRATIONS INDUCED BY TRAFFIC IN TUNNELS: FROM THE SOURCE TO THE RECEIVER. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON VIBRATION PROBLEMS, 11., 2013, Zuzana Dimitrovová. Proceedings. Lisbon: Icovp, 2013. p. 1 - 10

'MATSUMOTO, Akira et al. A new measuring method of wheel-rail contact forces and related considerations. Wear: International Journal on the science and technology of friction lubrication and wear,[s.i], v. 265, n. 9-10, p.1518-1525, out. 2008. ', '201.83.57.206', 'Matsumoto et al. (2008)

MICHAS, Georgios. Slab Track System for High-Speed Railways. 2012. 107 f. Dissertação (Mestrado) - Department Of Transport Science, School Of Architecture And The Built Environment Royal Institute Of Technology, Stockholm, 2012.

ONORII, Concetta. Mechanical Behavior of Traditional and Antivibration Railway Tracks with Recycled Rubber Materials. 2007. 246 f. Tese (Doutorado) - Università Degli Studi Di Napoli Federico II, Napoli, 2007.

PERLOFF, William H. (Ed.). PRESSURE DISTRIBUTION AND SETTLEMENT. In: WINTERKORN, Hans F.; FANG, Hsal-yang (Ed.). Foundation Engineering Handbook. Nova York: van Nostrand Reinhold Company Inc., 1975. Cap. 4. p. 148-196

RAO, Singiresu S.. Vibrações Mecânicas. 4. ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2009

RIGUEIRO, Maria Constança Simões. Avaliação dos Efeitos Dinâmicos em Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade de Pequeno e Médio Vão. 2007. 448 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2007

RODRIGUES, Lezzir Ferreira. Juntas em Pavimento de Concreto: Dispositivos de transferência de carga. 2008. 280 f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia de

Estruturas, Usp - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2008.

TAIOLI, Fábio. COMPORTAMENTO ELÁSTICO DINÂMICO DA FORMAÇÃO SÃO PAULO. Revista Brasileira de Geociências, São Paulo, v. 29, n. 4, p.657-662, dez. 1999.

The City of Seattle Department of Transportation (Org.). Noise and Vibration. Seattle: Parsons Brinckerhoff, 2005

THOMPSON, David. Railway noise and vibration: mechanisms, modelling and means. 1ª Oxford: Lsevier Ltd. All Rights Reserved, 2009.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION HIGHWAY ADMINISTRATION. Evaluation of Joint and Crack Load Transfer. Georgetown Pike Mclean, 2003.

UNI Ente Nazionale Italiano di Uificazione. Vibrazioni: Valutazione del comportamento statico e dinâmico di sistemi di armamento ferroviario, UNI 11389. Milano, 2011.

WAGNER, Hans-georg. VIBRATION CONTROL SYSTEMS FOR TRACKBEDS AND BUILDINGS USING COIL STEEL SPRINGS. In: ACOUSTICS, 4., 2004, Gold Coast. Proceedings... . Darlinghurst: Australian Acoustical Society, 2004. p. 99 - 104.

ZHAI, Wanming; WANG, Kaiyun; CAI, Chengbiao. Fundamentals of vehicle-track coupled dynamics. Vehicle System Dynamics: International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility Publication details,, Londres, v. 47, n. 11, p.1349-1376, 14 out. 2009.