



UNIVERSIDADE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO
CENTRO DE TECNOLOGIA E CIÊNCIAS
FACULDADE DE ENGENHARIA



PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Fábio Pereira Figueiredo

**Estudo do comportamento dinâmico de passarelas devido ao caminhar
de pedestres**

**Rio de Janeiro
2005**

Fábio Pereira Figueiredo

**Estudo do comportamento dinâmico de passarelas devido ao caminhar
de pedestres**

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

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

**Rio de Janeiro
2005**

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ/REDE SIRIUS/NPROTEC

F475 Figueiredo, Fábio Pereira.
Estudo do comportamento dinâmico de passarelas devido ao
caminhar de pedestres/ Fábio Pereira Figueiredo. – 2005.
122 f. : il.

Orientador : José Guilherme Santos da Silva
Dissertação (mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Pontes – Vibração – Teses. 2. Pedestres – Teses.
3. Engenharia civil – Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da.
II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Faculdade de
Engenharia. III. Título.

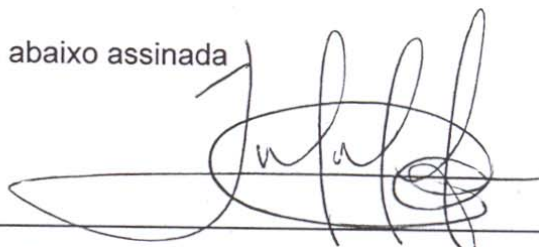
CDU 624.21:534-16

Estudo do Comportamento Dinâmico de Passarelas Devido ao Caminhar de Pedestres

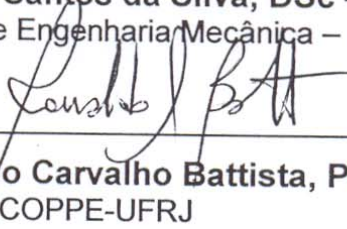
Fábio Pereira Figueiredo

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, PGE CIV, da Faculdade de Engenharia, FEN, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Ênfase: Estruturas.

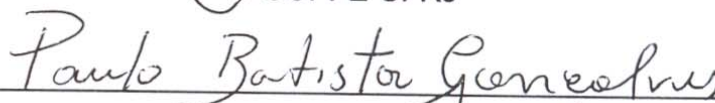
Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada



Prof. José Guilherme Santos da Silva, DSc – Presidente
Departamento de Engenharia Mecânica – UERJ




Prof. Ronaldo Carvalho Battista, PhD
COPPE-UFRJ



Prof. Paulo Batista Gonçalves, DSc
Departamento de Engenharia Civil – PUC-RJ



Prof. Pedro C. G. da S. Vellasco, PhD
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ



Prof. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima, DSc
Departamento de Estruturas e Fundações – UERJ

Aos meus pais Antônio e Dalva, por todo amor, e sacrifício, a meu irmão Flávio e a minha esposa Daniela, pelo amor e dedicação.

Agradecimentos

Em primeiro lugar a Deus, que nos concedeu o dom da vida. Aos meus pais e irmão, sempre presentes em minha vida, contribuindo de forma grandiosa em minha formação, sempre com muita dedicação e amor.

A toda minha família, que apesar de estar longe se faz tão presente.

A minha esposa, pelo carinho e compreensão nos momentos de ausência.

Aos professores e funcionários da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, em especial aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, que tanto lutaram para que este sonho fosse possível.

Ao Prof. José Guilherme por toda a ajuda e interesse, e pelas palavras sempre otimistas nas horas mais difíceis.

Aos amigos e companheiros da graduação da UERJ, que fizeram e sempre farão parte da minha vida.

Aos amigos Antônio Vicente, Paulo, Rodrigo, Michelle, Allan, Maydane e Márcio, pelos momentos em que passamos juntos nos fortalecendo, quando tudo era novo e as dificuldades eram tantas.

A FAPERJ - Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro pelo apoio financeiro.

Resumo

FIGUEIREDO, Fábio Pereira. **Estudo do comportamento dinâmico de passarelas devido ao caminhar de pedestres**. 2005. 122 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2005.

Atualmente têm sido projetadas passarelas cada vez mais esbeltas devido ao avanço da tecnologia e das pesquisas científicas na área de desenvolvimento de novos materiais. Uma consequência direta disso é o aumento considerável de problemas de vibração. No caso particular de passarelas, este fenômeno ocorre quando a frequência fundamental da estrutura é igual ou se aproxima da frequência do passo do pedestre. Atividades como caminhar, correr ou pular produzem excitações dinâmicas. Essas forças dinâmicas, em determinados casos, podem vir a produzir níveis de vibração elevados e, por conseguinte, perturbar ou até mesmo alarmar as pessoas que estiverem utilizando a estrutura. Como o propósito primário das passarelas é o transporte de pedestres, as mesmas precisam estar seguras e apresentar um comportamento que não ofereça desconforto aos usuários. Assim sendo, o presente estudo foi desenvolvido de forma a dar uma contribuição no que tange a avaliação da resposta dinâmica de passarelas de pedestre, principalmente, no que se refere ao conforto humano. Para tal, são desenvolvidos diversos modelos de carregamento de forma a representar a travessia de pedestres sobre a estrutura. A análise em questão considera, inclusive, um modelo mais realista de carregamento desenvolvido para incorporar o impacto transiente do calcanhar devido ao caminhar humano. Neste modelo de carregamento, o movimento de pernas que causa a subida e descida da massa efetiva do corpo em cada passo foi considerado e a posição do carregamento dinâmico foi alterada de acordo com a posição do indivíduo, assim a função de tempo, correspondente a excitação induzida pela caminhada, teve uma variação espacial e temporal. A análise de diversos projetos distintos de passarelas foi realizada em um extenso estudo de casos, onde foram investigadas as respostas dinâmicas dessas estruturas. Em uma fase subsequente, características estruturais e dinâmicas foram avaliadas através de um estudo paramétrico. Os resultados obtidos, em termos das acelerações verticais de pico e rms (*root mean square*), foram comparados com critérios de projeto. Através dos resultados analíticos e numéricos alcançados foi possível demonstrar a importância da modelagem do carregamento gerado durante uma caminhada e como esses resultados são fundamentais para uma boa avaliação da resposta dinâmica das estruturas. Os resultados obtidos ao longo do estudo indicam, claramente, que os projetistas estruturais devem ser alertados para distorções importantes que ocorrem quando as normas de projeto são utilizadas sem o devido cuidado. Um outro aspecto importante diz respeito ao fato de que em diversas passarelas analisadas observa-se que os critérios de conforto humano não são satisfeitos, demonstrando a importância da consideração dos efeitos dinâmicos provenientes dos seres humanos na análise desse tipo de problema.

Palavras chave: Vibrações, Passarelas, Análise Dinâmica, Estruturas de Aço, Pisos Mistos, Conforto Humano, Modelagem Computacional.

Abstract

Nowadays footbridges have been designed more and more slender due to the progress of the technology and researches of new materials. A direct consequence of that is the considerable increase of vibration problems. In the particular case of footbridges this phenomenon happens when the fundamental frequency of the structure is the same or near the frequency of the pedestrian's step. Human activities as walking, running or jumping produces dynamic forces and, as a consequence, a vibration response, that can disturb and alarm the people that are using the structure. As the primary purpose of the footbridges is the transport of pedestrians, they need to be safe and to present a behavior that doesn't offer discomfort to the users. In this case, the present study was developed to give a contribution to the evaluation of the dynamic response of pedestrian's footbridges, mainly, in terms of human comfort. Thus, several loading models are developed to represent the pedestrians walking on the structure. This study was carried out based on a more realistic loading model developed to incorporate the transient impact of the heel due to walking. In this loading model, the movement of legs that cause an ascent and descent of the effective mass of the human body in each passing was considered and the position of the dynamical loading is changed according to the individual position and the generated time function, corresponding to the excitation induced by people walking, has a space and time description. The analysis of several distinct projects from footbridges was accomplished in an extensive study of cases, where the dynamic responses of those structures were investigated. In a subsequent phase, structural characteristics and dynamics were evaluated through a parametric study. The obtained results, in terms of the vertical peak accelerations and rms accelerations were compared with designs criteria. Through the analytical and numerical results reached it was possible to demonstrate the importance of the modelling of the loading generated during a walking and as those results are fundamental for a good evaluation of the dynamic response of the structures. The results obtained along the study indicate, clearly, that the structural designers should be alerted for important distortions that it happen when the design codes are used without the due care. Another important aspect is the fact that in several analyzed footbridges is observed that the criteria of human comfort are not satisfied, demonstrating the importance of the dynamic effects due to the human activities in the analysis of this problem type.

Key-words: Vibration, Footbridges, Dynamic Analysis, Steel Structures, Composite Structures, Human Comfort, Computational Modeling.

Sumário

1. Introdução.....	1
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Estado da Arte.....	2
1.3. Objetivos e Motivação.....	5
1.4. Escopo do Trabalho.....	6
2. Vibração em Pisos Devido a Atividades Humanas.....	7
2.1. Introdução.....	7
2.2. Equação Diferencial do Movimento.....	7
2.3. Cargas Dinâmicas Induzidas por Atividades Humanas.....	9
2.3.1. Caminhar.....	10
2.3.2. Correr.....	15
2.3.3. Pular.....	16
3. Critérios de Normas de Projeto para o Conforto Humano.....	17
3.1. Introdução.....	17
3.2. Guia Prático - <i>Floor Vibration Due to Human Activity</i> – AISC [28].....	17
3.2.1. Critérios de Aceitação para o Conforto Humano.....	17
3.2.2. Frequência Natural de Sistemas Reticulados de Pisos em Aço.....	20
3.2.3. Projeto para Excitações Provocadas por Caminhadas.....	26
3.2.4. Implementação Computacional.....	29
3.3. Norma Britânica - <i>British Standard Institution</i> - BS 5400 [16] e Norma Canadense - <i>Ontario Highway Bridge Design Code</i> - ONT83 [19].....	30
3.4. Norma Internacional - <i>International Organization for Standardization</i> - ISO 2631/2 [22].....	31
3.5. Norma Brasileira – Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6118 [30].....	32
4. Modelagem Numérico-Computacional.....	34
4.1. Introdução.....	34
4.2. Modelo Estrutural.....	34
4.3. Modelo em Elementos Finitos.....	37
4.4. Desempenho Computacional.....	39
4.5. Análise Estática.....	40
4.6. Análise Dinâmica.....	40
4.6.1. Tipos de Análises.....	40
4.6.2. Modelos de Carregamento.....	41
4.7. Modelagem do Amortecimento.....	49
5. GFCD - Gerador de Funções de Carregamento Dinâmico.....	51
5.1. Introdução.....	51
5.2. Descrição Sumária do Aplicativo.....	51
6. Estudo de Casos.....	56
6.1. Introdução.....	56

6.2. Análise Estática	56
6.3. Análise de Autovalores e Autovetores	57
6.4. Análise Harmônica	69
6.5. Análise de Conforto Humano.....	72
6.5.1. Avaliação das Acelerações de Pico.....	75
6.5.2. Avaliação das Acelerações rms.....	79
7. Estudo Paramétrico	82
7.1. Introdução	82
7.2. Amortecimento	82
7.2.1. Análise de Autovalores e Autovetores	82
7.2.2. Análise Harmônica	83
7.2.3. Análise de Conforto Humano.....	83
7.3. Espessura de Laje	88
7.3.1. Análise de Autovalores e Autovetores.....	88
7.3.2. Análise de Conforto Humano.....	89
7.4. Inércia da Viga Principal.....	94
7.4.1. Análise de Autovalores e Autovetores	95
7.4.2. Análise de Conforto Humano.....	95
7.5. Vão.....	100
7.5.1. Análise de Autovalores e Autovetores.....	100
7.5.2. Análise de Conforto Humano.....	101
8. Considerações Finais	107
8.1. Introdução	107
8.2. Conclusões.....	107
8.3. Sugestões	110
Anexo A - Dimensionamento da passarela com vão de 27,5 m.....	116
A.1. Seção Transversal	116
A.2. Modelo Estrutural	116
A.3. Carregamentos	116
A.3.1. Permanente	116
A.3.2. Acidental.....	117
A.4. Dimensionamento das Vigas Principais	118
A.4.1. Propriedades do aço	118
A.4.2. Propriedades geométricas do perfil.....	118
A.4.3. Verificação da flexão.....	119
A.4.4. Flambagem local da alma (FLA)	120
A.4.5. Flambagem local da mesa (FLM).....	120
A.4.6. Flambagem Lateral com torção (FLT).....	121

Lista de Figuras

Figura 1.1 - Desabamento de uma passarela na Carolina do Norte/EUA	1
Figura 1.2 - Millennium Footbridge localizada em Londres sobre o Rio Tâmesa	2
Figura 2.1 – Sistema idealizado com um grau de liberdade: (a) Componentes básicos (b) Diagrama de corpo livre	8
Figura 2.2 - Geometria Simplificada de uma Passada [32]	11
Figura 2.3 - Força de contato de um passo e reação do piso [32]	12
Figura 2.4 - Amplitudes das componentes de Fourier para uma caminhada regular [33]	13
Figura 2.5 – Comparação entre a função proposta para o caminhar e os resultados obtidos por Ohlsson [26].....	15
Figura 2.6 - Força de excitação dinâmica descontínua	16
Figura 3.1 - Aceleração de pico recomendada para conforto humano em vibrações devidas a atividades humanas, ISO 2631/2 [22]	18
Figura 3.2 – Deflexão modal devido à flexão, Δ , para vigas contínuas sobre apoios.....	23
Figura 3.3 - Deflexão modal devido à flexão, Δ , para vigas contínuas com colunas.....	24
Figura 3.4 - Deflexão modal devido à flexão, Δ , para viga em balanço/vão anterior/colunas.....	25
Figura 3.5 – Tela do programa AISC	29
Figura 3.6 – Fator de resposta dinâmica ψ em função do vão e do amortecimento ζ	31
Figura 3.7 - Curva base de vibrações para acelerações verticais	32
Figura 4.1 – Seção transversal típica das passarelas.....	35
Figura 4.2 – Planta baixa típica do projeto das passarelas	35
Figura 4.3 – Elemento finito BEAM44 implementado no programa ANSYS [27].....	37
Figura 4.4 – Elemento finito SHELL63 implementado no programa ANSYS [27].....	38
Figura 4.5 – Modelo de elementos finitos	38
Figura 4.6 – Carga aplicada no ponto de maior amplitude modal	41
Figura 4.7 – Função de carregamento dinâmico para uma pessoa caminhando a 2 Hz.....	42
Figura 4.8 – Espectro de frequência da força para um harmônico.....	42
Figura 4.9 - Função de carregamento dinâmico para uma pessoa caminhando a 2 Hz.....	44
Figura 4.10 – Espectro de frequência da força para todos os harmônicos	44
Figura 4.11 – Representação da carga durante a caminhada conforme modelo III	45
Figura 4.12 – Pedestre caminhando sobre a passarela.....	46
Figura 4.13 – Função de carregamento dinâmico para uma pessoa caminhando a 2 Hz.....	48
Figura 4.14 – Variação da taxa de amortecimento em função das frequências naturais	50
Figura 5.1 – Janela inicial do aplicativo	51
Figura 5.2 – Tela principal do GFCD	52
Figura 5.3 – Menu Arquivo.....	52
Figura 5.4 – Janela de tempo de contato da carga	53
Figura 5.5 – Janela de aviso gerado pelo GFCD	54
Figura 5.6 – Visualização do resultado obtidos pelo GFCD	54

Figura 6.1 - Modos de vibração da passarela com vão de 10,0 m.....	58
Figura 6.2 - Modos de vibração da passarela com vão de 12,5 m.....	59
Figura 6.3 - Modos de vibração da passarela com vão de 15,0 m.....	60
Figura 6.4 - Modos de vibração da passarela com vão de 17,5 m.....	61
Figura 6.5 - Modos de vibração da passarela com vão de 20,0 m.....	62
Figura 6.6 - Modos de vibração da passarela com vão de 22,5 m.....	63
Figura 6.7 - Modos de vibração da passarela com vão de 25,0 m.....	64
Figura 6.8 - Modos de vibração da passarela com vão de 27,5 m.....	65
Figura 6.9 - Modos de vibração da passarela com vão de 30,0 m.....	66
Figura 6.10 - Modos de vibração da passarela com vão de 32,5 m.....	67
Figura 6.11 - Modos de vibração da passarela com vão de 35,0 m.....	68
Figura 6.12 – Equações das freqüências fundamentais	69
Figura 6.13 – Fatores de amplificação dinâmica em função de β	71
Figura 6.14 - Histórico dos deslocamentos e acelerações no tempo da passarela de 27,5 m	74
Figura 6.15 – Acelerações verticais de pico em função do vão principal das passarelas	77
Figura 6.16 – Acelerações verticais rms em função dos vãos	81
Figura 7.1 – Gráfico do fator de amplificação dinâmica (FAD).....	83
Figura 7.2 – Variação da aceleração vertical de pico em função do amortecimento.....	86
Figura 7.3 – Variação da aceleração vertical rms em função do amortecimento	88
Figura 7.4 – Variação das freqüências naturais em função da espessura da laje.....	89
Figura 7.5 – Variação da aceleração vertical de pico em função da espessura de laje	91
Figura 7.6 - Variação da aceleração vertical rms em função da espessura de laje.....	94
Figura 7.7 - Variação das freqüências naturais em função da inércia da viga principal	95
Figura 7.8 - Variação da aceleração vertical de pico em função da inércia das vigas	98
Figura 7.9 - Variação da aceleração vertical rms em função da inércia das vigas	100
Figura 7.10 - Variação das freqüências naturais em função do vão.....	101
Figura 7.11 - Variação da aceleração vertical de pico em função do vão	104
Figura 7.12 - Variação da aceleração rms em função do vão	106
Figura A.1 – Seção transversal.....	116
Figura A.2 – Modelo Estrutural	116
Figura A.3 – Resumo do carregamento permanente	117
Figura A.4 – Diagrama de momentos devido ao carregamento permanente	117
Figura A.5 – Resumo do carregamento acidental.....	117
Figura A.6 – Diagrama de momentos devida ao carregamento acidental.....	117

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 - Freqüências da excitação, f_p , e coeficientes dinâmicos, α_i , associados às atividades humanas, Murray et al [28]	19
Tabela 3.2 – Valores recomendados para os parâmetros P_0 , β e limites para a_0/g	26
Tabela 3.3 – Freqüência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas	33
Tabela 4.1 - Dimensões dos perfis metálicos do tipo “I”	36
Tabela 4.2 - Dimensões do perfil metálico das transversinas	36
Tabela 4.3 – Nós e elementos empregados nos modelos computacionais.....	39
Tabela 4.4 – Parâmetros utilizados para obtenção da função de carregamento.....	43
Tabela 4.5 – Características da caminha humana, [12]	45
Tabela 4.6 – Resumo dos modelos de carregamento.....	48
Tabela 5.1 - Coeficientes da série de Fourier para cargas dinâmicas propostos por vários autores e implementados no programa	55
Tabela 6.1 – Deslocamentos máximos	56
Tabela 6.2 – Freqüências Fundamentais	57
Tabela 6.3 – Parâmetros utilizados na análise de conforto humano das passarelas	73
Tabela 6.4 – Acelerações verticais de pico calculadas	76
Tabela 6.5 – Acelerações limites propostas pelos critérios de normas de projeto	78
Tabela 6.6 – Acelerações verticais rms calculadas e acelerações limites	80
Tabela 7.1 – Variação dos coeficientes a_0 e a_1	84
Tabela 7.2 – Acelerações verticais de pico	85
Tabela 7.3 – Valores das acelerações verticais rms	87
Tabela 7.4 – Parâmetros utilizados na análise de conforto humano	90
Tabela 7.5 - Valores das acelerações verticais de pico	90
Tabela 7.6 – Valores das acelerações verticais rms	93
Tabela 7.7 – Características geométricas dos perfis das vigas principais	94
Tabela 7.8 - Parâmetros utilizados na análise de conforto humano.....	96
Tabela 7.9 - Valores das acelerações verticais de pico	97
Tabela 7.10 - Valores das acelerações verticais rms.....	99
Tabela 7.11 - Parâmetros utilizados na análise de conforto humano.....	101
Tabela 7.12 - Valores das acelerações verticais de pico	103
Tabela 7.13 - Valores das acelerações verticais rms	105

Lista de Símbolos

a_0	parâmetro de amortecimento proporcional a matriz de massa
a_1	parâmetro de amortecimento proporcional a matriz de rigidez
a/g	razão entre a aceleração do piso e a aceleração da gravidade
a_0/g	pico de aceleração limite
a_p/g	pico de aceleração estimado
a_{lim}	aceleração limite
B_g	largura efetiva da viga principal
B_j	largura efetiva da viga secundária ou treliça
C	matriz de amortecimento do sistema
C_g	fator para cálculo da largura efetiva da viga principal
C_j	fator para cálculo da largura efetiva da viga secundária ou treliça
C_m	coeficiente igual 0,81 para massa distribuída e 1,06 para massa concentrada na extremidade da viga em balanço
d_e	espessura efetiva da laje de concreto
D_g	momento de inércia transformado da viga principal por unidade de largura
D_j	momento de inércia transformado da viga secundária ou treliça por unidade de largura
D_s	momento de inércia transformado da laje por unidade de comprimento
E_c	modulo de elasticidade do concreto
EI	rigidez a flexão por unidade de comprimento da viga
EI_l	rigidez a flexão por unidade de comprimento da laje
E_s	modulo de elasticidade do aço
f_{crit}	freqüência critica
f_g	freqüência correspondente ao modo do painel da viga principal
f_j	freqüência correspondente ao modo do painel da viga de piso
f_{mi}	fator de majoração do impacto do calcanhar
f_n	freqüência natural do piso
f_p	freqüência do passo da atividade
$f(t)$	força externa aplicada
F_m	valor máximo da série de fourier
F(t)	vetor de forças nodais equivalente
FAD	fator de amplificação dinâmico
G	aceleração da gravidade
I	múltiplo harmônico (1, 2, 3...)

I	momento de inércia
I_c	inércia da coluna
I_g	inércia transformada das vigas principais
I_j	inércia transformada das vigas secundaria ou treliça
I_m	momento de inércia das vigas no vão principal
I_s	momento de inércia das vigas no vão adjacente
I_t	momento de inércia transformado
K	rigidez do corpo
k_m	relação entre inércia e tamanho do vão principal
k_s	relação entre inércia e o tamanho do vão adjacente
K	rigidez do sistema
K_L	paramtreo de rigidez da laje
K_p	relação $p(t)_{max}/p$
L	vão do membro.
L_c	comprimento da coluna
L_e	vão efetivo do elemento
L_g	vão da viga principal
L_j	vão da viga secundaria ou treliça
L_M	Comprimento do vão principal
L_S	comprimento do vão adjacente
m	massa do corpo
M	matriz de massa do sistema
n_c	coeficiente igual a 2 se as colunas estiverem situadas acima e abaixo e 1 se as colunas estiverem situadas só acima ou só abaixo do piso
nh	número de harmônicos
$p(t)_{max}$	maior amplitude da função senoida
P	peso da pessoa
P_0	força constante igual a 0,29kn para pisos e 0,41kn para passarelas)
R	fator de redução
S	espaçamento efetivo entre vigas
t	Tempo
t_a	duração de aplicação da força quando uma pessoa corre
T_p	período do passo
v	deslocamento do corpo
\dot{v}	velocidade do corpo
\ddot{v}	aceleração do corpo

\bar{v}	amplitude no modo discreto de oscilação
$\mathbf{v}(t)$	vetor de deslocamento
$\dot{\mathbf{v}}(t)$	vetor de velocidade
$\ddot{\mathbf{v}}(t)$	vetor de aceleração
w	massa uniformemente distribuída por unidade de comprimento
W	peso efetivo do piso
W_g	peso efetivo das vigas principais
W_j	peso efetivo das vigas secundarias ou treliça
y	deflexão no meio do vão devido a uma força de 700 N
α_i	coeficiente dinâmico para força harmônica
β	coeficiente de amortecimento modal
Δ	deflexão no meio do vão do membro devido ao peso suportado
Δ_c	encurtamento axial da coluna devido ao peso suportado.
Δ_f	deflexão devido à flexão de uma viga em balanço devido ao peso suportado
Δ_g	deflexão da viga principal devido ao peso suportado
Δ'_g	redução da deflexão da viga principal
Δ_j	deflexão da viga secundaria ou treliça devido ao peso suportado
Δ_{ss}	deflexão da viga simplesmente apoiada devido ao peso suportado
Δt	intervalo de tempo
λ	$(I_s/I_m)^2$
ψ	fator de reposta dinâmica
Φ_i	ângulo de fase para o harmônico
ξ_i	taxa de amortecimento do modo i
ω	freqüência natural de vibração
ω_{0i}	freqüência natural circular do modo i
ω_i^2	freqüência natural do <i>enésimo</i> modo

Lista de Abreviaturas

AISC	American Institute of Steel Construction
ANSI	American National Standards Institute
ASA	American Standards Association
BSI	British Standards Institution
CEB	Comitê Euro-International du Béton
COPPE	Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia
GFCD	Gerador de Função de Carregamento Dinâmico
ISO	International Organization for Standardization
NBR	Norma Brasileira
OHBDC	Ontario Highway Bridge Design Code
SCI	Steel Construction Institute

Quero que se saiba que o pouco que aprendi até agora não é quase nada em comparação com o que ignoro, e que não desanimo de poder aprender. (...)

René Descartes

1. Introdução

1.1. Generalidades

Inúmeros casos de problemas devido à vibração excessiva têm sido constatados ao longo dos anos em diversas partes do mundo. Um exemplo desse fato é o desabamento que ocorreu em uma Passarela na Carolina do Norte/EUA durante a saída de uma multidão em um evento esportivo deixando mais de 100 pessoas feridas [1]. A Figura 1.1 ilustra um instante logo após o desabamento da passarela.



Figura 1.1 - Desabamento de uma passarela na Carolina do Norte/EUA

Podemos citar também o problema ocorrido com a *Millennium Footbridge*, passarela metálica construída sobre o Rio Tâmis em Londres para marcar a entrada do novo milênio. Quando a passarela foi inaugurada em Junho de 2000, percebeu-se que a estrutura possuía oscilações laterais com amplitudes consideráveis, devido à ação de pessoas se movimentando sobre a mesma.

Fotos mostram que as amplitudes foram da ordem de 75 mm com freqüências na faixa de 0,8 a 1,0 Hz, obrigando as autoridades a fecharem a passarela três dias após sua inauguração para que medidas corretivas fossem adotadas, conforme citado por Newland [2]. A Figura 1.2 ilustra essa estrutura.

Esses exemplos demonstram que a obtenção das cargas geradas devido ao caminhar de pedestres é de extrema importância, assim como, a necessidade de se

considerar nos projetos desse tipo de estrutura, os efeitos dinâmicos gerados por essas ações.



Figura 1.2 - Millennium Footbridge localizada em Londres sobre o Rio Tâmsa

1.2. Estado da Arte

Como o propósito primário de passarelas é o transporte de pedestres, as mesmas precisam estar seguras e apresentar um comportamento que não ofereça desconforto aos usuários. Caminhar, correr ou pular produz forças dinâmicas e, como consequência, níveis de vibração que podem vir a perturbar ou mesmo alarmar as pessoas que estiverem utilizando a estrutura.

A preocupação com os efeitos da carga dinâmica em estruturas não é algo recente. Desde o final do século XIX estudos sobre as cargas geradas por atividades humanas são conduzidos. O primeiro critério de rigidez conhecido surgiu a cerca de 170 anos atrás. Tredgold [3] relata em seus trabalhos que vigas com vãos grandes deveriam ser “feitas com altura suficiente para evitar o inconveniente de serem capazes de se mover junto com a estrutura”.

A rigidez foi levada em consideração por muitos anos, em projetos de estruturas de pisos, usando critérios datados da época de Tredgold [3]. Um critério tradicional usado para construções residenciais de madeira é limitar a deflexão a vão/360, para tensões de 2 kPa. A norma americana, *American Institute of Steel Construction Allowable Stress Design Specification*, AISC, [4] limita a deflexão de vigas principais e secundárias submetidas a

cargas móveis a vão/360, uma limitação amplamente utilizada em sistemas de pisos em aço na tentativa de controlar as vibrações. Um critério de rigidez melhor, que pode ser aplicado a todos os tipos de estruturas de pisos, é limitar a deflexão devido a uma carga concentrada de 1 kN a 1 mm. O fenômeno físico da ressonância, entretanto, foi ignorado em projetos de pisos e passarelas até recentemente.

No século XX, Tilden [5], realizou vários estudos sobre atividades humanas em uma plataforma e constatou que os movimentos de multidões podiam ser sincronizados ou aleatórios, e que a sincronia perfeita entre os indivíduos era algo impossível de se atingir.

Na década de 20, várias arquibancadas de estádios ruíram devido a atividades humanas. Com isso houve uma maior preocupação com a segurança dessas estruturas, sendo então solicitado a ASA, *American Standards Association* (atual ANSI, *American National Standards Institute*), que fosse criado um comitê para padronização dessas estruturas. Em 1950, alguns anos após a criação desse comitê, houve uma revisão dessas recomendações, devido a vários acidentes que ainda ocorriam, porém as cargas prescritas se mantiveram.

No início dos anos 30, Reither e Meister [6], submeteram um grupo de pessoas em pé a vibrações permanentes com frequências de 5 a 100 Hz e amplitudes de 0,01 a 10 mm, e anotaram reações na faixa de “raramente perceptível” a “intolerável”.

Na década de 60, surgiram problemas com vibrações induzidas por pessoas caminhando nos pisos que satisfiziam o critério tradicional de rigidez. Em 1966, Lenzen [7], determinou que amortecimento e massa, e não mais rigidez, são os fatores mais importantes na prevenção de vibrações de pisos causados por atividades humanas. Após estudar um certo número de sistemas de pisos composto por vigas de aço e lajes de concreto, Lenzen [7], sugeriu que a escala original de Reither-Meister somente fosse aplicável a sistemas de pisos com amortecimento crítico menor que 5% se a amplitude da escala fosse aumentada por um fator de 10. Entretanto, Lenzen [7] não sugeriu limites na frequência ou amplitude para assegurar a aceitabilidade dos pisos.

Em 1966, Leonard [8] realizou experimentos em uma passarela, simulando a caminhada por meio de um aparelho de vibração, a fim de determinar os limites de desconforto para uma caminhada.

Em 1969, Smith [9], conduziu testes em uma plataforma flexível promovendo oscilações por meio de pedestres cruzando a plataforma, com largura suficiente para causar desconforto ao pedestre.

A partir da década de 70, baseados nos resultados dos ensaios de plataforma instrumentada, Ohlsson [10], Allen, Rainer e Pernica [11], Bachmann e Ammann [12], entre outros, descreveram a função representativa do carregamento gerado por atividades humanas como uma série de Fourier, composta por uma parcela estática correspondente ao

peso da pessoa, mais uma parcela devida à carga dinâmica associada à natureza da atividade.

Em 1975, Murray [13], após testar e analisar vários sistemas de pisos com vigas de aço e lajes em concreto, sugere que sistemas com amortecimento crítico na faixa de 4% a 10% que estiverem situados acima da linha média da região “Claramente perceptível” na escala modificada de Reither-Meister, irão gerar queixas dos ocupantes, e sistemas na faixa “Fortemente perceptível” serão inaceitáveis para ocupantes e proprietários.

Em 1976, Allen e Rainer [14], desenvolveram um critério de projeto simples, baseado na resposta do impacto do calcanhar, para levar o amortecimento e a massa em consideração. Este critério foi introduzido no apêndice do *Canadian Design Standard for Steel Structures* [15].

A norma britânica, *BSI British Standard*, BS 5400 [16], foi uma das primeiras a discutir o problema de vibrações em passarelas, a mais de 25 anos atrás e suas recomendações serviram de base para inúmeros outros códigos desenvolvidos pelo mundo. Os limites de aceitabilidade adotados no BS 5400 [16] foram propostos por Blanchard et al. [17], baseado no trabalho de Leonard [8] e Smith [9].

Em 1981, Murray [18], recomendou um critério de projeto baseado nos dados de ensaios de 91 pisos medidos. Mais recentemente, um critério para passarelas foi introduzido no *BSI British Standard*, BS 5400 [16], e no *Ontario Highway Bridge Design Code*, ONT83 [19], baseados na resposta da ressonância a uma força senoidal.

Em 1984, Ellingwood e Tallin [20], recomendaram um critério para projetos de pisos comerciais baseado na aceleração limite de 0,5%g e na excitação da caminhada. O critério é satisfeito se a máxima deflexão devido a uma carga concentrada de 2 kN em qualquer ponto do piso não exceder 0,5 mm correspondente à uma rigidez de 4 kN/mm.

A resposta para carregamentos dinâmicos depende de fatores como rigidez e amortecimento e da relação entre a frequência da excitação e a frequência natural. Para reduzir a probabilidade de comportamentos prováveis, Tilly et al [21], em 1984, sugeriram valores limites para esses fatores baseados em testes realizados em diversas passarelas.

Em 1989, o código *International Organization for Standardization*, ISO 2631/2 [22], foi escrito para cobrir muitos ambientes vibracionais. A ISO 2631/2 [22] fornece limites de aceleração para vibrações mecânicas em função do tempo de exposição e da frequência, para as direções longitudinais e transversais de uma pessoa em pé, sentada ou deitada.

Emrahimpur e Sack [23], em 1993, argumentaram que as pessoas podiam ser modeladas como cargas pontuais variantes no tempo, e que as respostas dinâmicas da estrutura podiam ser obtidas simulando-se aleatoriamente essas cargas no tempo e no espaço. Entretanto, esse procedimento segundo Emrahimpur e Sack [23], seria oneroso e

consumiria um tempo elevado para a realização das simulações dinâmicas. Com isso os autores propuseram que a carga fosse distribuída uniformemente na área ocupada.

Em 1996, Eriksson [24], também sugeriu que a carga humana fosse considerada como estacionária no espaço, devido à complexidade de se realizar a distribuição espacial das pessoas que produzem cargas dinâmicas na estrutura e devido à falta de estudos sobre o tema.

Em 2001, Miyamori, Obata, Hayashikawa et al [25], para tentar incluir as propriedades dinâmicas do corpo humano tais como massa e rigidez, apresentaram um modelo que acopla as equações dinâmicas do corpo humano, dividido em cabeça, partes superior e inferior do corpo, com as equações de movimento da estrutura. O modelo também considera o movimento vertical do corpo humano.

Em 2004, Varela [26], propôs um modelo matemático para representação do caminhar humano que inclui em sua formulação, o pico transiente representativo do impacto do calcanhar no piso.

1.3. Objetivos e Motivação

O objetivo deste trabalho é o estudo do comportamento dinâmico de passarelas devido ao caminhar de pedestres por meio do emprego de técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos com a utilização do programa ANSYS [27]. Os resultados obtidos ao longo do estudo serão comparados com aqueles fornecidos por critérios de normas de projeto [16,19,22,28,29,30].

Este estudo foi realizado com base em modelos de carregamentos mais realistas desenvolvidos para incorporar os efeitos dinâmicos induzidos por pessoas caminhando durante a investigação da resposta dinâmica.

Este trabalho foi dividido em duas fases distintas. Em uma primeira etapa foram realizadas análises do comportamento dinâmico para diversos projetos de passarelas constituídas de seção transversal do tipo mista (aço/concreto), e em uma segunda etapa efetuou-se um estudo paramétrico de uma única passarela constituída de seção transversal do tipo mista.

As metodologias de análise desenvolvidas são descritas e discutidas em detalhe. Baseado nesses estudos, as respostas dinâmicas das passarelas em termos das acelerações de pico e da raiz quadrada do erro quadrático médio, rms (*root mean square*), obtidas são comparados com os limites propostos pelos critérios de projeto [16,19,22,28,29,30], a fim de fornecer uma avaliação mais realista para vibrações desse tipo de estrutura.

1.4. Escopo do Trabalho

Inicia-se no capítulo 2, a discussão do problema de vibrações em pisos devido a atividades humanas como: caminhar, correr e pular, apresentado-se ainda um breve resumo da equação do movimento que rege o problema dinâmico.

No capítulo 3, é apresentado um resumo de alguns critérios de projeto de normas para conforto humano, para passarelas de pedestres. Um programa para avaliação de passarelas quanto ao conforto humano, baseado no procedimento simplificado do *American Institute of Steel Construction*, AISC, também é mostrado neste capítulo.

O capítulo 4 explica os modelos de carregamentos dinâmicos e a metodologia adotada para aplicação desses modelos, bem como, os tipos de análises realizadas ao longo desta dissertação, os modelos estruturais e de elementos finitos utilizados na investigação das respostas dinâmicas.

No capítulo 5 apresentou-se o programa GFCD – Gerador de Função de Carregamento Dinâmico, desenvolvido para automação do processo de obtenção das centenas de funções de carregamento utilizadas.

No capítulo 6 são apresentados os resultados das análises de autovalores e autovetores, harmônicas e de conforto humano em termos de acelerações de pico e rms (*root mean square*), raiz quadrada do erro quadrático médio, para diversas passarelas.

O capítulo 7 contém um estudo paramétrico, onde características dinâmicas e estruturais como: taxa de amortecimento, espessura de laje, variação do perfil e vão das passarelas, foram alteradas. Com isso foi possível estudar a influência desses parâmetros sobre a resposta dinâmica.

Finalmente, no capítulo 8, são apresentadas as considerações finais e algumas sugestões para trabalhos futuros de forma a contribuir para o avanço desta linha de pesquisa.

2. Vibração em Pisos Devido a Atividades Humanas

2.1. Introdução

Neste capítulo será discutido o problema de vibrações em pisos devido a atividades humanas como: caminhar, correr e pular. Será apresentado ainda um breve resumo da equação do movimento que rege o problema dinâmico.

2.2. Equação Diferencial do Movimento

A equação do movimento para qualquer sistema dinâmico tem como base a segunda lei de Newton. Essa relação pode ser expressa matematicamente com a seguinte equação diferencial:

$$f(t) = \frac{d}{dt} \left(m \frac{dv}{dt} \right) \quad (2.1)$$

onde $f(t)$ é a resultante das forças aplicadas num corpo de massa m e é proporcional à taxa de variação no tempo da quantidade de movimento do corpo. Para a maioria dos problemas em dinâmica assume-se que a massa não varia com o tempo, e a Equação (2.1) pode ser reescrita:

$$f(t) = m \frac{d^2v}{dt^2} \equiv m\ddot{v}(t) \quad (2.2)$$

A conhecida Equação (2.2) que expressa que a força é igual ao produto da massa pela aceleração, pode agora ser escrita como:

$$f(t) - m\ddot{v}(t) = 0 \quad (2.3)$$

Neste caso o segundo termo $m\ddot{v}(t)$ é chamado de força de inércia desenvolvida pela massa m , proporcional à aceleração e no sentido contrário a ela.

Outras forças importantes na análise dinâmica são as forças elásticas, que dependem da rigidez e são proporcionais aos deslocamentos, e as forças de

amortecimento, de caráter não conservativo, as quais promovem a dissipação da energia do sistema mecânico.

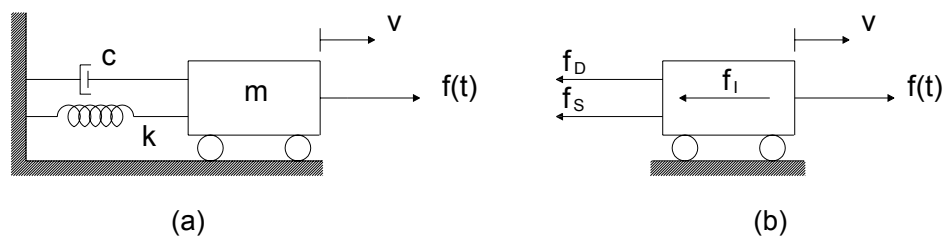


Figura 2.1 – Sistema idealizado com um grau de liberdade: (a) Componentes básicos (b) Diagrama de corpo livre

A equação do movimento para o sistema da Figura 2.1(a) pode ser formulada diretamente pelo equilíbrio direto das forças atuantes na massa ou pelo princípio D'Alembert. Como mostrado na Figura 2.1(b), as forças atuantes são: a força aplicada $f(t)$ e três forças resultantes do movimento, inércia f_i , amortecimento f_D e a força elástica f_S . A equação do movimento então é meramente uma expressão do equilíbrio dessas forças, isto é:

$$m\ddot{v} + c\dot{v} + kv = f(t) \quad (2.4)$$

onde m , c e k são a massa, o amortecimento e a rigidez do corpo, respectivamente; \ddot{v} , \dot{v} e v são a aceleração, a velocidade e o deslocamento do corpo, respectivamente e $f(t)$ é a força externa aplicada.

A análise de vibração livre constitui uma etapa muito importante, pois é através dela que podemos conhecer as frequências fundamentais e os modos de vibração. Para um sistema não amortecido a Equação (2.4) torna-se:

$$m\ddot{v} + kv = 0 \quad (2.5)$$

A solução da Equação (2.5) é dada por:

$$v = \bar{v} \cos \omega_0 t \quad (2.6)$$

onde ω_0 é a frequência natural de vibração e \bar{v} é a amplitude no modo discreto de oscilação. Substituindo-se a Equação (2.6) na Equação (2.5), chega-se ao problema de autovalor, logo:

$$|k - \omega_0^2 m| \bar{v} = 0 \quad (2.7)$$

Que para a solução não trivial ($\bar{v} \neq 0$) resulta na equação característica.

$$|k - \omega_0^2 m| = 0$$

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.8)$$

As equações anteriores foram deduzidas para sistemas com um grau de liberdade, como o mostrado na Figura 2.1, para sistemas com vários graus de liberdade as Equação (2.4) e ((2.8)) são:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{v}}(\mathbf{t}) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{v}}(\mathbf{t}) + \mathbf{K}\mathbf{v}(\mathbf{t}) = \mathbf{F}(\mathbf{t}) \quad (2.9)$$

onde \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez dos modelos em análise respectivamente; $\ddot{\mathbf{v}}(\mathbf{t})$, $\dot{\mathbf{v}}(\mathbf{t})$ e $\mathbf{v}(\mathbf{t})$ são os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento, respectivamente e $\mathbf{F}(\mathbf{t})$ é o vetor de forças nodais equivalentes.

$$|\mathbf{K} - \omega_i^2 \mathbf{M}| = 0 \quad (2.10)$$

onde ω_i^2 é a frequência natural do *enésimo* modo

2.3. Cargas Dinâmicas Induzidas por Atividades Humanas

Este tipo de ação dinâmica se faz presente basicamente em estruturas referentes a passarelas de pedestres, ginásios esportivos, pisos submetidos a atividades humanas, tais como: dança, aulas de ginástica aeróbica, shows de rock, concerto, etc.

Algumas considerações de caráter experimental devem ser levadas em conta na análise de estruturas submetidas a excitações dinâmicas induzidas pelo homem. Uma das dificuldades de se proceder à análise de pisos com carregamento de multidão diz respeito em como levar em conta a massa das pessoas, já que esta controla características importantes do sistema estrutural, tais como a frequência fundamental, e como

conseqüência modifica a resposta dinâmica da estrutura quando esta é submetida a qualquer tipo de carregamento.

Um critério geralmente adotado é o de se considerar a multidão como uma massa adicionada à massa da estrutura, o que implica em um aumento de massa e redução da frequência fundamental. Entretanto, algumas considerações baseadas no fenômeno físico associado ao problema sugerem que as pessoas deveriam ser rigorosamente modeladas como sistemas adicionais massa-mola-amortecedor, Ellis & Ji [31].

Com base em diversos trabalhos técnicos publicados sobre o assunto em questão, pode-se verificar que no caso de pessoas pulando com os dois pés simultaneamente, ou durante atividades em que o contato destas com a estrutura seja relativamente curto, tem-se que a massa das pessoas não está vibrando junto com a massa do sistema estrutural e o envolvimento humano, nestes casos, ocorre apenas como carregamento e não associado à inclusão de massa adicional ao sistema. Tal conclusão foi obtida com base em ensaios experimentais, onde foi observado que as características dinâmicas do sistema em estudo (viga simplesmente apoiada com 3,0m de vão), tais como frequência e amortecimento, não foram sensivelmente modificadas pela presença das pessoas, Ellis & Ji [31].

Deve-se ressaltar também, que as ações dinâmicas induzidas pelos seres humanos podem ser de natureza periódica ou transiente. Basicamente, as cargas dinâmicas periódicas são caracterizadas por excitações repetidas ao longo do tempo, tais como o caminhar, correr, pular, etc. No que tange às cargas dinâmicas transientes, estas são causadas por um movimento único representado por um carregamento impulsivo sobre um determinado elemento estrutural, como no caso de plataformas de mergulho em piscinas.

Um outro fato importante associado a esse tipo de carregamento se refere ao contato da pessoa com o sistema estrutural. Este contato pode ser contínuo ou não, existindo, ainda, a influência da rugosidade da superfície, do tipo de calçado da pessoa, além do sexo, peso, etc. Finalmente, pode-se citar também, o número de pessoas a realizar um determinado tipo de ação sobre o sistema estrutural, ou seja, o efeito de grupo. Percebe-se, claramente, que são inúmeros os fatores que contribuem para a vibração de pisos de edificações quando estes se encontram submetidos à ação humana, Ellis & Ji [31].

2.3.1. Caminhar

A caminhada é sem dúvida o tipo de excitação mais comum em sistemas de pisos. A geometria do corpo humano andando é, em uma primeira aproximação, um movimento organizado de pernas que necessariamente causa a subida e a descida da massa do corpo em cada passada, conforme mostrado na Figura 2.2.

Este movimento de subida e descida é de aproximadamente 50 mm, de pico a pico, mas é sensível ao ângulo das pernas completamente esticadas, e deste modo à extensão no qual o pedestre está forçando o passo.

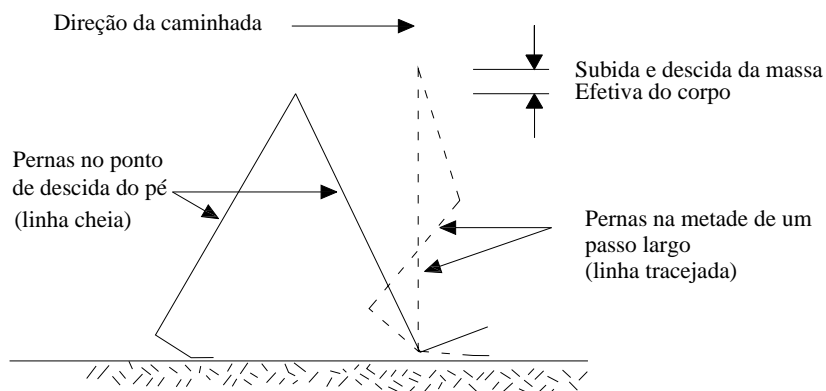


Figura 2.2 - Geometria Simplificada de uma Passada [32]

As acelerações verticais da massa do corpo são necessariamente associadas com as reações no piso, e elas são aproximadamente periódicas, na frequência do passo. A flutuação pode ser resolvida como uma série de componentes senoidais (série de Fourier) e o termo fundamental corresponde muito bem com a simplificação da Figura 2.2, resultando uma amplitude de força entre 100 N e 300 N.

A frequência do passo durante a caminhada pode variar entre 1,4 Hz e 2,5 Hz, e a amplitude da força tendendo a aumentar severamente com o aumento da frequência, Wyatt [32]. Entretanto passos numa caminhada no interior de edificações estão mais comumente perto do início da faixa, em torno de 1,6 Hz. A norma britânica, *BSI British Standard*, BS 5400 [16], sugere uma amplitude de força de 180 N para projetos de passarelas.

A Figura 2.3, mostra que o passo é definido como o intervalo entre os contatos consecutivos dos dois pés no piso. Considera-se que a força de reação do piso, que é a soma das forças aplicadas pelos dois pés no sistema estrutural no intervalo de um passo, é uma aproximação satisfatória da força de um passo. Isto porque, a distância entre os pés em um passo é muito pequena em relação ao tamanho de uma laje de piso que pode apresentar vibrações excessivas ao caminhar de pessoas.

A caminhada é um carregamento um pouco mais complicado que os outros por causa da variação da posição do carregamento em cada passo. Em alguns casos a força aplicada é senoidal ou próxima disso.

No geral, uma força repetitiva pode ser representada por uma combinação de forças senoidais cujas frequências são múltiplos ou harmônicos da frequência básica da força repetitiva, por exemplo, a frequência do passo, f_p , das atividades humanas. Esse

carregamento é produzido pelos dois pés, como uma função da parcela estática associada com o peso do indivíduo e três ou quatro componentes harmônicas do carregamento. Esses harmônicos surgem devido à interação entre a carga crescente representada por um pé e pelo simultâneo descarregamento do outro pé.

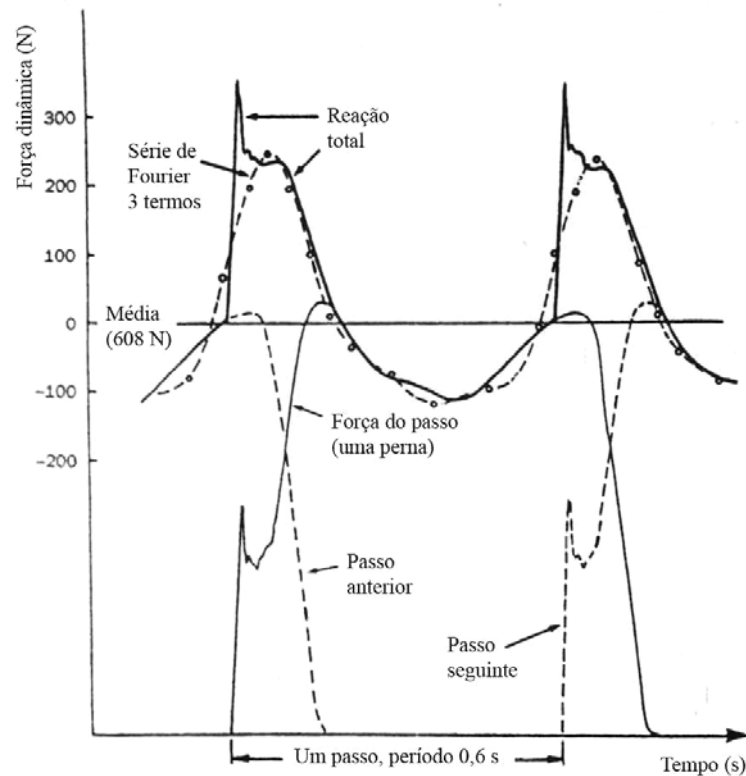


Figura 2.3 - Força de contato de um passo e reação do piso [32]

A força $F(t)$ na Equação (2.9) pode, portanto, ser representada no tempo pela série de Fourier.

$$F(t) = P \cdot \left[1 + \sum \alpha_i \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_p \cdot t + \phi_i) \right] \quad (2.11)$$

onde P é o peso de uma pessoa, igual a 700 N [28]; α_i é o coeficiente dinâmico para força harmônica; i é o múltiplo harmônico (1, 2, 3...); f_p é a frequência do passo da atividade; t é o tempo e ϕ_i é o ângulo de fase para o harmônico.

Como regra geral, a magnitude do coeficiente dinâmico diminui com o aumento do harmônico, por exemplo, os coeficientes dinâmicos associados com os quatro primeiros harmônicos da caminhada são $\alpha_1 = 0,5$, $\alpha_2 = 0,2$, $\alpha_3 = 0,1$ e $\alpha_4 = 0,05$, respectivamente. Na

teoria, se qualquer frequência associada com as forças senoidais iguala com a frequência natural de um determinado modo de vibração, então a ressonância ocorrerá, causando graves amplificações na resposta dinâmica.

A magnitude da segunda componente de Fourier varia com os passos na caminhada de forma similar à componente básica. Entretanto, os efeitos das frequências mais altas, especialmente o impulso devido ao contato dos pés com o piso, variam consideravelmente de pessoas para pessoa. Os valores médios dos coeficientes de Fourier relatados por Rainer, Pernica e Allen [33] em um estudo canadense para carregamentos em passarelas de pedestres são mostrados na Figura 2.4. O impulso de contato é tipicamente em torno de 3 Ns.

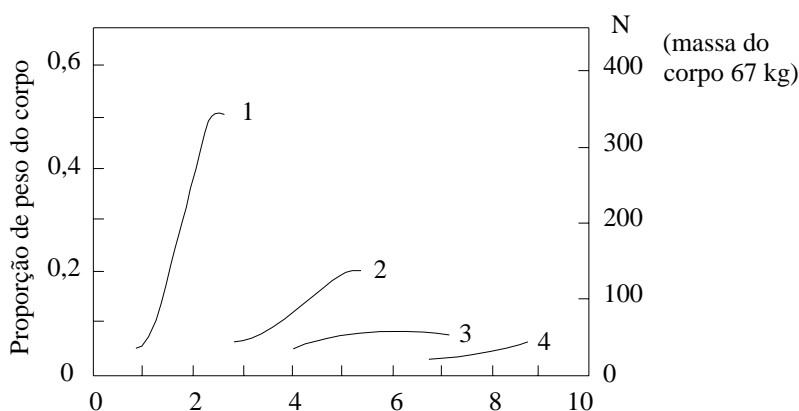


Figura 2.4 - Amplitudes das componentes de Fourier para uma caminhada regular [33]

Segundo Bachmann [34], andar pesadamente, ou mais de uma pessoa caminhar em conjunto, é um carregamento dinâmico mais severo, mas somente para os dois primeiros harmônicos. Geralmente tais casos são raros demais para representar um problema na prática. Similarmente um grande grupo de pessoas andando em uma área produz um carregamento dinâmico relevante quando andando em conjunto (frequência do passo de aproximadamente 2 Hz), mas a falta de conexão com harmônicos mais altos e o efeito do amortecimento causado pelas pessoas faz com que tais carregamentos não sejam um problema na prática.

Varela [26], em sua tese de doutorado, tendo como base a aproximação matemática da reação do piso mostrada na Figura 2.3, propõe um modelo matemático que inclui em sua formulação o pico transiente representativo do impacto do calcanhar no piso. Para tanto, alguns parâmetros foram deduzidos da Figura 2.3 e algumas hipóteses foram feitas.

A função proposta para o pico transiente representativo do calcanhar é dada pela Equação (2.12).

$$F(t) = \begin{cases} \left(\frac{f_{mi} F_m - P}{0,04 T_p} \right) t + P & \text{se } 0 \leq t < 0,04 T_p \\ f_{mi} F_m \left[\frac{C_1 (t - 0,04 T_p)}{0,02 T_p} + 1 \right] & \text{se } 0,04 T_p \leq t < 0,06 T_p \\ F_m & \text{se } 0,06 T_p \leq t < 0,15 T_p \\ P + \sum_{i=1}^{nh} P \alpha \text{ sen} [2 \pi i f_c (t + 0,1 T_p) + \phi_i] & \text{se } 0,15 T_p \leq t < 0,90 T_p \\ 10(P - C_2) \left(\frac{t}{T_p} - 1 \right) + P & \text{se } 0,90 T_p \leq t < T_p \end{cases} \quad (2.12)$$

onde F_m é o valor máximo da série de Fourier e é dado pela Equação (2.13); f_{mi} é o fator de majoração do impacto do calcanhar, ou seja, é a relação entre o valor do pico transiente do calcanhar e o valor máximo da série de Fourier (F_m); e C_1 e C_2 são coeficientes dados pelas Equações (2.14) e (2.15).

$$F_m = P \cdot \left(1 + \sum_{i=1}^{nh} \alpha_i \right) \quad (2.13)$$

$$C_1 = \left(\frac{1}{f_{mi}} - 1 \right) \quad (2.14)$$

$$C_2 = \begin{cases} P \cdot (1 - \alpha_2) & \text{se } nh = 3 \\ P \cdot (1 - \alpha_2 + \alpha_4) & \text{se } nh = 4 \end{cases} \quad (2.15)$$

Na Figura 2.5, o fator de majoração do impacto do calcanhar foi tomado igual a 1,12 [26], mas esse valor pode variar consideravelmente de uma pessoa para outra. Aliás, toda forma da função representativa do caminhar humano pode variar bastante entre pessoas. Os ângulos de fase utilizados na Equação (2.12) devem ser $\Phi_1 = 0$, $\Phi_2 = \pi/2$, $\Phi_3 = \pi$ e $\Phi_4 =$

$3\pi/2$, isto porque as equações foram concebidas utilizando esses valores, caso seja utilizado valores diferentes dos apresentados, a Equação (2.12) apresenta singularidades e fica descaracterizada, de acordo com as recomendações de Varela [26].

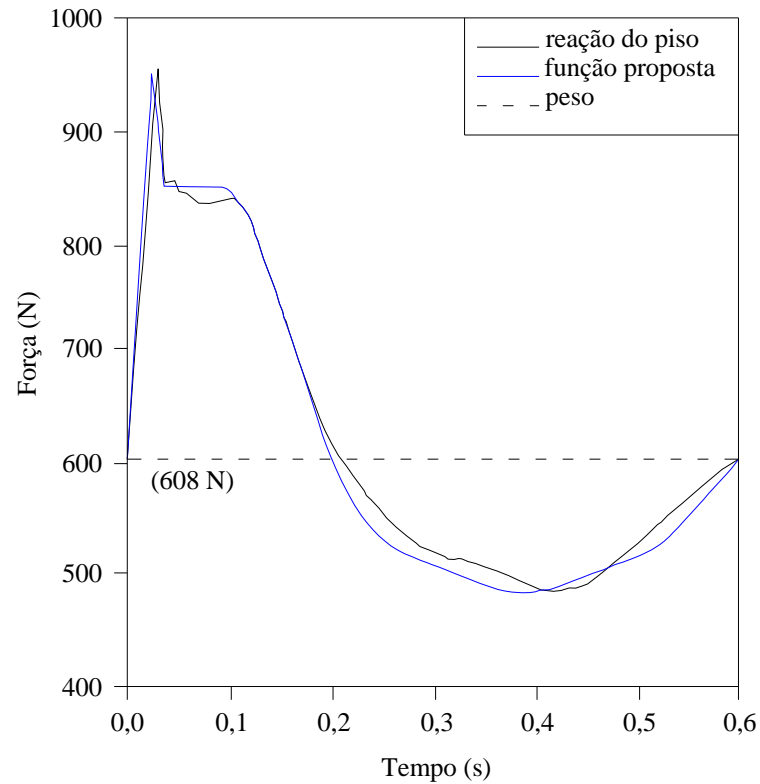


Figura 2.5 – Comparação entre a função proposta para o caminhar e os resultados obtidos por Olhsson [26]

2.3.2. Correr

De acordo com Bachmann e Ammann [12], a corrida pode ser definida como um movimento em que o contato da excitação dinâmica com a superfície da estrutura é descontínuo. Essa descontinuidade é representada pela metade da curva senoidal durante o contato, e zero quando o contato é perdido, conforme a Figura 2.6. A Equação (2.16) representa esse carregamento:

$$\begin{aligned}
 F(t) &= k_p \cdot P \cdot \text{sen}(\pi \cdot f_p \cdot t) & \text{se } t < t_a \\
 F(t) &= 0 & \text{se } t_a < t < T_p
 \end{aligned}
 \tag{2.16}$$

onde t_a é a duração de aplicação da força quando uma pessoa corre; T_p é o período do passo e K_p é definida pela relação $p(t)_{\max}/P$. Nessa expressão $p(t)_{\max}$ é a maior amplitude da função senoidal e P é o peso do indivíduo.

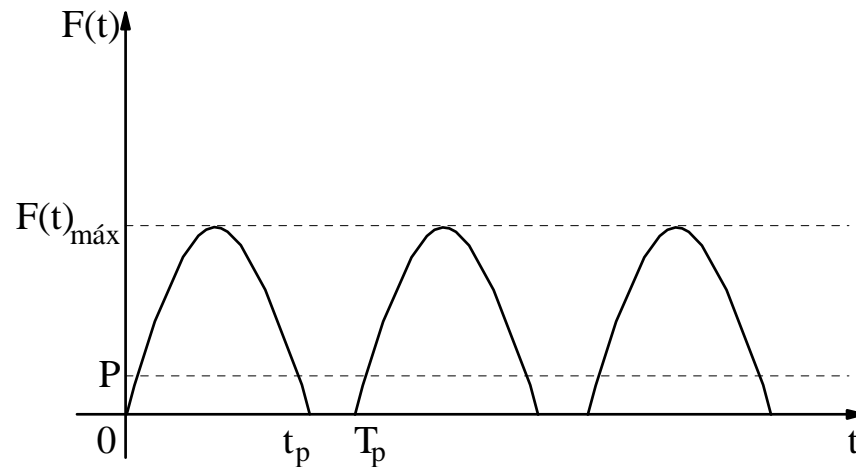


Figura 2.6 - Força de excitação dinâmica descontínua

2.3.3. Pular

A metade da curva senoidal é também usada para modelar esse tipo de carregamento, Figura 2.6. Essa situação, associada com saltos individuais no sistema estrutural, considera que o efeito gerado por um grupo de pessoas leva a um crescimento linear do carregamento máximo dinâmico, dependendo somente do número de pessoas.

O carregamento em função do tempo para atividades que envolvam pulos pode ser simulado por uma seqüência de forças impulsivas com certo intervalo de duração t_c (tempo de contato) seguido por intervalo t_p em que a força é zero, quando os pés deixam de estar em contato com o piso.

3. Critérios de Normas de Projeto para o Conforto Humano

3.1. Introdução

Muitos critérios de projeto para conforto humano têm sido desenvolvidos ao longo dos anos em toda parte do mundo. Neste capítulo são apresentados alguns critérios de projetos de normas para conforto humano para passarelas de pedestres. Não será citada neste trabalho a norma NBR 8800 [35], pois a mesma restringe as recomendações nela especificadas, aos casos de edifícios destinados a habitação, ao uso comercial e industrial e a edifícios públicos. Portanto, as recomendações da NBR 8800 [35] não podem ser generalizadas para outros tipos de estruturas. Todavia, cabe ressaltar que o projeto de revisão da nova norma NBR 8800 [35] passa a considerar em suas especificações as passarelas de pedestres. No entanto o anexo W desta norma, que trata das orientações para vibrações de pisos, recomenda que sejam consultadas outras normas e especificações nacionais ou estrangeiras. Um programa para avaliação de passarelas quanto ao conforto humano, baseado no procedimento simplificado do AISC [28], também é apresentado neste capítulo.

3.2. Guia Prático - *Floor Vibration Due to Human Activity* – AISC [28]

O guia de projeto “*Floor Vibrations Due to Human Activity*” foi desenvolvido pelo AISC (*American Institute of Steel Construction*) e faz parte de uma série de guias intitulados “*Steel Design Guide Series 11*”. O objetivo desse guia de projeto é fornecer princípios básicos e ferramentas de análises simples para avaliar sistemas de pisos reticulados em aço e passarelas quanto a vibrações devido a atividades humanas.

3.2.1. Critérios de Aceitação para o Conforto Humano

Este critério pode ser empregado na avaliação da resposta dinâmica de sistemas estruturais associados a escritórios, shoppings, passarelas e ocupações similares, considerando as seguintes hipóteses propostas por Murray et al [28]:

a) Os valores para a aceleração limite são considerados como sendo aqueles fornecidos pela norma *International Standard Organization*, ISO 2631/2 [22]. A *ISO Standard*

sugere limites em termos da raiz quadrada do erro quadrático médio, rms (*root mean square*) das acelerações, como um múltiplo da linha base da curva apresentada na Figura 3.1. Os múltiplos para o critério empregado neste trabalho, que são representados em termos das acelerações de pico são iguais a 10 para escritórios, 30 para shoppings e passarelas internas, e 100 para passarelas externas. Para fins de projeto, esses limites podem ser considerados em uma faixa que varia entre 0,8 e 1,5 vezes os valores recomendados por norma, dependendo da duração da vibração e da frequência dos eventos referentes à vibração, ISO 2631/2 [22].

b) Considera-se como solicitação dinâmica uma componente harmônica dependente do tempo que coincide com a frequência fundamental do piso, como mostra a Equação. (3.1):

$$F(t) = P \cdot \alpha_i \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_p \cdot t) \quad (3.1)$$

onde P é o peso de uma pessoa (700 N); α_i é o coeficiente dinâmico para força harmônica; i é o múltiplo harmônico da frequência do passo (1, 2, 3...); f_p é a frequência do passo da atividade e t é o tempo.

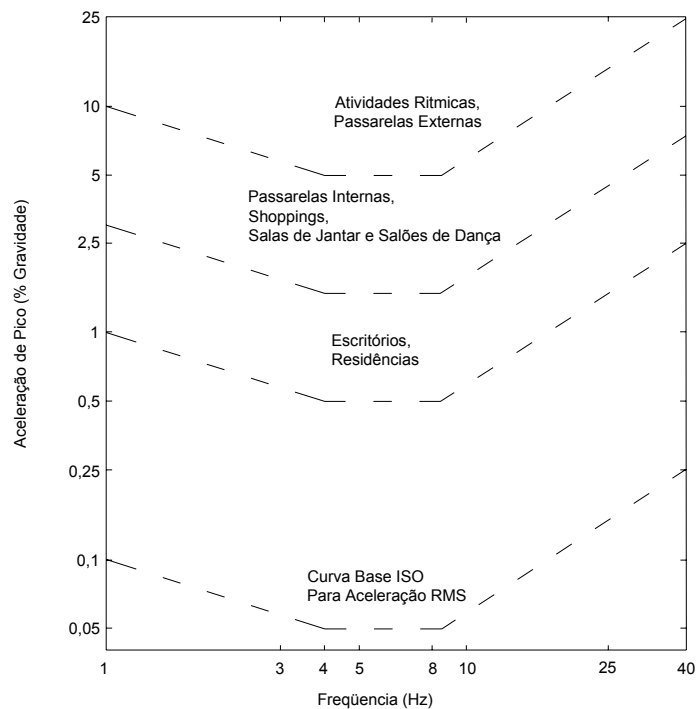


Figura 3.1 - Aceleração de pico recomendada para conforto humano em vibrações devidas a atividades humanas, ISO 2631/2 [22]

Deve-se ressaltar que apenas uma componente harmônica é empregada no caso associado à atividade humana de caminhar, já que a participação dos demais harmônicos é pequena em comparação com aquele associado à condição de ressonância. Na seqüência, valores correntes da freqüência de excitação, f_p , e do coeficiente dinâmico, α_i , são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Freqüências da excitação, f_p , e coeficientes dinâmicos, α_i , associados às atividades humanas, Murray et al [28]

Harmônico i	Caminhar		Ginástica		Dança	
	f_p (Hz)	α_i	f_p (Hz)	α_i	f_p (Hz)	α_i
1	1,6 - 2,2	0,5	2 - 2,75	1,5	1,5- 3,0	0,5
2	3,2 - 4,4	0,2	4 - 5,5	0,6		
3	4,8 - 6,6	0,1	6 - 8,25	0,1	-	-
4	6,4 - 8,8	0,05	-	-	-	-
α_i = pico da força senoidal / peso do ser humano						

De acordo com as hipóteses anteriores, a aceleração do sistema estrutural, associada à condição de ressonância, é dada por:

$$\frac{a}{g} = \frac{R\alpha_i P}{\beta W} \cos(2\pi f_p t) \quad (3.2)$$

onde a/g é a razão entre a aceleração do piso e a aceleração da gravidade; g é a aceleração da gravidade; R é o fator de redução; β é o coeficiente de amortecimento modal e W é o peso efetivo do piso.

O fator de redução R , leva em conta o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado através da caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente no local de máxima amplitude modal. É recomendado que seja tomado igual a 0,7 para passarelas e 0,5 para estruturas de piso que possuam configurações modais associadas a duas direções, Murray et al [28].

A aceleração de pico devida ao caminhar de pessoas é estimada com base no emprego da Equação (3.2), considerando o menor harmônico i para o qual a freqüência da excitação, $f = i.f_p$, coincide com a freqüência fundamental do piso. A aceleração de pico é então comparada com os valores limites propostos por norma, ISO 2631/2 [22], como apresentado na Figura 3.1.

A Equação (3.2), pode, ainda, ser simplificada considerando-se que o coeficiente dinâmico para a componente força harmônica i , α_i , seja expresso em função da frequência da excitação, f , de acordo com a Equação (3.3):

$$\alpha_i = 0.83 \exp(-0.35 f) \quad (3.3)$$

Substituindo-se o coeficiente dinâmico, α_i , Equação. (3.3), na Equação (3.2):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0.35 f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_0}{g} \quad (3.4)$$

onde a_p/g é a aceleração de pico estimada em unidades de g ; a_0/g é a aceleração limite proposta por norma, ISO 2631/2 (1989); f_n é a frequência natural do piso; P_0 é a força constante ($P_0 = 0,29\text{kN}$ - pisos e $P_0 = 0,41\text{kN}$ - passarelas).

O numerador $P_0 \exp(-0,35f_n)$, mostrado na Equação (3.4), representa uma força harmônica efetiva devida ao caminhar, resultando na resposta dinâmica da estrutura, em termos da aceleração de pico, associada à condição de ressonância referente à frequência natural da estrutura.

3.2.2. Frequência Natural de Sistemas Reticulados de Pisos em Aço

O parâmetro mais importante para projeto, de utilização na vibração e avaliação do sistema de pisos, é a frequência natural. Este item fornece um guia para estimativa da frequência natural de vigas principais de aço e vigas de piso, incluindo o efeito da continuidade.

3.2.2.1. Relações Fundamentais

A frequência natural, f_n , de um modo crítico é estimada primeiramente considerando o modo do painel da viga de piso e um modo do painel da viga principal separadamente, e depois, combinando-os. Alternativamente, a frequência natural pode ser obtida por uma análise via elementos finitos.

As frequências naturais dos modos dos painéis de vigas de piso e principais podem ser estimadas da equação da frequência natural fundamental para uma carga uniformemente distribuída de uma viga simplesmente apoiada.

$$f_n = \frac{\pi}{2} \left[\frac{gE_s I_t}{wL^4} \right]^{1/2} \quad (3.5)$$

onde f_n é a frequência natural fundamental, Hz; g é a aceleração da gravidade, $9,806 \text{ m/s}^2$; E_s é o módulo de elasticidade do aço; I_t é o momento de inércia transformado; w é a massa uniformemente distribuída por unidade de comprimento e L é o vão do membro.

A frequência combinada dos modos pode ser estimada usando a relação de Dunkerley:

$$\frac{1}{f_n^2} = \frac{1}{f_j^2} + \frac{1}{f_g^2} \quad (3.6)$$

onde f_j é a frequência correspondente ao modo do painel da viga de piso e f_g é a frequência correspondente ao modo do painel da viga principal. A Equação (3.5) pode ser escrita como:

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{\Delta}} \quad (3.7)$$

onde Δ é a deflexão estática no meio do vão do membro devido ao peso suportado, por exemplo, $\Delta = 5wL^4/(384E_s I_t)$

Para o modo combinado, se a viga de piso e a viga principal são assumidas simplesmente apoiadas, a relação de Dunkerley pode ser reescrita como:

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{(\Delta_j + \Delta_g)}} \quad (3.8)$$

onde Δ_j e Δ_g são as deflexões devido ao peso suportado da viga secundária ou treliça e da viga principal, respectivamente.

Prédios altos podem ter colunas verticais com frequências baixas suficientes para criar sérios problemas de ressonância com atividades rítmicas. Para esses casos, a Equação (3.8) é modificada para incluir o efeito da coluna:

$$f_n = 0,18 \sqrt{\frac{g}{(\Delta_j + \Delta_g + \Delta_c)}} \quad (3.9)$$

onde Δ_c é o encurtamento axial da coluna devido ao peso suportado.

3.2.2.2. Ação Composta

Calculando a frequência natural com base nas Equações (3.5) a (3.9), o momento de inércia transformado deve ser utilizado se a laje for anexada aos elementos suportes. Esta suposição deve ser aplicada mesmo que os conectores estruturais de cisalhamento não sejam utilizados porque as forças cisalhantes atuantes na interface laje/viga são resistidas pelos pontos de solda ou através da fricção entre o concreto e a superfície de metal.

Para levar em conta uma maior rigidez do concreto no “deck” metálico sob carregamento dinâmico quando comparado com o carregamento estático, é recomendado que o módulo de elasticidade do concreto seja tomado igual a 1,35 vezes o especificado em padrões estruturais atuais para o cálculo do momento transformado de inércia. Do mesmo modo, para determinação do momento transformado de inércia de vigas típicas ou de piso e principal, é recomendado que a largura efetiva da laje de concreto seja tomada igual ao espaçamento entre vigas, mas não maior que 0,4 vezes o vão. Para vigas que limitam a laje, a largura efetiva deve ser tomada como metade do espaçamento entre vigas, mas não maior que 0,2 vezes o vão.

3.2.2.3. Peso Distribuído

O peso suportado deve ser estimado cuidadosamente. As cargas permanentes e as cargas acidentais, não as de projeto, devem ser usadas nos cálculos. Para pisos de escritório, sugere-se que a carga acidental seja de $0,5 \text{ kN/m}^2$. Esta carga acidental sugerida é para escritórios típicos, com mesas, arquivos, estantes de livros, etc. Um valor mais baixo poderá ser usado se esses itens não estiverem presentes. Para pisos residências, sugere-se que a carga acidental seja de $0,25 \text{ kN/m}^2$. Para passarelas, ginásios, pisos de shoppings, sugerem-se que a carga acidental seja zero, ou próxima disso.

3.2.2.4. Deflexão Devido à Flexão: Continuidade

3.2.2.4.1. Vigas Contínuas

As Equações (3.7) a (3.9) também se aplicam, de forma aproximada, para vigas contínuas sobre apoios para a situação onde o peso distribuído atua na direção do deslocamento modal.

Vãos adjacentes deslocam-se em direções opostas e, portanto, para vigas contínuas com vãos iguais, a frequência fundamental é igual à frequência natural de um vão simples e bi-apoiado.

Quando os vãos são diferentes, as seguintes relações podem ser usadas para estimar a deflexão devido à flexão de elementos contínuos. Estas relações são desenvolvidas através de deflexões de vigas simplesmente apoiadas, Δ_{ss} , com um vão principal, L_M , devido ao peso suportado. Para dois vão contínuos:

$$\Delta = \left[\frac{0,4 + \frac{k_m}{k_s} \left(1 + 0,6 \frac{L_S^2}{L_M^2} \right)}{1 + \frac{k_m}{k_s}} \right] \Delta_{ss} \quad (3.10)$$

Para três vãos contínuos:

$$\Delta = \left[\frac{0,6 + 2 \frac{k_m}{k_s} \left(1 + 1,2 \frac{L_S^2}{L_M^2} \right)}{3 + 2 \frac{k_m}{k_s}} \right] \Delta_{ss} \quad (3.11)$$

onde $k_m = I_M/L_M$; $k_s = I_S/L_S$; I é o momento de inércia; L_M e L_S são definidos na Figura 3.2.

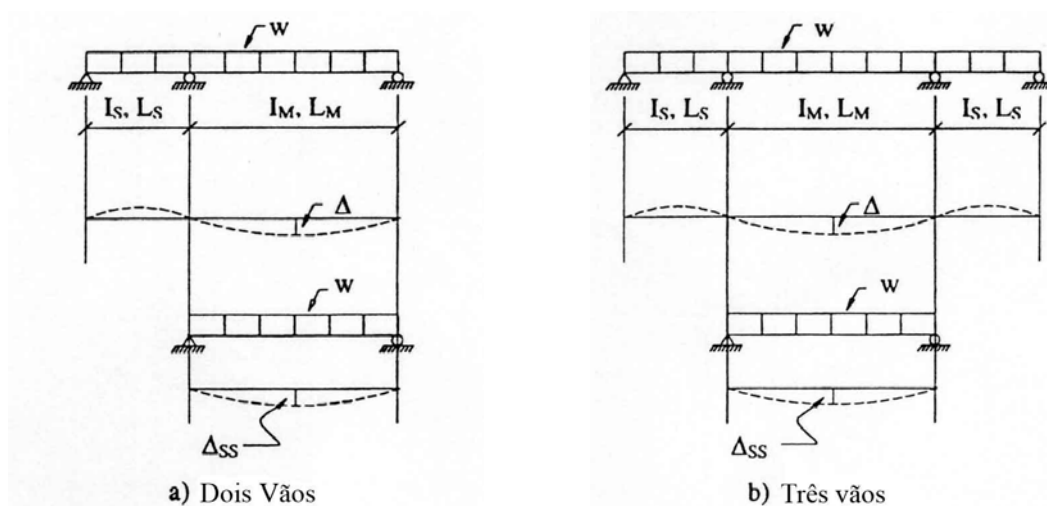


Figura 3.2 – Deflexão modal devido à flexão, Δ , para vigas contínuas sobre apoios

3.2.2.4.2. Elementos Contínuos com Colunas

A frequência natural de uma viga conectada a coluna é aumentada devido à rigidez à flexão provocada pela presença da coluna. Isso é importante para prédios altos com

grandes colunas. A seguinte relação pode ser usada para estimar a deflexão devido à flexão de uma viga conectada à coluna.

$$\Delta = \left[\frac{0,6 + 2 \frac{k_m}{k_s} (1 + 1,2\lambda) + 0,6n_c \frac{k_c}{k_s}}{3 + 2 \frac{k_m}{k_s} + 3n_c \frac{k_c}{k_s}} \right] \Delta_{ss} \quad (3.12)$$

onde $k_m = I_M/L_M$; $k_s = I_S/L_S$; $k_c = I_C/L_C$; L_M , L_S e L_C são definidos na Figura 3.3; Δ_{ss} é a deflexão devido à flexão de uma viga simplesmente apoiada de vão L_M devido ao peso suportado e $\lambda = (L_S/L_M)^2$.

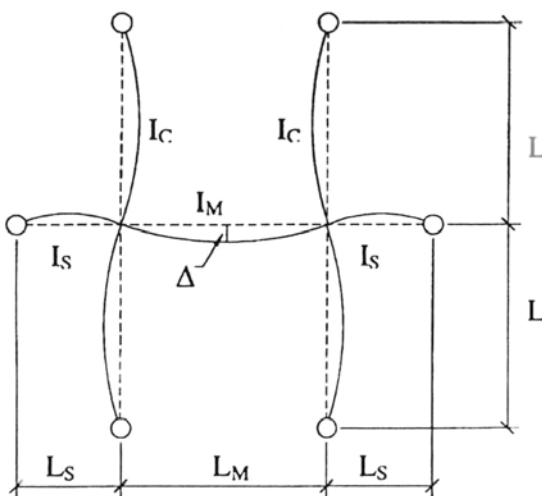


Figura 3.3 - Deflexão modal devido à flexão, Δ , para vigas contínuas com colunas

3.2.2.4.3. Vigas em Balanço

A frequência natural de vigas em balanço pode ser estimada utilizando as Equações (3.7) a (3.9) e as seguintes equações para calcular a deflexão Δ . Para cargas uniformemente distribuídas:

$$\Delta_f = \frac{wL^4}{8EI} \quad (3.13)$$

E para uma carga concentrada na extremidade:

$$\Delta_f = \frac{wL^3}{3EI} \quad (3.14)$$

Vigas em balanço, entretanto, são raramente completamente fixadas nos seus suportes. As seguintes equações podem ser utilizadas para estimar a deflexão devido à flexão de viga em balanço/vão anterior/colunas, conforme mostrado na Figura 3.4. Se a deflexão da viga contínua excede a deflexão do vão anterior, Δ_B , então:

$$\Delta = \Delta_T = C_m \left[1 + \frac{4 L_B}{3 L_T} \cdot \frac{1 + 0,25 L_B^2 / L_T^2}{1 + n_c k_c / k_b} \right] \Delta_f \quad (3.15)$$

$$\Delta = \Delta_B = \left[1 + 2,4 \left(\frac{L_T^2 / L_B^2 - 0,5 k_c / k_b}{1 + n_c k_c / k_b} \right) \right] \Delta_{ss} \quad (3.16)$$

onde $k_b = I_B/L_B$; $k_c = I_C/L_C$; C_m é igual 0,81 para massa distribuída e 1,06 para massa concentrada na extremidade ; n_c é igual a 2 se as colunas estiverem situadas acima e abaixo e 1 se as colunas estiverem situadas só acima ou só abaixo; Δ_f é a deflexão devido à flexão de uma viga em balanço devido ao peso suportado e Δ_{ss} é a deflexão devido à flexão da viga anterior, assumida simplesmente apoiada.

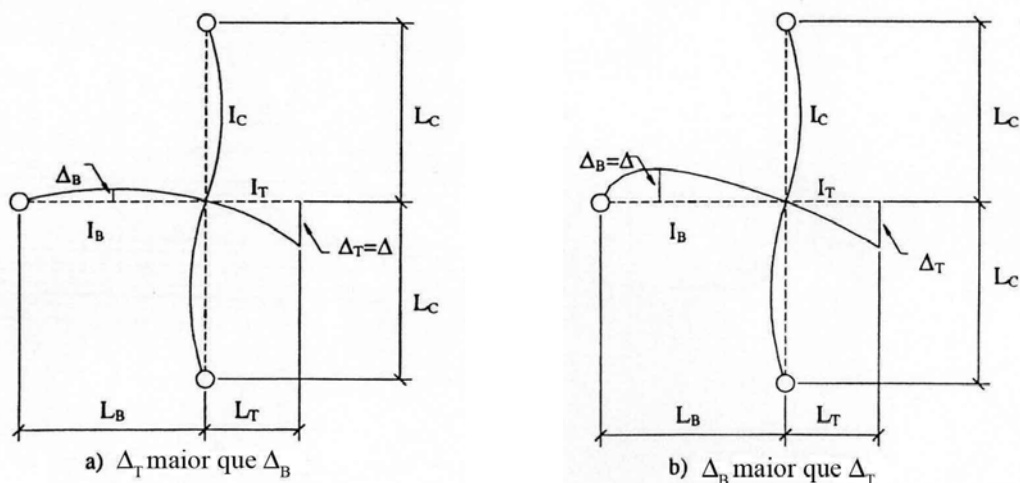


Figura 3.4 - Deflexão modal devido à flexão, Δ , para viga em balanço/vão anterior/colunas

3.2.3. Projeto para Excitações Provocadas por Caminhadas

3.2.3.1. Critérios Recomendados

O critério de projeto para excitações provocadas por caminhadas recomendado no item 3.2.1, possui abrangência muito maior do que critérios comumente usados.

O critério recomendado é baseado na resposta dinâmica do sistema de piso em aço para forças produzidas durante a caminhada. Este critério pode ser empregado na avaliação da resposta dinâmica de sistemas estruturais associados a escritórios, shoppings, passarelas e ocupações similares.

O critério determina que o sistema de piso é satisfatório se o pico de aceleração, a_p , devido a excitação da caminhada, em função da aceleração da gravidade, g , determinada através da Equação (3.17), não excede a aceleração limite, a_0/g , para a ocupação apropriada.

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0.35 f_n)}{\beta W} \quad (3.17)$$

onde P_0 é a força constante representativa da excitação; f_n é a frequência fundamental natural do piso; β é o coeficiente de amortecimento modal e W é o peso efetivo do piso. Valores recomendados para P_0 , β , assim como para a_0/g para várias ocupações, são dados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Valores recomendados para os parâmetros P_0 , β e limites para a_0/g

Tipo de ocupação	Força constante P_0	Taxa de amortecimento β	Aceleração limite $a_0/g \times 100\%$
Escritórios, residências e igrejas	0,29 kN	0,02-0,05*	0,5%
Shoppings centers	0,29 kN	0,02	1,5%
Passarela – interna	0,41 kN	0,01	1,5%
Passarela – externa	0,41 kN	0,01	5,0%
<p>* 0,02 para pisos com poucos componentes não estruturais como pode ocorrer em áreas de trabalho e igrejas.</p> <p>0,03 para pisos com poucos componentes estruturais e móveis, mas com somente pequenas divisórias desmontáveis, típicas de muitas áreas de escritórios modulares.</p> <p>0,05 para pisos com divisórias de altura total entre pisos.</p>			

A Figura 3.1 pode também ser usada para avaliar o sistema de piso. Se a frequência natural do piso for maior que 9 a 10 Hz, significa que ressonâncias significantes devido ao caminhar podem não ocorrer, mas os níveis de vibrações podem ainda incomodar os seres humanos. Experiências indicam que o piso deve ter uma rigidez mínima de 1 kN/mm sob uma força concentrada.

3.2.3.2. Estimativa de Parâmetros Exigidos

Os parâmetros da Equação (3.17) são obtidos ou estimados da Tabela 3.2 e do item 3.2.2. Para passarelas bi-apoiadas, a frequência natural, f_n , é estimada usando a Equação (3.5) ou (3.7) e W é igual ao peso da passarela. Para pisos, a frequência fundamental natural, f_n , e o peso efetivo do painel, W , para um modo crítico, são estimados primeiramente considerando as vigas de piso e a viga principal separadamente, e então, combinando-os.

3.2.3.2.1. Peso Efetivo do Painel

O peso efetivo do painel de vigas de piso ou principal é estimado pela seguinte equação:

$$W = wBL \quad (3.18)$$

onde w é o peso suportado por unidade de área; L é o vão do membro e B é a largura efetiva.

Para painéis de vigas de piso, a largura efetiva é dada pela Equação (3.19), limitadas a 2/3 da largura do piso.

$$B_j = C_j (D_s / D_j)^{1/4} L_j \quad (3.19)$$

onde C_j é igual a 2,0 para vigas na maioria das áreas e 1,0 para vigas paralelas a um limite interior; D_s é o momento de inércia transformado da laje por unidade de largura, que é igual a $d_e^3/(12n)$, em mm^3 ; d_e é a espessura efetiva da laje de concreto, usualmente tomada igual a profundidade de concreto acima da forma do “deck” mais metade da altura do “deck”, n é a razão do módulo de elasticidade, que é dado por $E_s/1,35E_c$; E_s é o módulo de elasticidade do aço; E_c é o módulo de elasticidade do concreto; D_j é momento de inércia transformado da viga de piso por unidade de largura, dado por I_t/S , em mm^3 ; I_t é momento efetivo de inércia da viga “T”; S é o espaçamento efetivo entre vigas e L_j é o vão das vigas de piso.

Para painéis de vigas principais, a largura efetiva é dada pela Equação (3.20), limitadas a 2/3 do comprimento do piso.

$$B_g = C_g (D_j / D_g)^{1/4} L_g \quad (3.20)$$

onde C_g é igual a 1,6 para vigas principais suportando vigas conectadas pelas mesas e 1,8 para vigas principais suportando vigas conectadas pela alma; D_g é o momento de inércia transformado da viga principal por unidade de largura, dado por I_g/L_j para qualquer viga e $I_g/2L_j$ para vigas de extremidade e L_g é o vão das vigas principais.

Quando as vigas forem contínuas, além de seus apoios, e o vão adjacente for maior que 0,7 vezes o vão em consideração, o peso efetivo do painel, W , ou W_g , pode ser aumentado em 50%. Esta consideração não é feita para vigas principais que chegam nas colunas. Para o modo combinado, o peso equivalente do painel é aproximadamente:

$$W = \frac{\Delta_j}{\Delta_j + \Delta_g} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} W_g \quad (3.21)$$

onde Δ_j e Δ_g são as deflexões máximas da viga de piso e principal, respectivamente, devido ao peso suportado e W_j e W_g são os pesos efetivos dos painéis das vigas de piso e principal, respectivamente.

A ação composta com o “*deck*” de concreto é normalmente assumida quando se calcula Δ_j e Δ_g , cuidando para que haja conectores suficientes entre a laje e a viga.

Se o vão da viga principal, L_g , é menor que a largura do painel da viga de piso, B_j , o modo combinado é restrito e o sistema é efetivamente rígido. Isso pode ser levado em consideração através da redução da deflexão, Δ_g , usada na Equação (3.21).

$$\Delta_g' = \frac{L_g}{B_j} \Delta_g \quad (3.22)$$

onde $0,5 < L_g/B_j < 1,0$

Se o vão da viga de piso é menor que metade do vão da viga principal, o modo do painel da viga de piso e o modo combinado devem ser verificados separadamente.

3.2.4. Implementação Computacional

Foi desenvolvido um programa para avaliação de passarelas de acordo com o procedimento simplificado do *American Institute of Steel Construction, AISC* [28]. A Figura 3.5 mostra a tela principal deste programa.

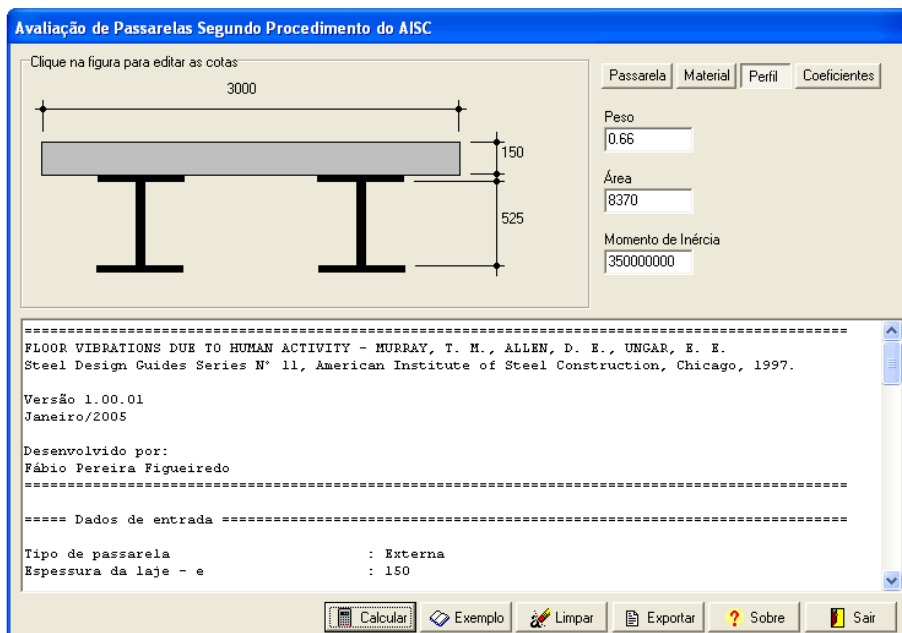


Figura 3.5 – Tela do programa AISC

A tela principal apresenta quatro abas superiores: Passarela, Material, Perfil e Coeficientes. Em cada uma dessas abas devem ser inseridos os seguintes dados:

- **Passarela:** Tipo de passarela, que pode ser externa ou interna, o comprimento do vão e a sobrecarga.
- **Material:** Peso específico do concreto, módulo de elasticidade do concreto e módulo de elasticidade do aço.
- **Perfil:** Massa por unidade de comprimento, área e momento de inércia do perfil.
- **Coeficientes:** Aceleração da gravidade, força constante e amortecimento.

Clicando sobre a figura da seção transversal da passarela, caixas de texto são habilitadas de forma a serem inseridos os dados referentes à largura, espessura da laje e altura do perfil. O programa não adota nenhum sistema de unidades, por isso os dados devem ser inseridos de forma coerente, respeitando um determinado sistema de unidades que deverá ser adotado pelo usuário.

Na parte inferior da tela principal há seis botões: Calcular, Exemplo, Limpar, Exportar, Sobre e Sair, descritos a seguir.

- Calcular: Calcula a aceleração da passarela segundo o procedimento do AISC [28].
- Exemplo: Insere os dados referentes ao exemplo da passarela de pedestres do AISC [28].
- Limpar: Apaga todos os campos do programa a fim de iniciar um novo cálculo, com isso novas análises podem ser realizadas.
- Exportar: Salva o relatório contendo todos os cálculos realizados conforme procedimento do AISC da análise realizada.
- Sobre: Fornece informações sobre a autoria do programa.
- Sair: Finaliza o programa.

3.3. Norma Britânica - *British Standard Institution* - BS 5400 [16] e Norma Canadense - *Ontario Highway Bridge Design Code* - ONT83 [19]

De acordo com Bachmann [36], o *British Standard Institution*, BS 5400 [16], fornece um limite de utilização da aceleração dado pela seguinte equação:

$$a_{\text{lim}} = 0,5 \cdot f_i^{0,5} \quad (3.23)$$

onde a_{lim} é a aceleração limite, dada em m/s^2 e f_i é a frequência fundamental natural da estrutura, dada em Hz, para valores menores que 5 Hz.

O *Ontário Highway Bridge Design Code*, ONT83 [19], é mais conservador. Um critério foi selecionado considerando um grande número de resultados experimentais com base em tolerâncias humanas. O limite de utilização da aceleração é dado por:

$$a_{\text{lim}} = 0,25 \cdot f_i^{0,78} \quad (3.24)$$

onde a_{lim} é a aceleração limite, dada em m/s^2 e f_i é a frequência fundamental natural da estrutura, dada em Hz. Esses limites são expressos para excitações de passarelas devido a um pedestre. Nenhuma consideração é feita para múltiplos pedestres.

Um procedimento de projeto padrão bastante simples é recomendado nas normas BS 5400 [16] e ONT83 [19]. O método determina a aceleração máxima vertical resultante da passagem de uma pessoa caminhando com frequência do passo igual à frequência fundamental natural da passarela.

Para passarelas de até três vãos o valor da aceleração é dada pela Equação (3.25).

$$a = 4 \cdot \pi^2 \cdot f_i^2 \cdot y \cdot K \cdot \psi \quad (3.25)$$

onde a é a aceleração, em m/s^2 ; f_i é a frequência fundamental natural da passarela, em Hz; y é a deflexão estática no meio do vão devido a uma força de 700 N, em m; K é o fator de configuração e ψ é o fator de resposta dinâmica.

O fator de configuração K é igual a 1,0 para um vão simples, 0,7 para dois vãos e entre 0,6 e 0,9 para três vãos. O fator de resposta dinâmica ψ , é dado pela Figura 3.6.

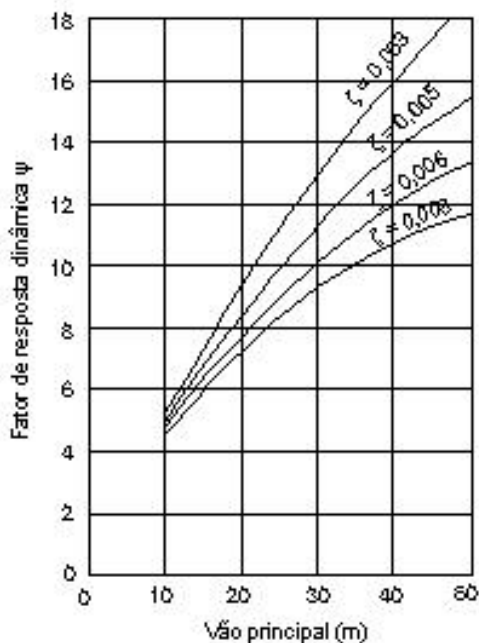


Figura 3.6 – Fator de resposta dinâmica ψ em função do vão e do amortecimento ζ

Os valores das acelerações calculadas pela Equação (3.25), devem ser comparadas com os valores limites propostos pelo BS 5400 [16] e ONT83 [19], respectivamente.

3.4. Norma Internacional - *International Organization for Standardization* - ISO 2631/2 [22]

A *International Organization for Standardization*, ISO 2631/2 [22], aplica-se à vibração em direções ortogonais e abrange vibrações aleatórias, de choque, e harmônicas. A faixa de frequência coberta é de 1 a 80 Hz e o critério é expressas em relação às acelerações efetivas medidas, rms, dadas por:

$$a_{\text{eff}} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt} \quad (3.26)$$

onde T é o período de tempo na qual a aceleração efetiva é medida.

A ISO 2631/2 [22] sugere limites em termos da aceleração rms, como um múltiplo da linha base da curva apresentada na Figura 3.7.

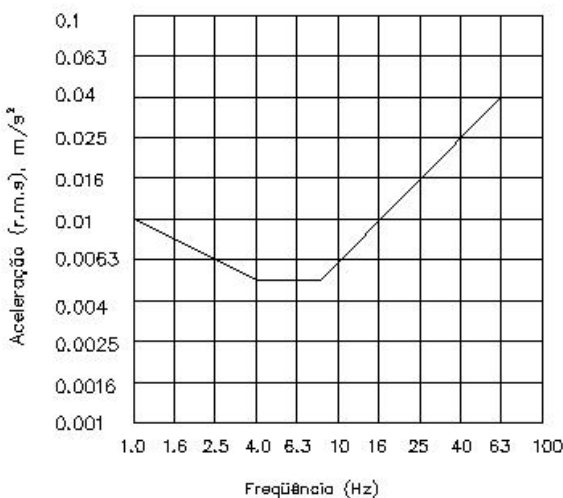


Figura 3.7 - Curva base de vibrações para acelerações verticais

Segundo Bachmann [36], a ISO/DIS 10137 [29] recomenda que seja tomado um valor limite para vibrações em passarelas igual a 60 vezes a curva base.

3.5. Norma Brasileira – Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6118 [30]

A análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso de estruturas usuais. Para assegurar comportamento satisfatório das estruturas sujeitas à vibrações, deve-se afastar o máximo possível a freqüência própria da estrutura, f , da freqüência crítica, f_{crit} , que depende da destinação da respectiva edificação.

$$f > 1,2.f_{crit} \quad (3.27)$$

O comportamento das estruturas sujeitas a ações dinâmicas cíclicas que originam vibrações pode ser modificado por meio de alterações em alguns fatores tais como: ações dinâmicas, freqüência natural (pela mudança da rigidez da estrutura ou da massa em vibração) e aumento das características de amortecimento.

Quando a ação crítica é originada numa máquina, a freqüência crítica passa a ser a da operação da máquina.

Nesse caso, pode não ser suficiente afastar as duas freqüências, própria e crítica [30]. Principalmente quando a máquina é ligada, durante o processo de aceleração da

mesma, é usualmente necessário aumentar a massa ou o amortecimento da estrutura para absorver parte da energia envolvida.

Nos casos especiais, em que as recomendações anteriores não puderem ser atendidas, deve ser feita uma análise dinâmica mais acurada, conforme estabelecido em normas internacionais, enquanto não existir norma brasileira específica [30].

Na falta de valores determinados experimentalmente, pode-se adotar os valores indicados na Tabela 3.3 para a frequência crítica, f_{crit} .

Tabela 3.3 – Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas

Caso	f_{crit} (Hz)
Ginásio de esportes	8,0
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas	7,0
Escritórios	3,0 a 4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,4
Passarelas de pedestres ou ciclistas	1,6 a 4,5

4. Modelagem Numérico-Computacional

4.1. Introdução

Os modelos estruturais e de elementos finitos utilizados ao longo desse estudo, assim como os modelos de carregamentos dinâmicos e a metodologia adotada para aplicação desses modelos serão descritas e discutidas em detalhes neste capítulo.

Todas as passarelas foram devidamente dimensionadas de acordo com a norma brasileira NBR 8800 [35]. Com o intuito de ilustrar os procedimentos utilizados na determinação dos perfis das vigas principais das passarelas, o dimensionamento das vigas principais da passarela com vão de 27,5 m é apresentado no Anexo A, o dimensionamento das demais passarelas não são apresentados, porém foram realizados utilizando à mesma metodologia de cálculo.

4.2. Modelo Estrutural

O vão principal das passarelas é constituído por uma seção mista (aço/concreto), composta por vigas de aço do tipo “I” com dimensões que variam de 10,0 m a 35,0 m de comprimento e encontra-se apoiado em colunas extremas, sem qualquer vínculo que caracterize engastamento total ou elástico.

O tabuleiro é formado por peças maciças de concreto armado com espessura de 100 mm. Todas as passarelas possuem transversinas composta por perfil de aço do tipo I 203x27,3 dispostas a cada 2,5 m. A Figura 4.1 apresenta a seção transversal genérica das passarelas em estudo e a Figura 4.2 mostra uma planta baixa típica do projeto das passarelas.

Com referência às características físicas dos materiais utilizados, o concreto da laje do tabuleiro possui resistência característica à compressão igual a 30 MPa. No que tange aos perfis metálicos do tipo “I”, estes são constituídos por um aço com limite de escoamento de 300 MPa. Para as vigas foi considerado um módulo de elasticidade de $2,05 \times 10^5$ MPa.

A Tabela 4.1 apresenta todas as dimensões associadas à geometria dos perfis metálicos do tipo “I”, empregados nas vigas dos modelos correspondentes as diversas passarelas estudadas, como mostra a Figura 4.2.

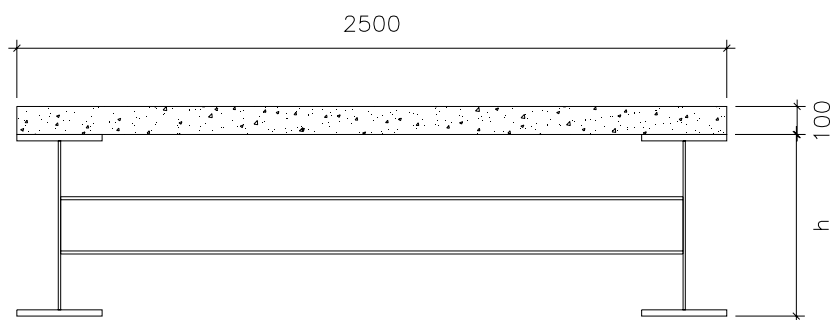


Figura 4.1 – Seção transversal típica das passarelas

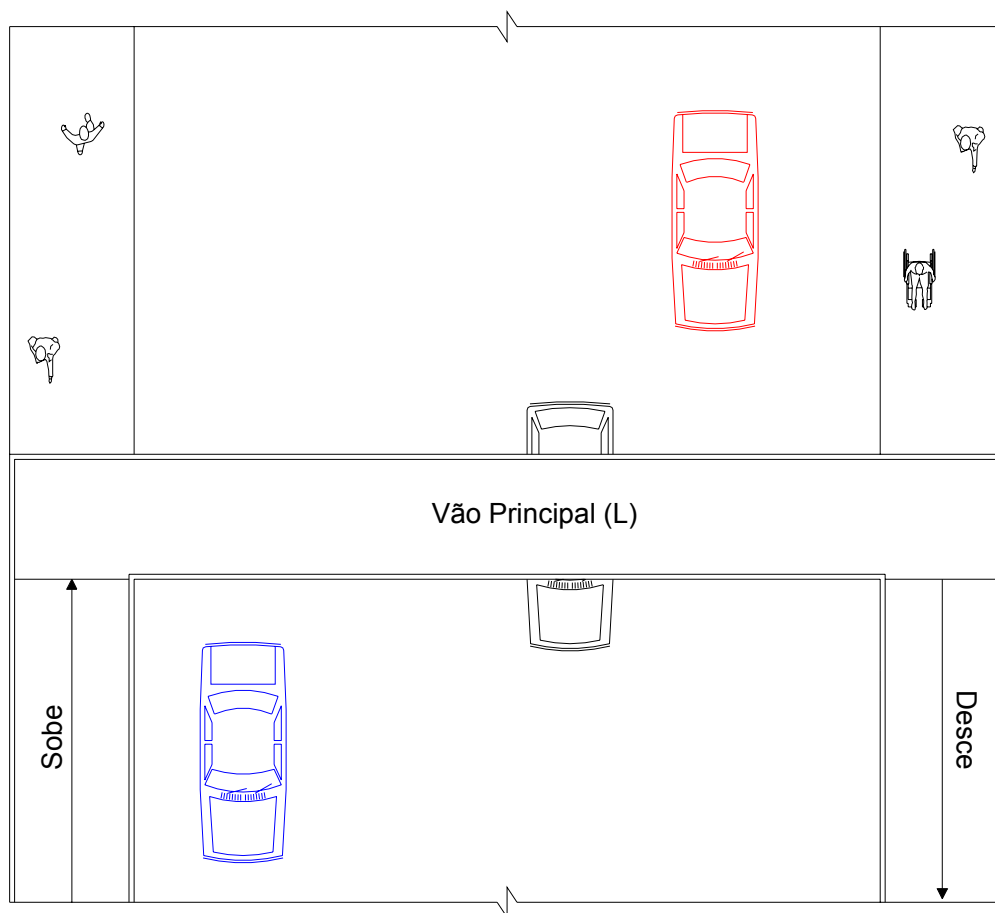
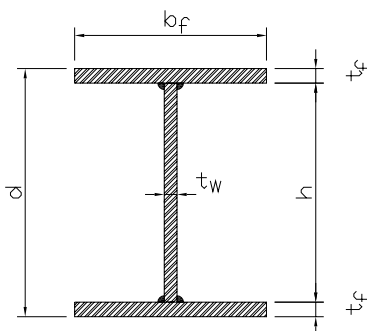


Figura 4.2 – Planta baixa típica do projeto das passarelas

Tabela 4.1 - Dimensões dos perfis metálicos do tipo "I"



L (m)	Perfil	m (kg/m)	A (cm ²)	d (mm)	h (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	b _f (mm)
10,0	VS 400x58	57,8	73,6	400	375	6,3	12,5	200
12,5	VS 500x73	72,6	92,4	500	475	6,3	12,5	250
15,0	VS 550x100	99,9	127,3	550	512	6,3	19,0	250
17,5	VS 600x140	140,4	178,8	600	555	8,0	22,4	300
20,0	VS 700x154	153,7	195,8	700	655	8,0	22,4	320
22,5	VS 800x173	172,7	220	800	750	8,0	25,0	320
25,0	VS 900x191	190,8	243	900	850	8,0	25,0	350
27,5	VS 1000x201	200,7	255,6	1000	955	8,0	22,4	400
30,0	VS 1100x235	235,3	299,8	1100	1050	9,5	25,0	400
32,5	VS 1200x244	244,4	311,3	1200	1155	9,5	22,4	450
35,0	VS 1200x307	307,3	391,5	1200	1137	9,5	31,5	450

A Tabela 4.2 apresenta todas as dimensões associadas à geometria do perfil metálicos I 203x27,3, empregados nas transversinas dos modelos correspondentes as diversas passarelas estudadas.

Tabela 4.2 - Dimensões do perfil metálico das transversinas

Perfil	m (kg/m)	A (cm ²)	d (mm)	h (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	b _f (mm)
I 203x27,3	27,3	34,8	203,2	181,6	6,86	10,8	101,6

4.3. Modelo em Elementos Finitos

No modelo computacional desenvolvido, objetivando a análise dinâmica das passarelas, são empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa ANSYS [23].

Nos modelos computacionais desenvolvidos neste trabalho, as vigas são simuladas por elementos finitos tridimensionais, BEAM44, onde são considerados os efeitos de flexão e de torção. Esse elemento finito possui seis graus de liberdade por nó: translação nas direções x , y , z e rotação em torno dos eixos x , y , z , conforme a Figura 4.3.

Além disso, permite a utilização de diferentes geometrias em cada extremidade, e permite também que seus nós sejam distanciados do eixo do centróide da viga, possibilitando que a simulação seja mais realista, visto que podemos considerar a excentricidade existente entre a laje e a viga.

O tabuleiro é simulado por meio de elementos finitos de casca, SHELL63, que considera o efeito de flexão e membrana, permitindo utilizar cargas normais e no plano. Possui seis graus de liberdade por nó: translação nas direções x , y , z e rotação em torno dos eixos x , y , z , Figura 4.4. O elemento é definido por quatro nós, quatro espessuras e admite a utilização de propriedades ortotrópicas dos materiais.

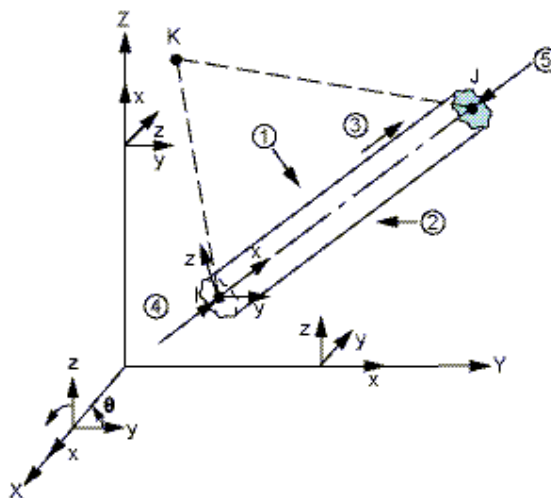


Figura 4.3 – Elemento finito BEAM44 implementado no programa ANSYS [27]

Em ambos os elementos finitos, considera-se que as seções permanecem planas no estado deformado.

São utilizadas, também, ligações rígidas do tipo “*off-set*”, de forma a garantir a compatibilidade de deformações dos nós dos elementos de placa e dos elementos de viga

tridimensionais, simulando o comportamento de um sistema estrutural misto. Considera-se, ainda, que os materiais empregados nas estruturas em estudo, aço e concreto, trabalham no regime linear-elástico.

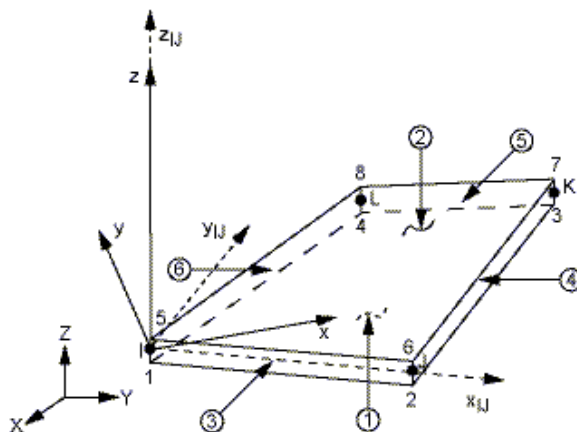


Figura 4.4 – Elemento finito SHELL63 implementado no programa ANSYS [27]

As condições de contorno foram definidas de modo que nos extremos das vigas principais as translações nos eixos x , y e z fossem impedidas.

As malhas dos modelos de elementos finitos foram definidas através de testes de validação de modelagem, isto é, as análises modais dos modelos foram realizadas com diversos tamanhos de malhas e à medida que os elementos iam sendo refinados as repostas das análises iam variando. Quando os resultados convergiram, ou seja, não apresentaram variações significativas nos resultados, as malhas foram consideradas como boas. Para os modelos das passarelas, as malhas apresentaram resultados satisfatórios com dimensões de 0,25 m, Figura 4.5.

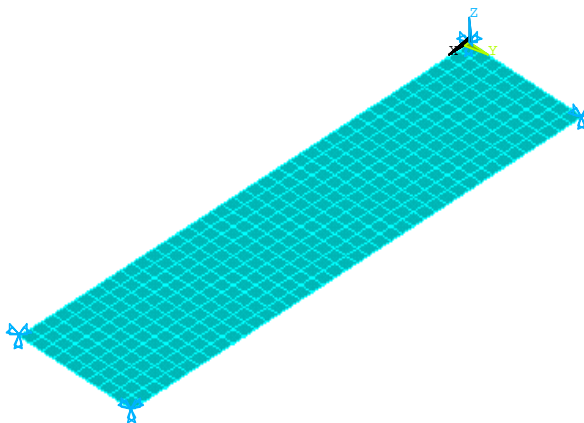


Figura 4.5 – Modelo de elementos finitos

A Tabela 4.3 mostra o número de nós e elementos empregados no desenvolvimento dos modelos computacionais das passarelas analisadas nesta dissertação.

Tabela 4.3 – Nós e elementos empregados nos modelos computacionais

Vão (m)	Nós	Elementos	Vão (m)	Nós	Elementos
10,0	451	530	25,0	1111	1310
12,5	561	660	27,5	1221	1440
15,0	671	790	30,0	1331	1570
17,5	781	920	32,5	1441	1700
20,0	891	1050	35,0	1551	1830
22,5	1001	1180			

4.4. Desempenho Computacional

Com o intuito de relatar as experiências adquiridas acerca do desempenho computacional obtido durante o presente trabalho, são apresentados os tempos médios de processamento necessário para obtenção dos resultados numéricos dos modelos de passarelas.

As análises computacionais foram realizadas em um microcomputador com processador AMD Athlon XP 2200, com 1GB de memória RAM e dois discos rígidos com 80 GB e 40 GB, respectivamente. O software utilizado nas análises foi o ANSYS [27] na versão 9.0, rodando sobre sistema operacional Windows XP Professional.

O tempo gasto para obtenção dos resultados das análises estática e modal para os modelos de passarela com vãos variando de 10 m a 35 m foi inferior a 10 s. Na análise harmônica esse tempo variou entre 30 min para o modelo de passarela com vão de 10 m e 5 h para o modelo de passarela com vão de 35 m. Na análise transiente o tempo gasto para obtenção dos resultados variou de 1 h para modelo de passarela com vão de 10 m e 9 h para o modelo de passarela com vão de 35 m.

Cabe ressaltar que a malha de elementos finitos utilizada nos modelos computacionais foi de 0,25 m e que o intervalo de tempo utilizado para integração das equações de movimento foi de 0,1 s para as análises harmônicas e 0,001 s para as análises transientes.

4.5. Análise Estática

A análise estática foi realizada com o objetivo de se determinar o máximo deslocamento ocorrido nas passarelas devido a uma carga concentrada de 700 N aplicada no meio do vão, representativa do peso de uma pessoa. Estes resultados são de grande importância para o estudo do gráfico de amplificação dinâmica que será visto posteriormente.

4.6. Análise Dinâmica

4.6.1. Tipos de Análises

Ao longo do presente estudo, foram realizadas análises de autovalores e autovetores, harmônicas e análises de conforto humano. A análise de autovalores e autovetores constitui uma fase inicial do estudo, onde pode-se determinar parâmetros importantes de uma estrutura tais como: frequências naturais e modos de vibração.

Na análise harmônica, a resposta permite prever o comportamento dinâmico da estrutura sob carregamento cíclico. Isso permite verificar se a estrutura irá sofrer ressonância, fadiga ou outros efeitos. Qualquer carga cíclica produz uma resposta dinâmica estacionária (função temporal conhecida). A análise da resposta harmônica é uma técnica usada para determinar a resposta de uma estrutura sob a ação de cargas que variam harmonicamente com o tempo, conforme a Equação (4.1).

$$F(t) = P \sin(\omega t + \phi) \quad (4.1)$$

onde ω é a frequência de excitação em termos de ciclos por tempo e Φ é o ângulo de fase.

A idéia é calcular a resposta da estrutura para várias frequências e obter um gráfico da resposta (deslocamento nodal) em função da frequência. Os picos de resposta são identificados no gráfico e as tensões podem ser analisadas para esses valores. Picos na resposta ocorrem quando as frequências das forças se igualam às frequências naturais da estrutura. Esta fase é muito importante, pois é através dela que se obtém a contribuição dos modos que participam da resposta para um certo tipo de carregamento.

Na análise de conforto humano, é determinada a resposta dinâmica de uma estrutura sob a ação de vários tipos de carregamento dependentes do tempo. Pode-se utilizar esse tipo de análise para determinar a variação com o tempo dos deslocamentos, esforços e tensões como resposta de uma combinação da ação de cargas estáticas, harmônicas e transientes. Nesta análise, o amortecimento considerado é do tipo proporcional ou de Rayleigh, sendo a matriz de amortecimento montada a partir dos parâmetros a_0 e a_1 , que

são coeficientes relacionados com a matriz de massa e a matriz de rigidez, respectivamente. Esses parâmetros são determinados em função das taxas de amortecimento.

4.6.2. Modelos de Carregamento

Nesse estudo, o carregamento gerado por uma caminhada foi incorporado aos modelos de elementos finitos de quatro formas diferentes, durante a investigação das respostas dinâmicas das passarelas. Para uma melhor compreensão de como cada ação dinâmica produzida pelo pedestre foi aplicada nos modelos, serão descritas as metodologias desenvolvidas para a aplicação dessas ações.

4.6.2.1. Modelo I

Neste modelo de carregamento, a força dinâmica representativa da caminhada, Figura 4.7, obtida através da Equação (4.2), é composta por somente um harmônico ressonante da carga, aplicado no ponto de maior amplitude modal da passarela conforme Figura 4.6. Logo, não há uma variação espacial da carga no decorrer do tempo, pois a mesma é aplicada sempre no meio do vão, o que de fato não acontece durante uma caminhada.

A freqüência de excitação é feita igual a freqüência fundamental da estrutura. Por exemplo, se uma determinada passarela possui freqüência fundamental de 6 Hz, o terceiro harmônico de uma caminhada com freqüência do passo igual 2 Hz seria capaz de provocar a ressonância ($3 \times 2 \text{ Hz} = 6 \text{ Hz}$). Portanto, a freqüência da carga varia conforme a freqüência fundamental da estrutura.

$$F(t) = P \cdot \alpha_i \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_s \cdot t) \quad (4.2)$$

onde P é o peso de uma pessoa igual a 700 N [28]; α_i é o coeficiente dinâmico para força harmônica; i é o múltiplo harmônico da freqüência do passo (1, 2, 3...); f_s é a freqüência do passo da atividade e t é o tempo.

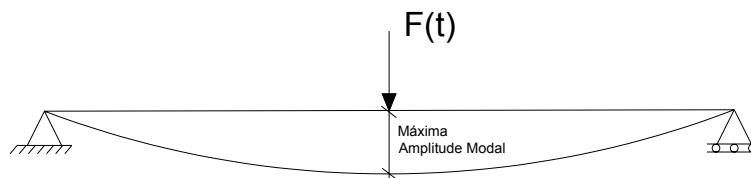


Figura 4.6 – Carga aplicada no ponto de maior amplitude modal

A Figura 4.8 apresenta a transformada de Fourier, $F(\omega)$, da função associada ao modelo de carregamento I, $F(t)$, Figura 4.7. Deve-se notar que a função $F(\omega)$ apresenta apenas um pico representativo da frequência da excitação associada a apenas um harmônico ($f = 2$ Hz), que neste caso representa o terceiro harmônico referente à caminhada de um pedestre.

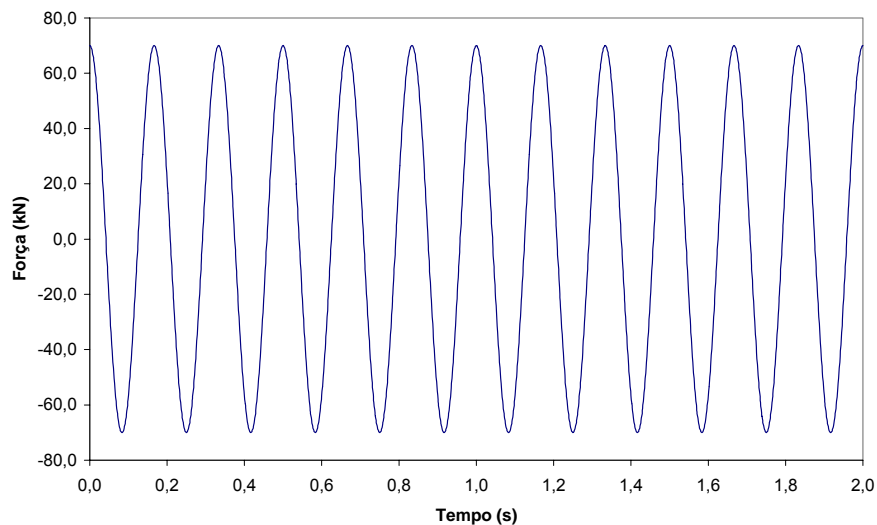


Figura 4.7 – Função de carregamento dinâmico para uma pessoa caminhando a 2 Hz

A Figura 4.7 foi gerada através do programa GFCD – Gerador de Funções de Carregamento Dinâmico, que é apresentado detalhadamente no capítulo 1.

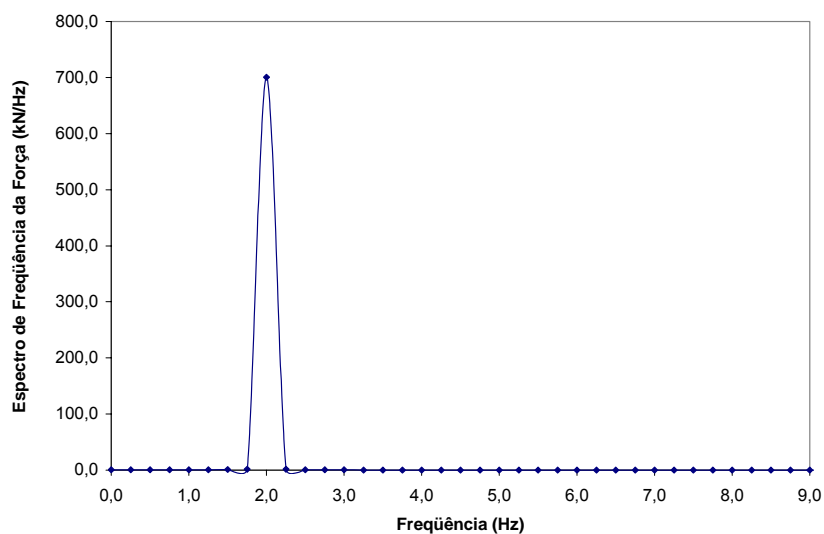


Figura 4.8 – Espectro de frequência da força para um harmônico

4.6.2.2. Modelo II

Este modelo de representação do carregamento gerado em uma caminhada é composto de uma parcela referente à carga estática, correspondente ao peso de uma pessoa, e uma combinação de harmônicos associados à excitação, Figura 4.9, obtido através da Equação (4.3). Este modelo considera a mesma estratégia do modelo anterior, isto é, a carga será aplicada no ponto de maior amplitude modal da estrutura, Figura 4.6. Por conseguinte, não há variação espacial da carga no decorrer do tempo e sua frequência varia conforme a frequência fundamental da estrutura. Da mesma forma, uma frequência do passo igual a 2 Hz levaria uma estrutura com frequência fundamental de 6 Hz à ressonância ($3 \times 2 \text{ Hz} = 6 \text{ Hz}$). Quatro harmônicos serão utilizados para gerar o carregamento dinâmico, conforme apresentado na Tabela 4.4.

$$F(t) = P \cdot \left[1 + \sum \alpha_i \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_s \cdot t + \phi_i) \right] \quad (4.3)$$

onde P é o peso de uma pessoa igual a 700 N [28]; α_i é o coeficiente dinâmico para força harmônica; i é o múltiplo harmônico (1, 2, 3...); f_s é a frequência do passo da atividade; t é o tempo e Φ_i é o ângulo de fase para o harmônico.

A Figura 4.10, mostra o espectro da força obtida através da transformada de Fourier, $F(\omega)$, da função associada ao modelo de carregamento II, $F(t)$, Figura 4.9. Deve-se notar que a função $F(\omega)$ apresenta quatro picos representativos da frequência da excitação associada aos quatro harmônicos ($f_1 = 2 \text{ Hz}$, $f_2 = 4 \text{ Hz}$, $f_3 = 6 \text{ Hz}$, $f_4 = 8 \text{ Hz}$).

A Tabela 4.4 apresenta os valores dos coeficientes dinâmicos α_i , e dos ângulos de fase Φ , utilizados na Equação (4.3) para obtenção da função de carregamento representativa do caminhar humano.

Tabela 4.4 – Parâmetros utilizados para obtenção da função de carregamento

Número do harmônico	Caminhar		
	f_s (Hz)	α_i	Φ
1	1,6 – 2,2	0,5	0
2	3,2 – 4,4	0,2	$\pi/2$
3	4,8 – 6,6	0,1	$\pi/2$
4	6,4 – 8,8	0,05	$\pi/2$

A Figura 4.9 foi gerada através do programa GFCD – Gerador de Funções de Carregamento Dinâmico, que será apresentado detalhadamente no capítulo 1.

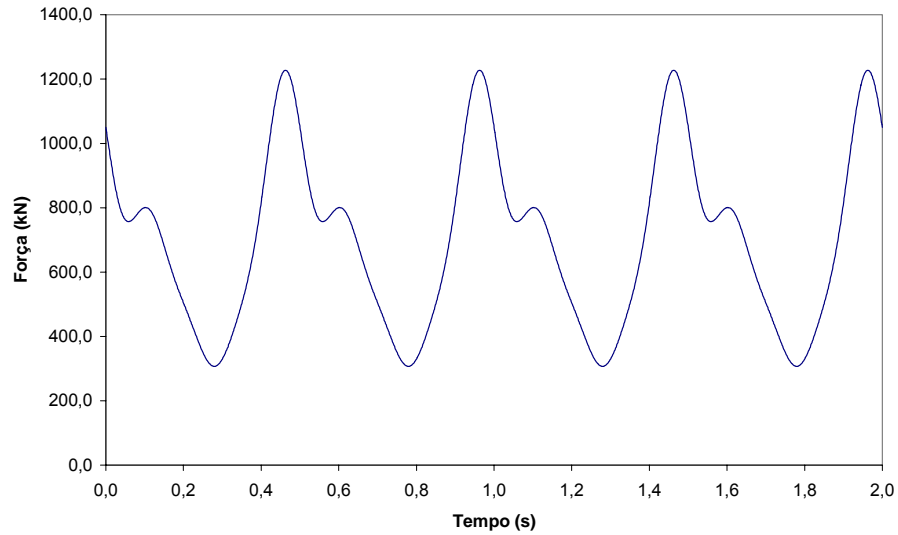


Figura 4.9 - Função de carregamento dinâmico para uma pessoa caminhando a 2 Hz

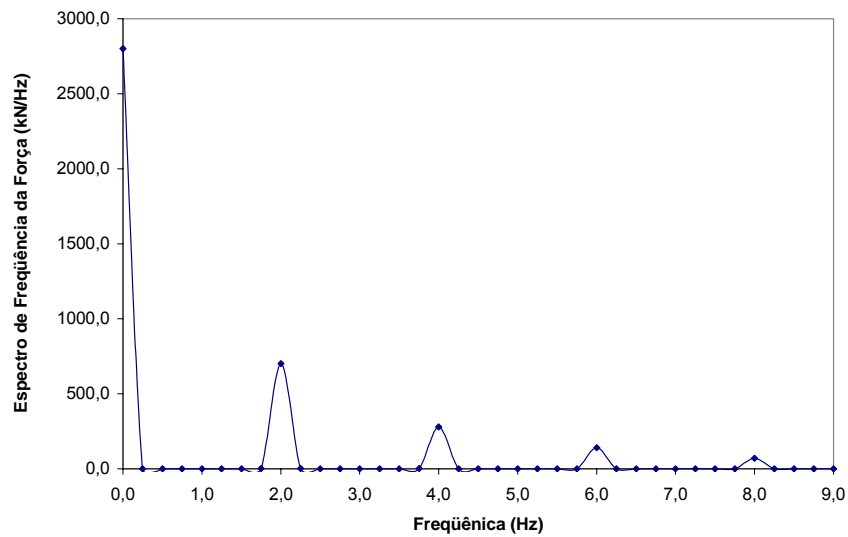


Figura 4.10 – Espectro de frequência da força para todos os harmônicos

4.6.2.3. Modelo III

Este terceiro modelo de representação do carregamento gerado em uma caminhada é mais realista do que os modelos apresentados anteriormente. Nesse modelo a posição do carregamento dinâmico é alterada de acordo com a posição do pedestre. Portanto, a função gerada tem uma descrição temporal e espacial.

O movimento organizado de pernas que causa a subida e descida da massa efetiva do corpo humano em cada passada foi considerado. O presente modelo tem a intenção de

representar de modo mais realista os passos dados em uma caminhada. Entretanto, é necessário estudar outros parâmetros neste tipo de modelagem, tais como: a distância e a velocidade do passo. Esses parâmetros estão associados com a frequência do passo e são ilustrados pela Tabela 4.5. Para valores intermediários deve-se efetuar uma interpolação linear [12].

Tabela 4.5 – Características da caminhada humana, [12]

Atividade	Velocidade (m/s)	Distância do passo (m)	Frequência do passo (Hz)
Caminhada lenta	1,10	0,60	1,70
Caminhada normal	1,50	0,75	2,00
Caminhada rápida	2,20	1,00	2,30

O caminhar do pedestre na passarela é baseado na Equação (4.3), portanto variável com o tempo, e quatro harmônicos foram usados para gerar o carregamento dinâmico, como mostrado na Tabela 4.4. Assim como no modelo anterior, o terceiro harmônico de um passo com frequência igual a 2 Hz seria o harmônico ressonante ($3 \times 2 \text{ Hz} = 6 \text{ Hz}$), de acordo com a Figura 4.9. Além disso, este modelo deveria ser aplicado como mostrado na Figura 4.11, onde a carga é constantemente aplicada na estrutura a uma certa velocidade.

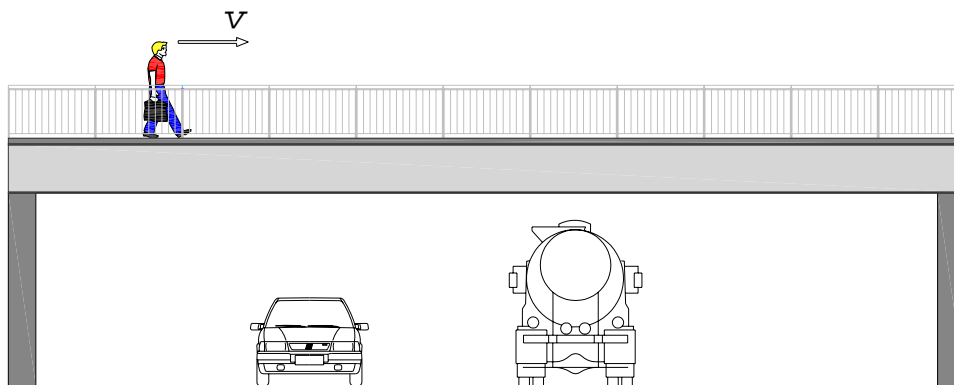


Figura 4.11 – Representação da carga durante a caminhada conforme modelo III

Nesta situação, a malha de elementos finitos tem de ser refinada suficientemente. Assim, adota-se a simplificação de dividir a carga representativa de um passo em várias cargas menores, a fim de se obter uma configuração compatível com o tamanho de malha adotado em cada modelo. Assim, poderíamos aplicar cada carga menor em um determinado

nó, totalizando o passo completo. O tempo de aplicação da carga dinâmica com a estrutura depende da distância e da freqüência do passo.

De acordo com a metodologia apresentada, a distância do passo para a freqüência do passo igual a 2 Hz é 0,75 m, Tabela 4.5. O período do passo é igual a $1/f = 1/2,0 \text{ Hz} = 0,50 \text{ s}$, correspondente a uma distância de 0,75 m. Se a malha de elementos finitos possui tamanho igual 0,25 m, por exemplo, para representar um passo do pedestre sobre a passarela seriam necessárias três cargas. Cada uma dessas cargas P1, P2 e P3 seria aplicada durante $0,50/3 = 0,1667$, Figura 4.12.

Entretanto, a carga dinâmica não será aplicada simultaneamente. A carga P1 seria aplicada durante 0,1667s, e no fim desse período de tempo, P1 passaria a valer 0 e a carga P2 seria aplicada por 0,1667s. Este processo ocorreria sucessivamente e o carregamento dinâmico seria aplicado ao longo da estrutura, Figura 4.12. É possível notar que, deste modo, toda a ação dinâmica associada com a função de tempo será aplicada corretamente na estrutura.

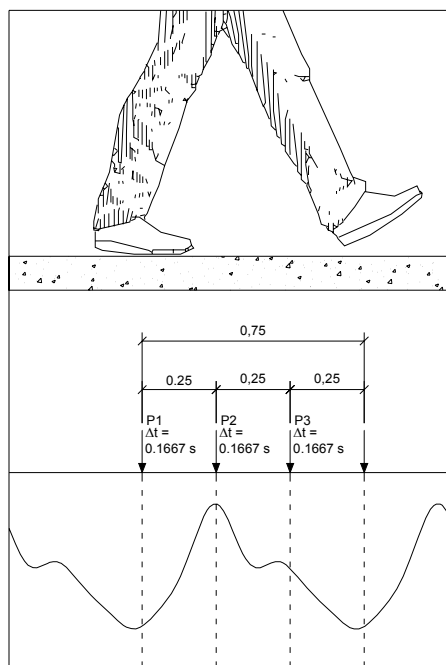


Figura 4.12 – Pedestre caminhando sobre a passarela

4.6.2.4. Modelo IV

O último modelo de carregamento segue a mesma metodologia aplicada no modelo anterior, no entanto o efeito proveniente do impacto transiente do calcanhar será incorporado de acordo com o modelo matemático proposto por Varela [26]. A Figura 4.13

mostra o gráfico da função de carregamento dinâmico gerada utilizando a Equação (4.4) [26].

$$F(t) = \begin{cases} \left(\frac{f_{mi} F_m - P}{0,04 T_p} \right) t + P & \text{se } 0 \leq t < 0,04 T_p \\ f_{mi} F_m \left[\frac{C_1 (t - 0,04 T_p)}{0,02 T_p} + 1 \right] & \text{se } 0,04 T_p \leq t < 0,06 T_p \\ F_m & \text{se } 0,06 T_p \leq t < 0,15 T_p \\ P + \sum_{i=1}^{nh} P \alpha \operatorname{sen} [2 \pi i f_c (t + 0,1 T_p) + \phi_i] & \text{se } 0,15 T_p \leq t < 0,90 T_p \\ 10(P - C_2) \left(\frac{t}{T_p} - 1 \right) + P & \text{se } 0,90 T_p \leq t < T_p \end{cases} \quad (4.4)$$

onde F_m é o valor máximo da série de Fourier e é fornecido pela Equação (4.5); f_{mi} é o fator de majoração do impacto do calcanhar, ou seja, é a relação entre o valor do pico transiente do calcanhar e o valor máximo da série de Fourier (F_m); e C_1 e C_2 são coeficientes dados pelas Equações (4.6) e (4.7).

$$F_m = P \cdot \left(1 + \sum_{i=1}^{nh} \alpha_i \right) \quad (4.5)$$

$$C_1 = \left(\frac{1}{f_{mi}} - 1 \right) \quad (4.6)$$

$$C_2 = \begin{cases} P \cdot (1 - \alpha_2) & \text{se } nh = 3 \\ P \cdot (1 - \alpha_2 + \alpha_4) & \text{se } nh = 4 \end{cases} \quad (4.7)$$

Na Figura 4.13, o fator de majoração do impacto do calcanhar usado foi igual a 1,12, segundo recomendação de Varela [26]. Os ângulos de fase utilizados foram $\alpha_1 = 0$, $\alpha_2 = \pi/2$, $\alpha_3 = \pi$ e $\alpha_4 = 3\pi/2$, isto porque, conforme exposto anteriormente, as equações propostas por Varela [26] foram concebidas utilizando tais valores. Caso sejam utilizado valores diferentes dos apresentados, a Equação (4.4) apresenta singularidades e fica descaracterizada.

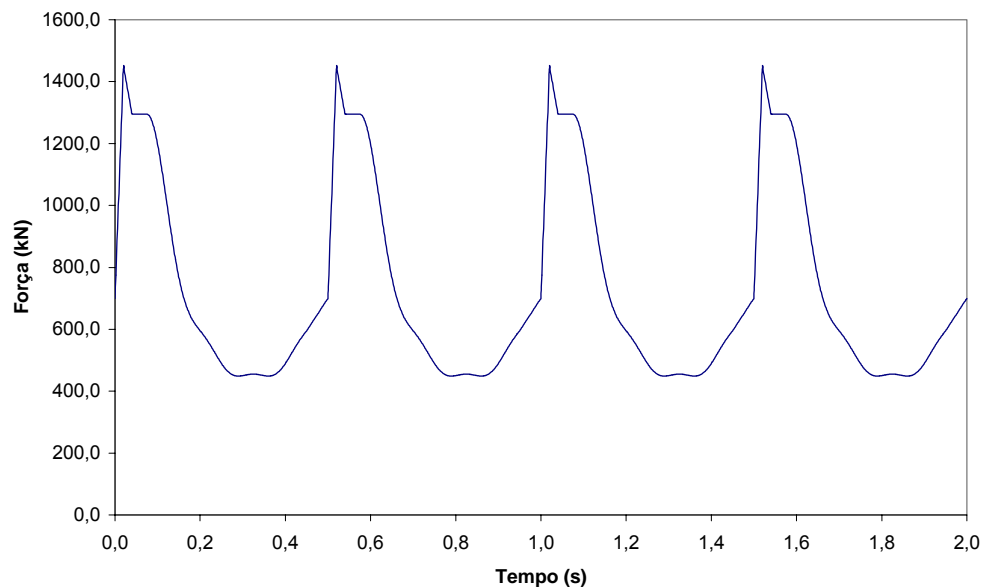


Figura 4.13 – Função de carregamento dinâmico para uma pessoa caminhando a 2 Hz

O programa GFCD – Gerador de Funções de Carregamento Dinâmico, que será apresentado detalhadamente no capítulo 1, foi utilizado para gerar a função apresentada na Figura 4.13.

4.6.2.5. Resumo acerca dos modelos de carregamento desenvolvidos

A Tabela 4.6 mostra um resumo dos quatro modelos de carregamento que serão considerados no decorrer desse estudo.

Tabela 4.6 – Resumo dos modelos de carregamento

Modelo de carregamento	Variação espacial da carga	Nº de harmônicos	Impacto do calcanhar
Modelo I	Não, aplicada no ponto de maior amplitude modal.	Um	Não
Modelo II	Não, aplicada no ponto de maior amplitude modal.	Quatro	Não
Modelo III	Sim, aplicada ao longo de toda a estrutura.	Quatro	Não
Modelo IV	Sim, aplicada ao longo de toda a estrutura.	Quatro	Sim

4.7. Modelagem do Amortecimento

A matriz de amortecimento, \mathbf{C} , é geralmente expressa em termos de taxas de amortecimento obtidas experimentalmente, através de ensaios dos sistemas estruturais ou de suas componentes constituídos do mesmo material, devido à dificuldade de se avaliar fisicamente essa matriz. É usual se utilizar a matriz de amortecimento do tipo proporcional ou de Rayleigh [44], cuja matriz \mathbf{C} é proporcional a matriz de rigidez e de massa.

$$\mathbf{C} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{K} \quad (4.8)$$

Em termos de taxa de amortecimento modal e frequência natural circular, dada em rad/s, a Equação (4.8) pode ser reescrita como:

$$\xi_i = \frac{a_0}{2\omega_{0i}} + \frac{a_1\omega_{0i}}{2} \quad (4.9)$$

onde ξ_i é a taxa de amortecimento do modo i e ω_{0i} é a frequência natural circular do modo i = $2\pi f_{ni}$.

Isolando os termos a_0 e a_1 da Equação (4.9) para duas frequências naturais, tem-se:

$$a_1 = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}^2 - \omega_{01}^2} \quad (4.10)$$

$$a_0 = 2\xi_1\omega_{01} - a_1\omega_{01}^2 \quad (4.11)$$

Portanto, a partir de duas frequências naturais conhecidas é possível determinar o valor dos parâmetros a_0 e a_1 , que definem a taxa de amortecimento.

Na Figura 4.14 é apresentado o gráfico da taxa de amortecimento em função das frequências naturais da passarela com vão de 27,5 m. Os valores de a_0 e a_1 foram calculados, utilizando as Equações (4.10) e (4.11), a partir da primeira e da segunda frequência naturais obtidas através da análise modal da estrutura e da taxa de amortecimento de 1% [28]. Percebe-se, claramente, através da Figura 4.14, que a taxa de amortecimento permanece constante somente para as duas primeiras frequências naturais, aumentando gradativamente à medida que as frequências naturais crescem.

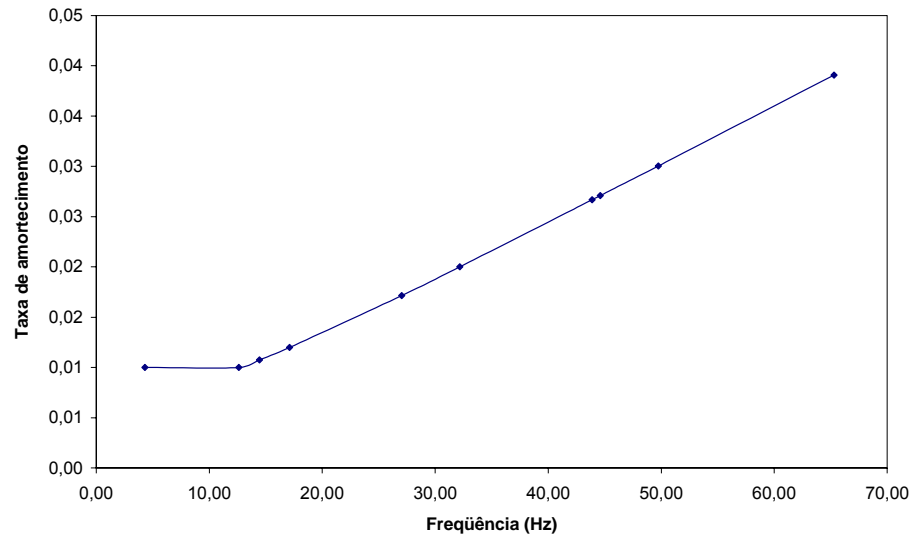


Figura 4.14 – Variação da taxa de amortecimento em função das frequências naturais

5. GFCD - Gerador de Funções de Carregamento Dinâmico

5.1. Introdução

Durante a fase de análise dinâmica das passarelas, desenvolvida com base no programa Ansys, seriam necessárias gerar tabelas contendo os valores da variação do carregamento ao longo do tempo, os quais seriam aplicados nos modelos de elementos finitos de forma a simular o caminhar de um pedestre durante a travessia da passarela.

Considerando todos os modelos que seriam analisados, o número de tabelas necessárias seria em torno de 4.000, um aplicativo foi então desenvolvido a fim de automatizar o processo de geração dessa tabelas.

O aplicativo implementa as equações que modelam o caminhar humano, considerando o pico transiente devido ao calcanhar proposto por Varela [26], sem considerar o calcanhar com somente um harmônico ou sem considerar o calcanhar com mais de um harmônico.

5.2. Descrição Sumária do Aplicativo

A Figura 5.1 mostra a janela inicial do aplicativo que é exibida na abertura do Gerador de Funções de Carregamento, GFCD.



Figura 5.1 – Janela inicial do aplicativo

A tela principal do aplicativo, Figura 5.2, possui uma barra de menus contendo os seguintes itens: Arquivo, Calcular e Sobre, que serão descritos a seguir.

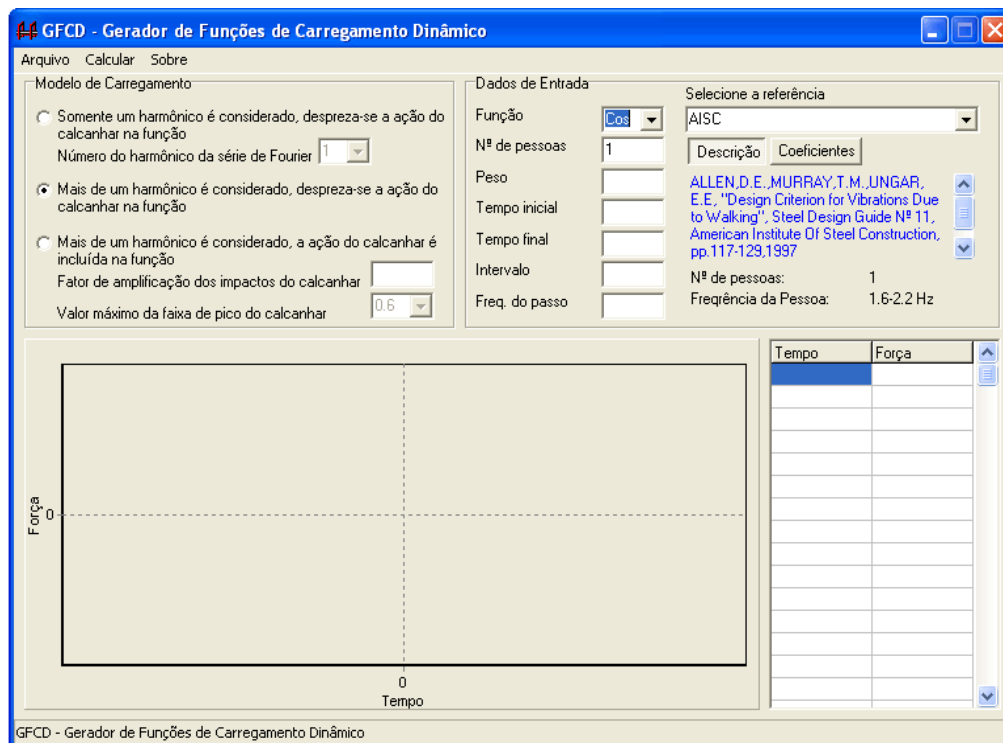


Figura 5.2 – Tela principal do GFCD

- Arquivo: é dividido em três itens: *Novo*, *Exportar Tabela* e *Sair*, Figura 5.3. O item *Novo* limpa a tela para que seja gerada uma nova função. *Exportar Tabela* possui duas opções: *Simples* e *Múltipla*, se o usuário clicar em *Simples* a tabela será salva em um único arquivo, se o usuário clicar em *Múltipla* uma nova janela se abrirá, Figura 5.4, para que o usuário informe o valor do tempo de contato da carga, que será utilizado para salvar as tabelas em múltiplos arquivos, conforme o Modelo de Carregamento IV do item 4.6.2.4. *Sair* finaliza o aplicativo.

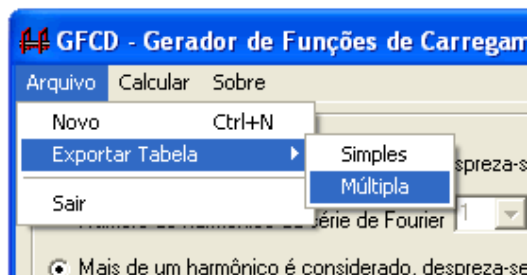


Figura 5.3 – Menu Arquivo

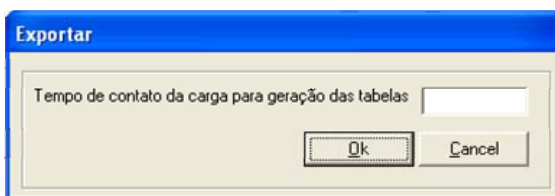


Figura 5.4 – Janela de tempo de contato da carga

- Calcular: gera a função de carregamento dinâmico.
- Sobre: exibe as informações sobre autoria do aplicativo.

Em *Modos de Carregamento* é possível selecionar entre três opções de função. Na primeira opção somente um harmônico é considerado e despreza-se a ação do efeito do calcanhar na função, deve-se selecionar o número do harmônico da série de Fourier que será utilizado. Na segunda opção, mais de um harmônico é considerado e despreza-se a ação do calcanhar na função. Na terceira opção, mais de um harmônico é considerado e a ação do calcanhar é incluída na função, nessa opção deve-se fornecer o valor do fator de amplificação dos impactos do calcanhar, tomado inicialmente igual a 1,12, e o valor máximo da faixa de pico do calcanhar, tomado inicialmente igual a 0,6. Os campos que compõem os *Dados de Entrada* serão descrito a seguir:

- Função: pode-se determinar se a série de Fourier será calculada com a função seno ou co-seno, inicialmente co-seno é selecionado.
- Nº de pessoas: número de pessoas considerado na função.
- Peso: peso correspondente a uma pessoa.
- Tempo inicial: tempo inicial da função.
- Tempo final: tempo final da função.
- Intervalo: intervalo de tempo.
- Freq. do passo: frequência do passo

Deve-se selecionar uma referência para que os valores do coeficiente dinâmico, α_i , e dos ângulos de fase sejam atribuídos corretamente à função. Pode-se optar por diversas opções disponíveis de referências, conforme Tabela 5.1, ou ainda informar os valores de uma nova referência manualmente. Na aba *Descrição* é informada a referência bibliográfica do item selecionado e na aba *Coefficientes* são informados os valores dos coeficientes dinâmicos e ângulos de fase, caso tenha sido escolhida uma das referências disponíveis. Caso tenha sido escolhida a opção *outra*, devem ser informados os devidos valores dos coeficientes nessa aba.

O programa se encarrega de verificar se os dados informados pelo usuário estão de acordo com os limites estabelecidos pelas referências, emitindo avisos e informações, Figura 5.5.

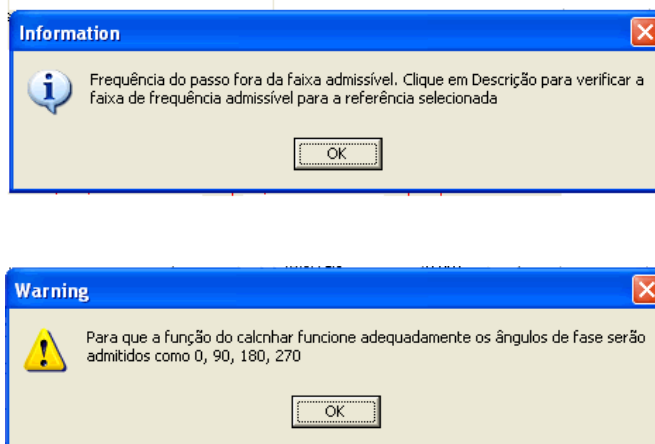


Figura 5.5 – Janela de aviso gerado pelo GFCD

Após informar todos os dados clica-se em *Calcular*, os resultados podem ser visualizados de duas formas: gráfica e através de tabela, Figura 5.6.

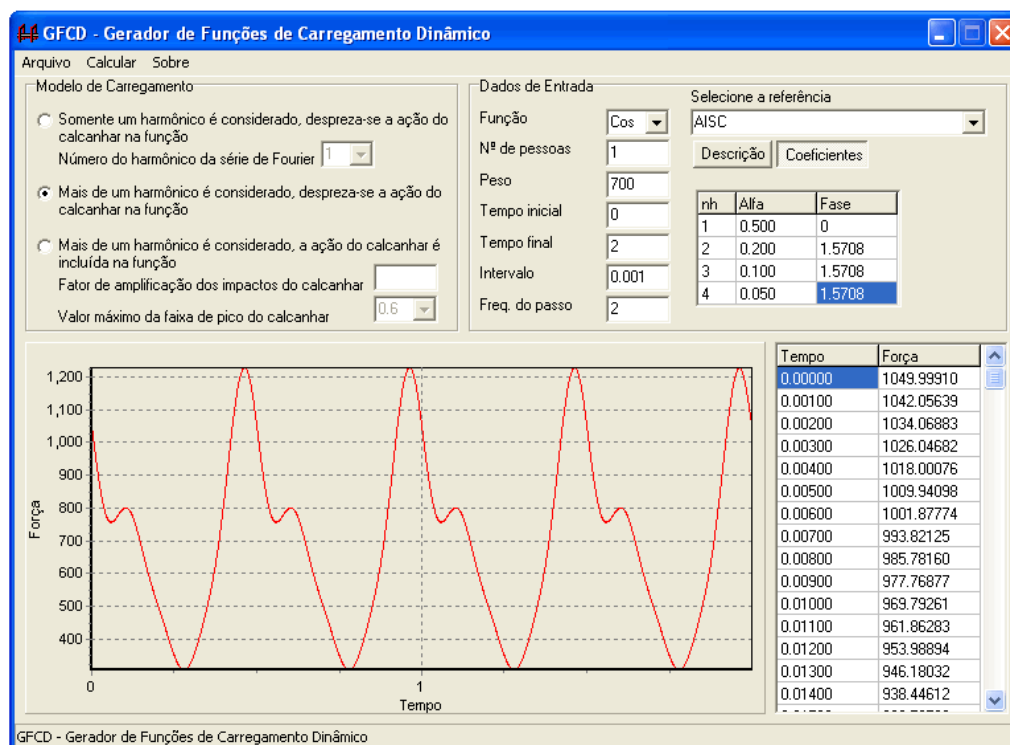


Figura 5.6 – Visualização do resultado obtidos pelo GFCD

Tabela 5.1 - Coeficientes da série de Fourier para cargas dinâmicas propostos por vários autores e implementados no programa

Referências	Coeficiente da carga dinâmica				Nº. de pessoas	Frequência do passo (Hz)
	α_1	α_2	α_3	α_4		
AISC [28]	0,50	0,20	0,10	0,05	1	1,60 - 2,20
BS5400 [16] e ONT [19]	0,257	-	-	-	qualquer	Qualquer
Bachmann et al [36] e CEB [37]	0,40	0,10	0,10	-	qualquer	1,60 – 2,40
COPPE [38]	0,34	0,10	0,10	-	qualquer	1,60 – 2,0
Ebrahimpour et al [39]	$0,18 - 0,05 \log(n)$	-	-	-	≤ 10	1,50
	$0,25 - 0,08 \log(n)$	-	-	-	≤ 10	1,75
	$0,34 - 0,09 \log(n)$	-	-	-	≤ 10	2,00
	$0,51 - 0,09 \log(n)$	-	-	-	≤ 10	2,50
	0,17	-	-	-	> 10	1,75
	0,25	-	-	-	> 10	2,00
	0,42	-	-	-	> 10	2,50
Ohlsson [10]	159/P	61/P	20/P	-	qualquer	qualquer
Rainer, Pernica e Allen [32]	$\alpha_1 = -0,22169 f^3 + 1,11946 f^3 - 1,44748 f + 0,5967$ $\alpha_2 = -0,012037 (2f)^3 + 0,1494 (2f)^2 - 0,53146 (2f) + 0,6285$ $\alpha_3 = -0,00009068 (3f)^5 - 0,0021066 (3f)^4 + 0,018364 (3f)^3 - 0,077278 (3f)^2 - 0,17593 (3f) + 0,1477$ $\alpha_4 = -0,00051715 (4f)^4 - 0,014388 (4f)^3 + 0,14562 (4f)^2 - 0,62994 (4f) + 1,018469$				qualquer	1,00 – 3,00
SCI – Wyatt [32]	0,16 se $3 \text{ Hz} < f_0 < 4 \text{ Hz}$ $(0,4) \times (1,4 - 0,25 f_0)$ se $4 \text{ Hz} < f_0 < 4,8 \text{ Hz}$ 0,08 se $f_0 > 4,8 \text{ Hz}$ f_0 é a frequência fundamental da estrutura Peso da pessoa = 600 N				qualquer	qualquer
Young [40]	$0,41(f_c - 0,95) > 0,56$	$0,069 + 0,0056 f_c$	$0,033 + 0,0064 f_c$	$0,013 + 0,0065 f_c$	qualquer	1,00-2,80

6. Estudo de Casos

6.1. Introdução

Neste capítulo são apresentados os resultados da análise da resposta dinâmica de diversos projetos de passarelas, em termos das acelerações verticais máximas, calculados via método dos elementos finitos, utilizando o programa ANSYS [23], e por meio dos processos simplificados especificados em alguns critérios de projeto [16,19,22,28,29,30].

Para quantificar os níveis de vibração, dois processos são utilizados. O primeiro considera a maior amplitude da aceleração ou pico, o segundo considera a raiz quadrada do erro quadrático médio, rms (*root mean square*), dos valores de aceleração.

As comparações realizadas neste trabalho são dadas em termos do erro percentual relativo que é expresso pela Equação (4.8).

$$\delta_x = \frac{|x - \bar{x}|}{x} \cdot 100 \quad (6.1)$$

onde δ_x é o erro percentual relativo; x e \bar{x} são o maior e o menor valor obtido, respectivamente.

6.2. Análise Estática

Inicialmente, realiza-se a análise estática com o objetivo de se obter o deslocamento máximo ocorrido nas estruturas devido à aplicação de uma carga concentrada de 700 N [28], referente ao peso de uma pessoa, aplicada no meio do vão. A Tabela 6.1 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 6.1 – Deslocamentos máximos

Vão (m)	Desl. Máximo (mm)	Vão (m)	Desl. Máximo (mm)	Vão (m)	Desl. Máximo (mm)
10,0	0,061409	20,0	0,068081	30,0	0,065905
12,5	0,073003	22,5	0,077024	32,5	0,078343
15,0	0,067535	25,0	0,067192	35,0	0,067510
17,5	0,075707	27,5	0,079402		

6.3. Análise de Autovalores e Autovetores

Com base nas simulações numéricas realizadas, são determinadas as frequências naturais e os modos de vibração dos modelos. Na Tabela 6.2, podemos visualizar os resultados das 6 primeiras frequências naturais, obtidos através da análise computacional e os resultados obtidos calculando as frequências através do procedimento simplificado especificado no AISC [28]. Os modos de vibração são apresentados da Figura 6.1 a Figura 6.11.

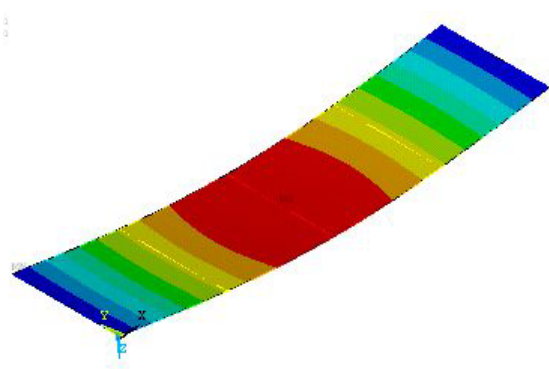
Tabela 6.2 – Frequências Fundamentais

Vão (m)	MEF						AISC 28]	Erro %
	f ₀₁	f ₀₂	f ₀₃	f ₀₄	f ₀₅	f ₀₆	f ₀₁	
10,0	9,04 F1	19,52 T1	30,58 F2	53,31 FT	53,76 F3	62,87 T2	8,58	5,14
12,5	7,72 F1	17,83 T1	26,66 F2	46,31 FT	46,88 T2	50,53 F3	7,23	6,26
15,0	6,63 F1	16,19 T1	22,85 F2	36,76 T2	39,87 FT	45,98 F3	6,03	9,03
17,5	5,91 F1	15,07 T1	20,07 F2	29,98 T2	35,32 FT	42,12 F3	5,23	11,55
20,0	5,37 F1	14,60 T1	18,23 F2	24,87 T2	32,95 FT	39,16 F3	4,74	11,87
22,5	4,99 F1	14,11 T1	16,83 F2	21,28 T2	30,87 FT	36,73 F3	4,35	12,66
25,0	4,65 F1	13,51 T1	15,63 F2	18,79 T2	28,96 FT	34,50 F3	4,04	13,13
27,5	4,31 F1	12,61 T1	14,45 F2	17,11 T2	27,04 FT	32,17 F3	3,74	13,17
30,0	4,11 F1	11,47 T1	13,59 F2	16,19 T2	24,86 FT	30,52 F3	3,52	14,48
32,5	3,84 F1	10,36 T1	12,67 F2	15,51 T2	22,99 FT	28,58 F3	3,28	14,55
35,0	3,55 F1	9,45 T1	11,53 F2	14,68 T2	21,07 FT	26,21 F3	2,96	16,41

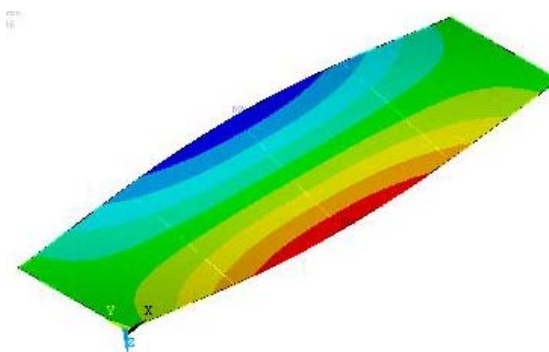
Na Tabela 6.2 pode-se observar, claramente, que à medida que o vão dos modelos estruturais é aumentado, o valor da frequência fundamental das passarelas diminui, como era de se esperar. Tal fato demonstra a coerência dos modelos computacionais desenvolvidos no presente estudo. Por outro lado, os resultados apresentados nesta tabela indicam que a partir do aumento dos modelos o erro percentual relativo aumenta consideravelmente. Evidentemente, considerando que a modelagem via métodos dos elementos finitos (MEF), foi feita de modo a ter-se resultados bastante refinados e que as expressões propostas pelo AISC são, de fato, bastante simplificadas, certamente os resultados fornecidos pelos modelos numéricos são tomados nesta dissertação como sendo mais próximos do real.

Da Figura 6.1(a) a Figura 6.1(f) mostram-se os valores das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração do modelo de passarela com

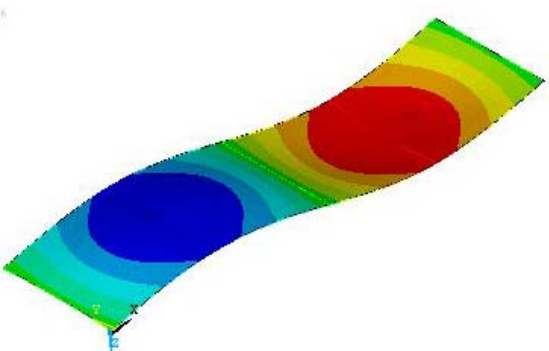
vão de 10,0 m. A primeira frequência natural foi de 9,04 Hz associado ao primeiro modo de flexão. A segunda frequência natural foi de 19,52 Hz, associado ao primeiro modo de torção. A terceira frequência natural foi de 30,58 Hz, associado ao segundo modo de flexão. A quarta frequência natural foi de 53,31 Hz, associado ao primeiro modo de flexo-torção. A quinta frequência natural foi de 53,76 Hz, associado ao terceiro modo de flexão. E a sexta frequência natural foi de 63,87 Hz, associado ao segundo modo de torção.



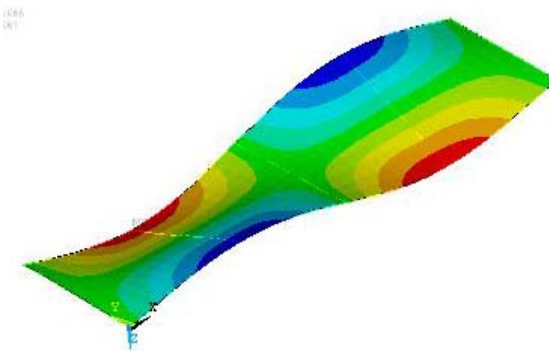
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01} = 9,04$ Hz.



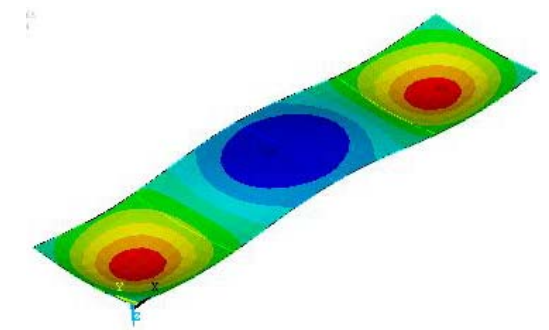
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02} = 19,52$ Hz.



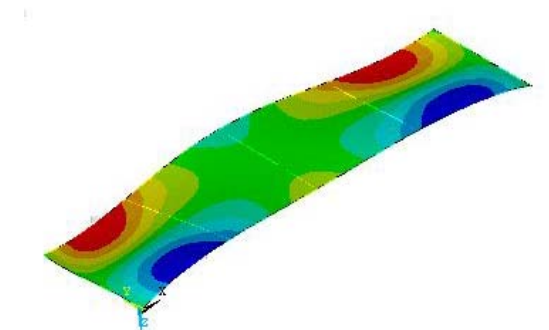
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03} = 30,58$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04} = 53,31$ Hz.



e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05} = 53,76$ Hz.



f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06} = 62,87$ Hz.

Figura 6.1 - Modos de vibração da passarela com vão de 10,0 m

Da Figura 6.2(a) a Figura 6.2 (f) mostram-se os valores das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração do modelo de passarela com vão de 12,5 m. A primeira frequência natural foi de 7,72 Hz associado ao primeiro modo de flexão. A segunda frequência natural foi de 17,83 Hz, associado ao primeiro modo de torção. A terceira frequência natural foi de 26,66 Hz, associado ao segundo modo de flexão. A quarta frequência natural foi de 46,31 Hz, associado ao primeiro modo de flexo-torção. A quinta frequência natural foi de 46,88 Hz, associado ao segundo modo de torção. E a sexta frequência natural foi de 50,53 Hz, associado ao terceiro modo de flexão.

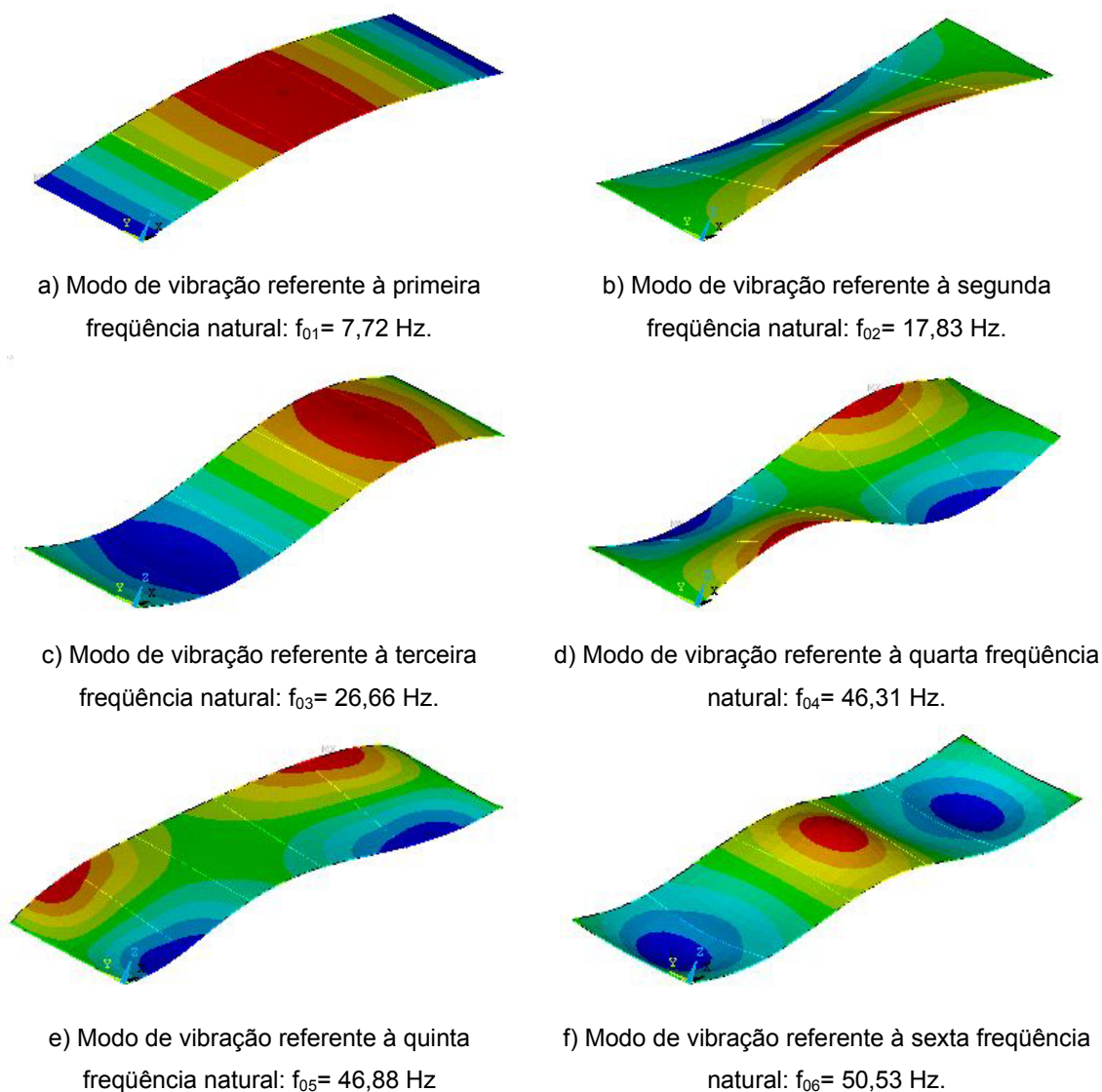
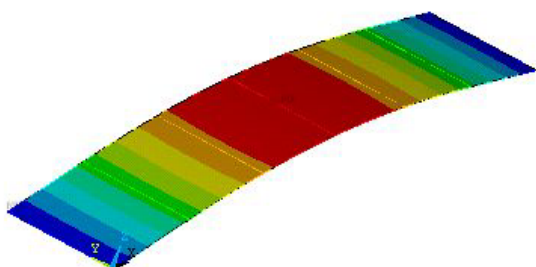
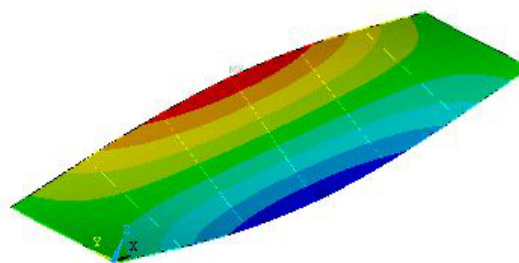


Figura 6.2 - Modos de vibração da passarela com vão de 12,5 m

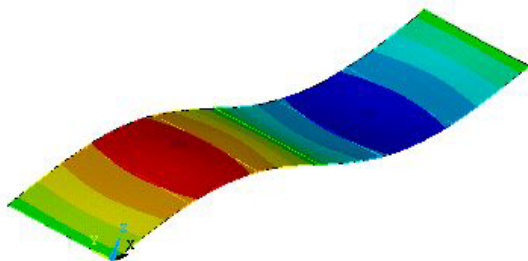
Da Figura 6.3(a) a Figura 6.3(f) mostram-se os valores das seis primeiras freqüências naturais e os seis primeiros modos de vibração do modelo de passarela com vão de 15,0 m. A primeira freqüência natural foi de 6,63 Hz associado ao primeiro modo de flexão. A segunda freqüência natural foi de 16,19 Hz, associado ao primeiro modo de torção. A terceira freqüência natural foi de 22,85 Hz, associado ao segundo modo de flexão. A quarta freqüência natural foi de 36,76 Hz, associado ao segundo modo de torção. A quinta freqüência natural foi de 39,87 Hz, associado ao primeiro modo de flexo-torção. E a sexta freqüência natural foi de 45,98 Hz, associado ao terceiro modo de flexão.



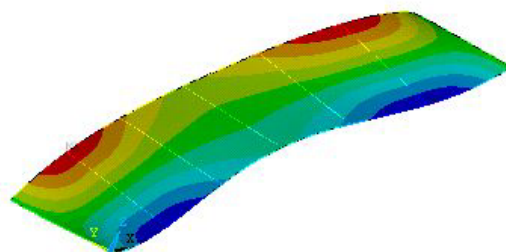
a) Modo de vibração referente à primeira freqüência natural: $f_{01} = 6,63$ Hz.



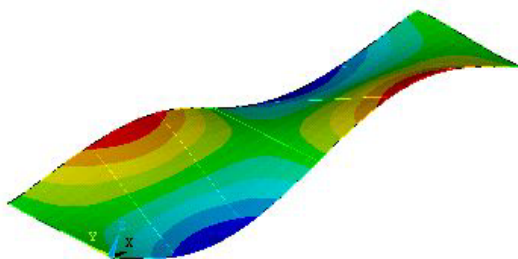
b) Modo de vibração referente à segunda freqüência natural: $f_{02} = 16,19$ Hz.



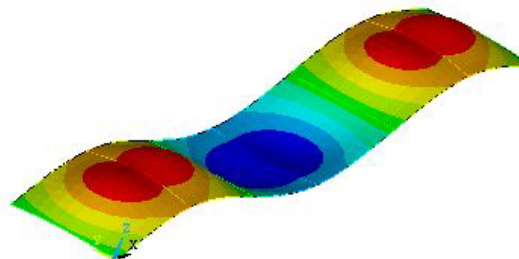
c) Modo de vibração referente à terceira freqüência natural: $f_{03} = 22,85$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta freqüência natural: $f_{04} = 36,76$ Hz.



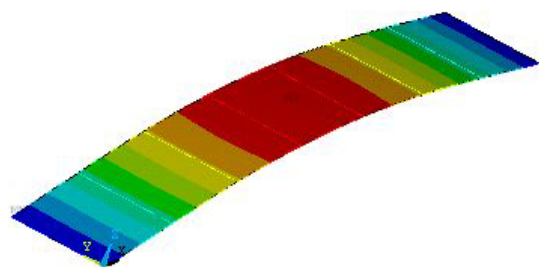
e) Modo de vibração referente à quinta freqüência natural: $f_{05} = 39,87$ Hz.



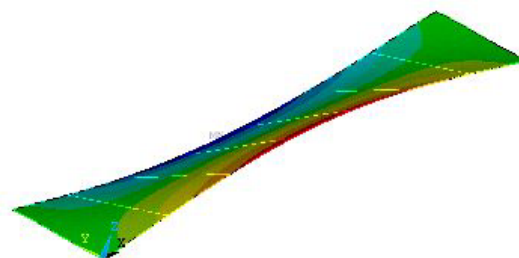
f) Modo de vibração referente à sexta freqüência natural: $f_{06} = 45,98$ Hz.

Figura 6.3 - Modos de vibração da passarela com vão de 15,0 m

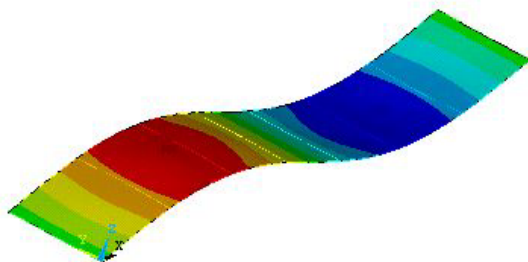
Da Figura 6.4(a) a Figura 6.4(f) mostram-se os valores das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração do modelo de passarela com vão de 17,5 m. A primeira frequência natural foi de 5,91 Hz associado ao primeiro modo de flexão. A segunda frequência natural foi de 15,07 Hz, associado ao primeiro modo de torção. A terceira frequência natural foi de 20,07 Hz, associado ao segundo modo de flexão. A quarta frequência natural foi de 29,98 Hz, associado ao segundo modo de torção. A quinta frequência natural foi de 35,32 Hz, associado ao primeiro modo de flexo-torção. E a sexta frequência natural foi de 42,12 Hz, associado ao terceiro modo de flexão.



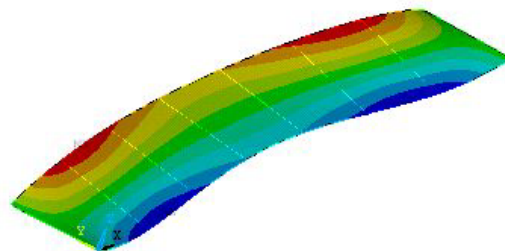
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01} = 5,91$ Hz.



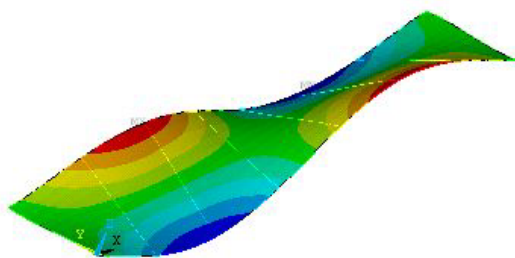
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02} = 15,07$ Hz.



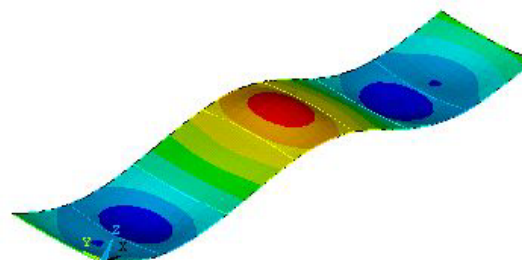
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03} = 20,07$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04} = 29,98$ Hz.



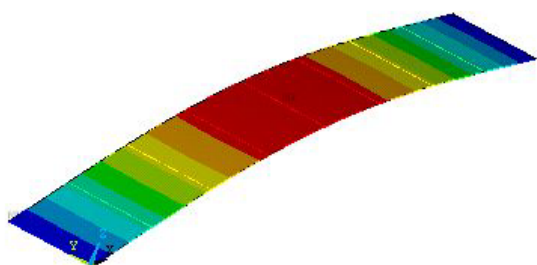
e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05} = 35,32$ Hz.



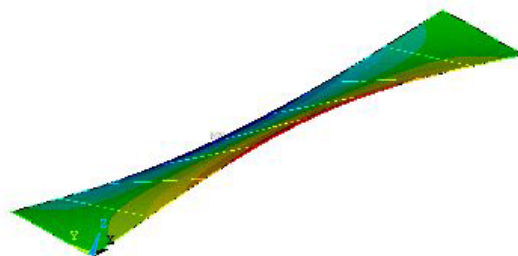
f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06} = 42,12$ Hz.

Figura 6.4 - Modos de vibração da passarela com vão de 17,5 m

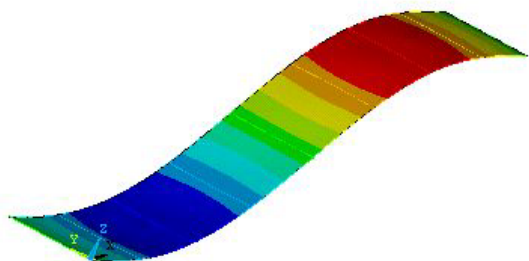
Da Figura 6.5(a) a Figura 6.5(f) mostram-se os valores das seis primeiras freqüências naturais e os seis primeiros modos de vibração do modelo de passarela com vão de 20,0 m. A primeira freqüência natural foi de 5,37 Hz associado ao primeiro modo de flexão. A segunda freqüência natural foi de 14,60 Hz, associado ao primeiro modo de torção. A terceira freqüência natural foi de 18,23 Hz, associado ao segundo modo de flexão. A quarta freqüência natural foi de 24,87 Hz, associado ao segundo modo de torção. A quinta freqüência natural foi de 32,95 Hz, associado ao primeiro modo de flexo-torção. E a sexta freqüência natural foi de 39,16 Hz, associado ao terceiro modo de flexão.



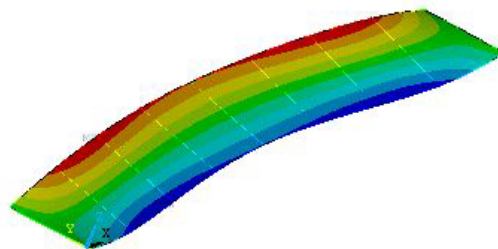
a) Modo de vibração referente à primeira freqüência natural: $f_{01} = 5,37$ Hz.



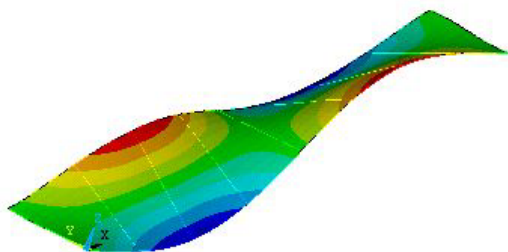
b) Modo de vibração referente à segunda freqüência natural: $f_{02} = 14,60$ Hz.



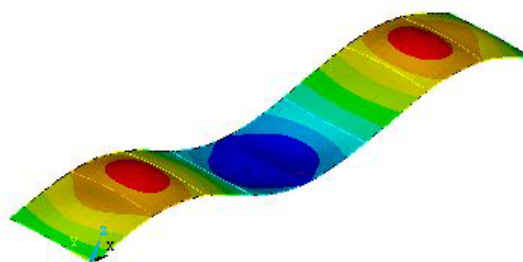
c) Modo de vibração referente à terceira freqüência natural: $f_{03} = 18,23$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta freqüência natural: $f_{04} = 24,87$ Hz.



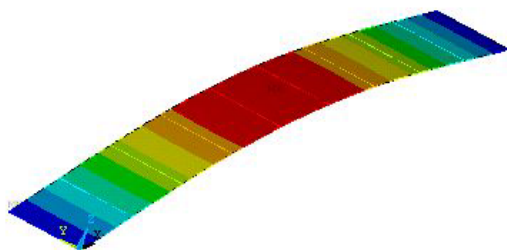
e) Modo de vibração referente à quinta freqüência natural: $f_{05} = 32,95$ Hz.



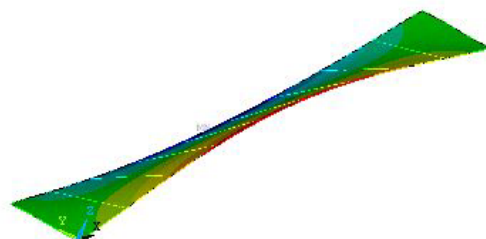
f) Modo de vibração referente à sexta freqüência natural: $f_{06} = 39,16$ Hz.

Figura 6.5 - Modos de vibração da passarela com vão de 20,0 m

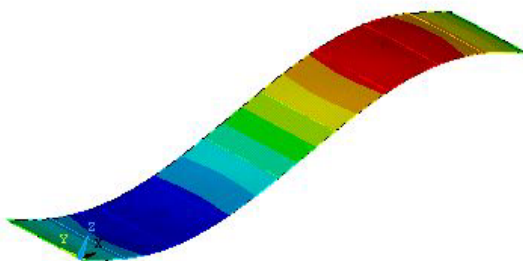
Da Figura 6.6(a) a Figura 6.6(f) mostram-se os valores das seis primeiras freqüências naturais e os seis primeiros modos de vibração do modelo de passarela com vão de 22,5 m. A primeira freqüência natural foi de 4,99 Hz associado ao primeiro modo de flexão. A segunda freqüência natural foi de 14,11 Hz, associado ao primeiro modo de torção. A terceira freqüência natural foi de 16,83 Hz, associado ao segundo modo de flexão. A quarta freqüência natural foi de 21,28 Hz, associado ao segundo modo de torção. A quinta freqüência natural foi de 30,87 Hz, associado ao primeiro modo de flexo-torção. E a sexta freqüência natural foi de 36,73 Hz, associado ao terceiro modo de flexão.



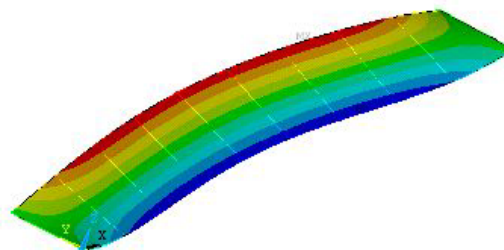
a) Modo de vibração referente à primeira freqüência natural: $f_{01} = 4,99$ Hz.



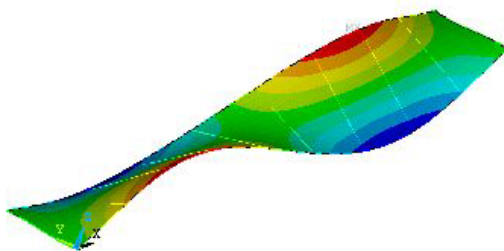
b) Modo de vibração referente à segunda freqüência natural: $f_{02} = 14,11$ Hz.



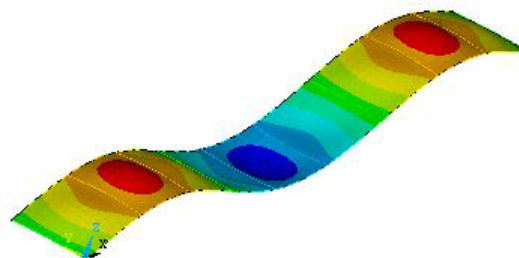
c) Modo de vibração referente à terceira freqüência natural: $f_{03} = 16,83$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta freqüência natural: $f_{04} = 21,28$ Hz.



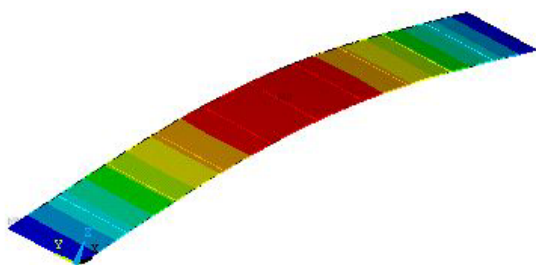
e) Modo de vibração referente à quinta freqüência natural: $f_{05} = 30,87$ Hz.



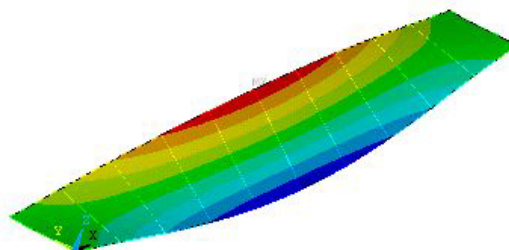
f) Modo de vibração referente à sexta freqüência natural: $f_{06} = 36,73$ Hz.

Figura 6.6 - Modos de vibração da passarela com vão de 22,5 m

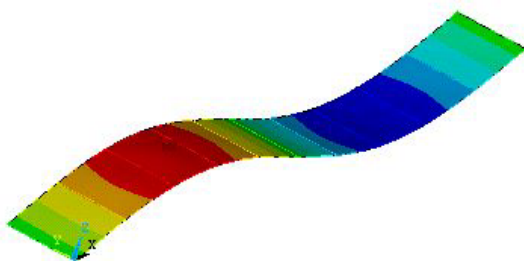
Da Figura 6.7(a) a Figura 6.7(f) mostram-se os valores das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração do modelo de passarela com vão de 25,0 m. A primeira frequência natural foi de 4,65 Hz associado ao primeiro modo de flexão. A segunda frequência natural foi de 13,51 Hz, associado ao primeiro modo de torção. A terceira frequência natural foi de 15,63 Hz, associado ao segundo modo de flexão. A quarta frequência natural foi de 18,79 Hz, associado ao segundo modo de torção. A quinta frequência natural foi de 28,96 Hz, associado ao primeiro modo de flexo-torção. E a sexta frequência natural foi de 34,50 Hz, associado ao terceiro modo de flexão.



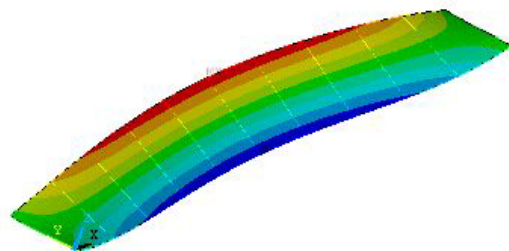
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}= 4,65$ Hz.



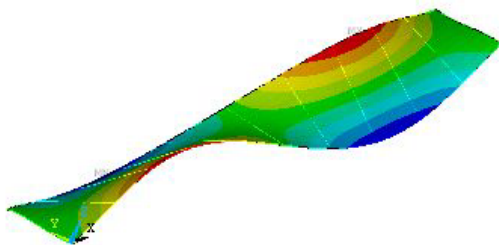
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}= 13,51$ Hz.



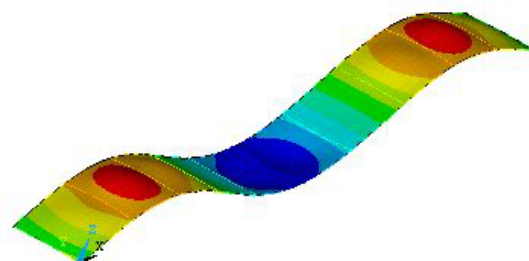
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}= 15,63$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04}= 18,79$ Hz.



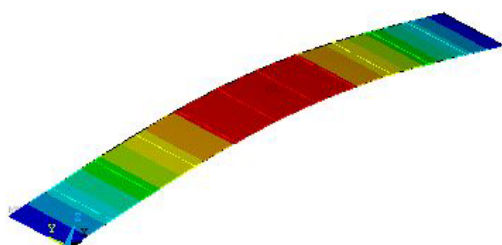
e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05}= 28,96$ Hz.



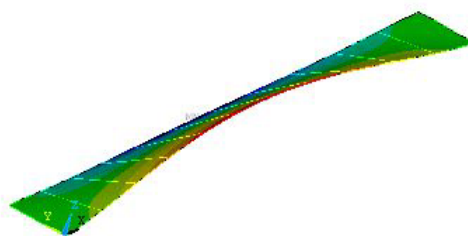
f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06}= 34,50$ Hz.

Figura 6.7 - Modos de vibração da passarela com vão de 25,0 m

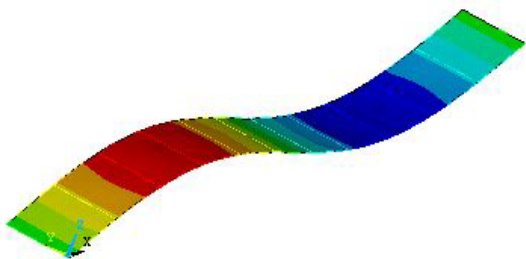
Da Figura 6.8(a) a Figura 6.8(f) mostram-se os valores das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração do modelo de passarela com vão de 27,5 m. A primeira frequência natural foi de 4,31 Hz associado ao primeiro modo de flexão. A segunda frequência natural foi de 12,61 Hz, associado ao primeiro modo de torção. A terceira frequência natural foi de 14,45 Hz, associado ao segundo modo de flexão. A quarta frequência natural foi de 17,11 Hz, associado ao segundo modo de torção. A quinta frequência natural foi de 27,04 Hz, associado ao primeiro modo de flexo-torção. E a sexta frequência natural foi de 32,17 Hz, associado ao terceiro modo de flexão.



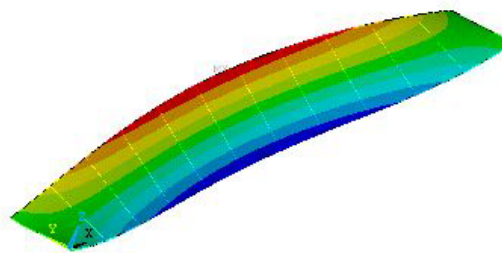
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01} = 4,31$ Hz.



b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02} = 12,61$ Hz.



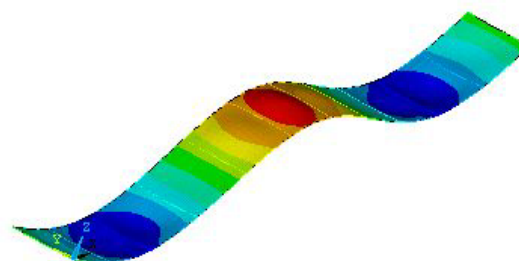
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03} = 14,45$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04} = 17,11$ Hz.



e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05} = 27,04$ Hz.



f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06} = 32,17$ Hz.

Figura 6.8 - Modos de vibração da passarela com vão de 27,5 m

Da Figura 6.9(a) a Figura 6.9(f) mostram-se os valores das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração do modelo de passarela com vão de 30,0 m. A primeira frequência natural foi de 4,11 Hz associado ao primeiro modo de flexão. A segunda frequência natural foi de 11,47 Hz, associado ao primeiro modo de torção. A terceira frequência natural foi de 13,59 Hz, associado ao segundo modo de flexão. A quarta frequência natural foi de 16,19 Hz, associado ao segundo modo de torção. A quinta frequência natural foi de 24,56 Hz, associado ao primeiro modo de flexo-torção. E a sexta frequência natural foi de 30,52 Hz, associado ao terceiro modo de flexão.

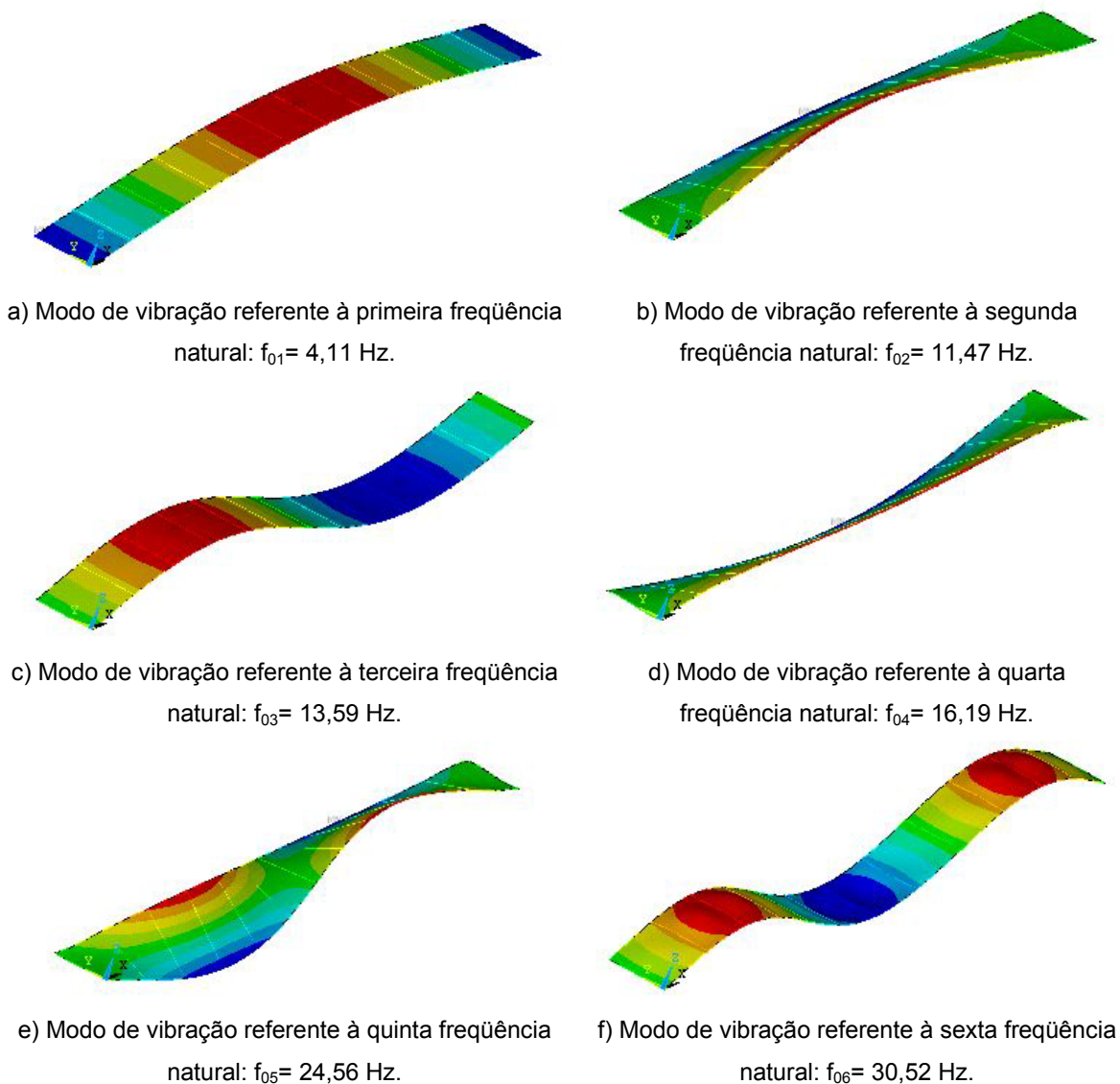
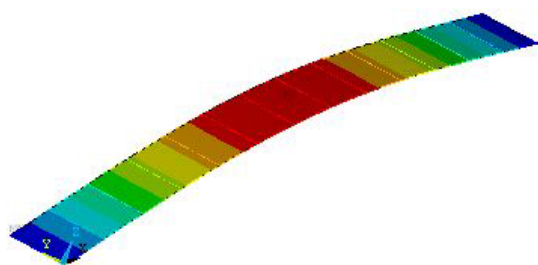


Figura 6.9 - Modos de vibração da passarela com vão de 30,0 m

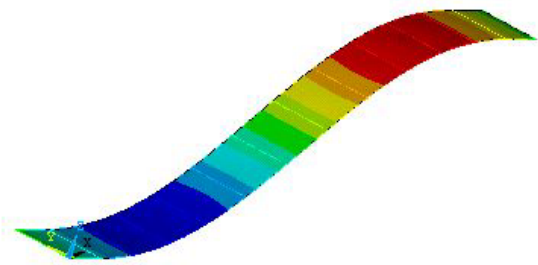
Da Figura 6.10 (a) a Figura 6.10(f) mostram-se os valores das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração do modelo de passarela com vão de 32,5 m. A primeira frequência natural foi de 3,84 Hz associado ao primeiro modo de flexão. A segunda frequência natural foi de 10,36 Hz, associado ao primeiro modo de torção. A terceira frequência natural foi de 12,67 Hz, associado ao segundo modo de flexão. A quarta frequência natural foi de 15,51 Hz, associado ao segundo modo de torção. A quinta frequência natural foi de 22,99 Hz, associado ao primeiro modo de flexo-torção. E a sexta frequência natural foi de 28,58 Hz, associado ao terceiro modo de flexão.



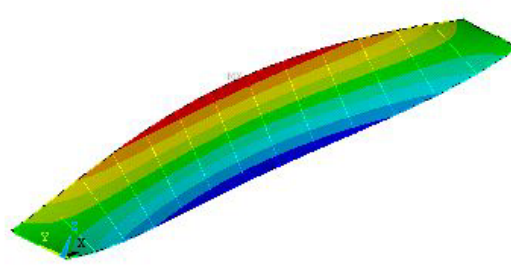
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01} = 3,84$ Hz.



b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02} = 10,36$ Hz.



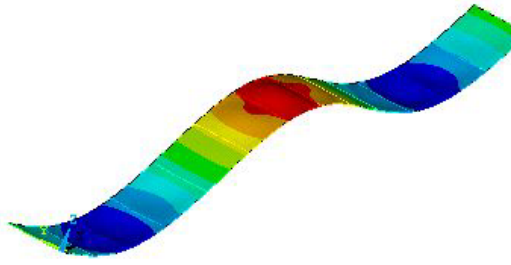
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03} = 12,67$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04} = 15,51$ Hz.



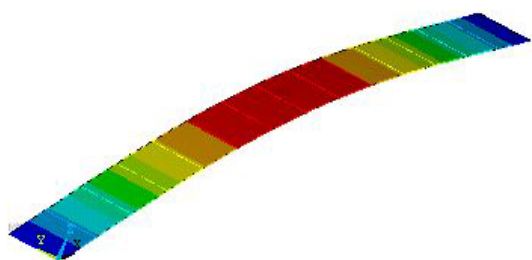
e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05} = 22,99$ Hz.



f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06} = 28,58$ Hz.

Figura 6.10 - Modos de vibração da passarela com vão de 32,5 m

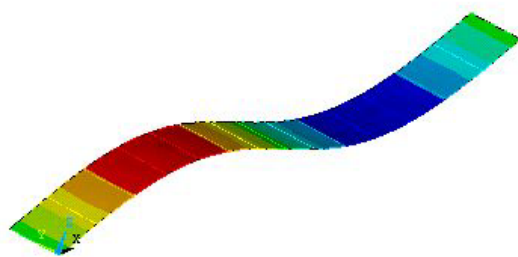
Da Figura 6.11(a) a Figura 6.11(f) mostram-se os valores das seis primeiras frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração do modelo de passarela com vão de 35,0 m. A primeira frequência natural foi de 3,55 Hz associado ao primeiro modo de flexão. A segunda frequência natural foi de 9,45 Hz, associado ao primeiro modo de torção. A terceira frequência natural foi de 11,53 Hz, associado ao segundo modo de flexão. A quarta frequência natural foi de 14,68 Hz, associado ao segundo modo de torção. A quinta frequência natural foi de 21,07 Hz, associado ao primeiro modo de flexo-torção. E a sexta frequência natural foi de 26,21 Hz, associado ao terceiro modo de flexão.



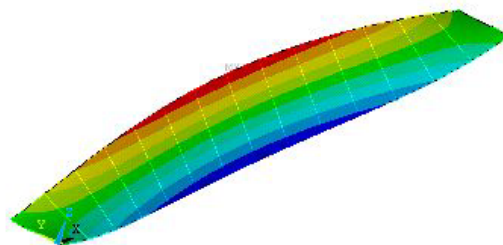
a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}= 3,55$ Hz.



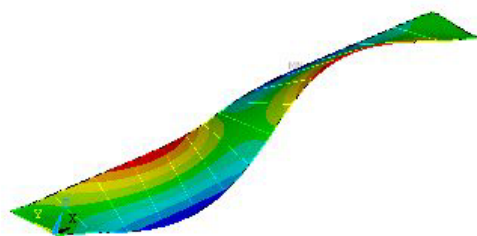
b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}= 9,45$ Hz.



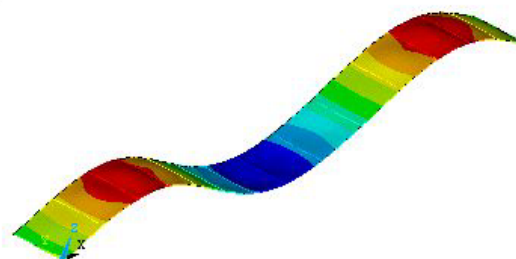
c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}= 11,53$ Hz.



d) Modo de vibração referente à quarta frequência natural: $f_{04}= 14,68$ Hz.



e) Modo de vibração referente à quinta frequência natural: $f_{05}= 21,07$ Hz.



f) Modo de vibração referente à sexta frequência natural: $f_{06}= 26,21$ Hz.

Figura 6.11 - Modos de vibração da passarela com vão de 35,0 m

A Figura 6.12 mostra o gráfico da frequência fundamental, f_{01} , das passarelas em função do vão, obtidas via método dos elementos finitos e através do procedimento simplificado do AISC [28]. Uma linha de tendência é adicionada ao gráfico de modo a obter-se uma equação que expresse a frequência fundamental desse tipo de estrutura a partir do vão.

Pode-se observar através da Figura 6.12 que as frequências fundamentais obtidas via método dos elementos finitos são maiores do que as obtidas através do processo simplificado do AISC [28]. Evidentemente isto ocorre devido às simplificações adotadas no processo do AISC [28].

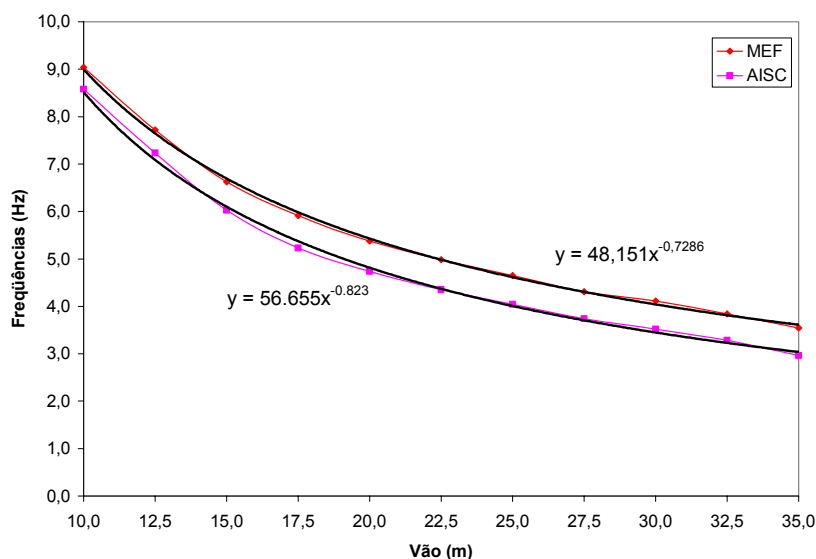
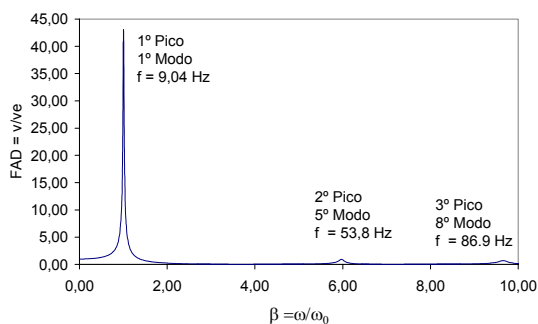


Figura 6.12 – Equações das frequências fundamentais

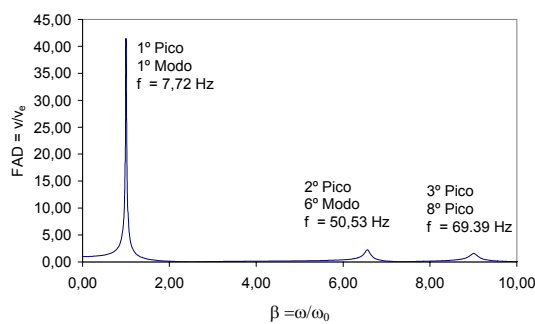
6.4. Análise Harmônica

A análise harmônica constitui uma fase importante do estudo, pois é através deste tipo de análise que se determinam quais os modos de vibração que contribuem efetivamente para a resposta dinâmica da estrutura, isto porque a resposta dinâmica dos modelos é dada em termos de espectro de frequência dos deslocamentos nodais. Através desses resultados pode ser obtido o fator de amplificação dinâmica, FAD, dado pela razão entre o deslocamento dinâmico e o deslocamento estático. O gráfico do FAD em função do parâmetro de frequência, β , o qual representa a razão obtida entre a frequência de excitação, ω , e a frequência fundamental da estrutura, ω_0 , pode então ser construído, conforme Figura 6.13.

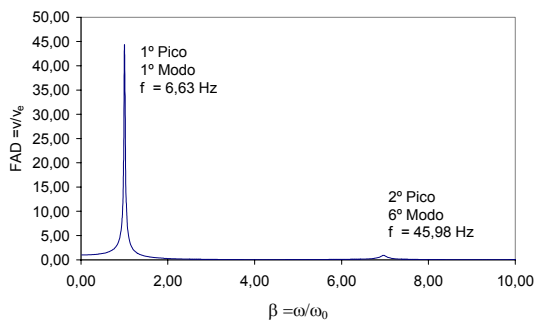
A análise harmônica foi realizada com base na aplicação de uma carga senoidal com amplitude de 700 N ($F(t) = P \sin(\omega t + \phi)$, $P = 700$ N [28]). O valor da amplitude de 700 N equivale ao peso de um ser humano agindo sobre as passarelas, localizado no meio do vão. As frequências de excitação, ω , foram variadas até um valor correspondente a décima frequência natural de cada passarela. Na seqüência do texto, a Figura 6.13 apresenta o espectro de resposta de todos os sistemas estruturais analisados. Na ordenada do gráfico são mostrados os valores do FAD e na abscissa destes o parâmetro de frequência β .



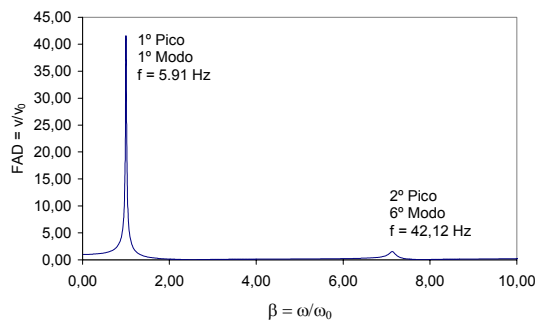
a) Passarela com vão de 10,0 m



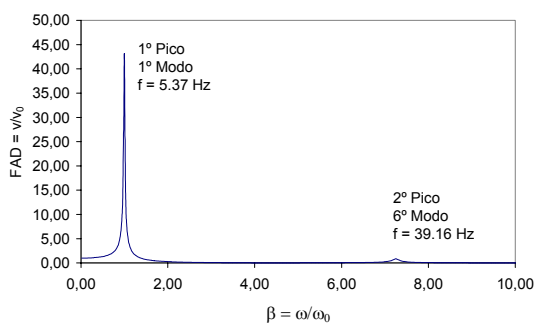
b) Passarela com vão de 12,5 m



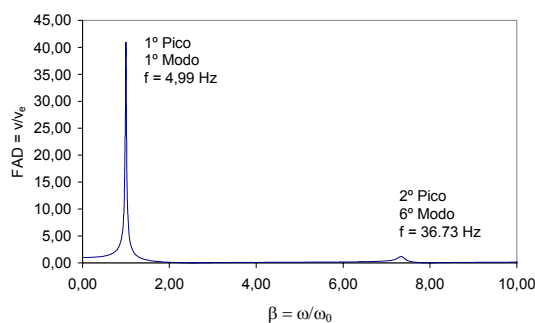
c) Passarela com vão de 15,0 m



d) Passarela com vão de 17,5 m



e) Passarela com vão de 20,0 m



f) Passarela com vão de 22,5 m

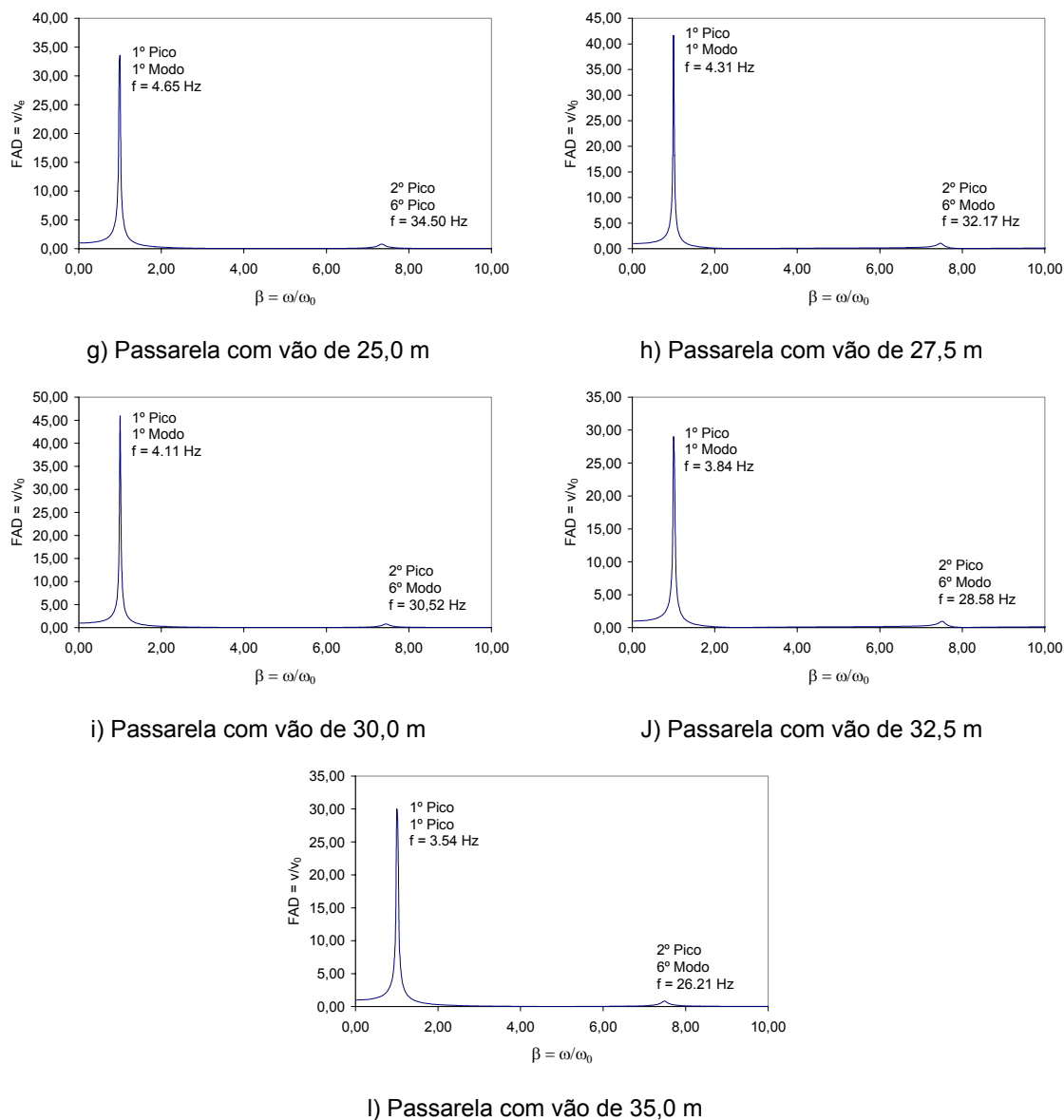


Figura 6.13 – Fatores de amplificação dinâmica em função de β

De maneira geral, observa-se na Figura 6.13(a) a Figura 6.13(l), que em todos os modelos de passarela analisados a amplificação máxima da resposta ocorre quando a frequência de excitação, ω , é igual à frequência fundamental da estrutura, ω_0 , ou seja, quando $\beta = 1$, fato que caracteriza o fenômeno físico da ressonância. É importante ressaltar que na frequência de ressonância ou próximas a esta, as deflexões da estrutura ficam muito grandes e, portanto intoleráveis.

A Figura 6.13 mostra ainda que em todos os espectros de respostas dos modelos de passarelas analisados apareceram picos menores. Todavia, os valores do FAD para esses

picos são inferiores a 1 em todos os espectros, evidenciando que tais estruturas são fortemente dominadas pela primeira frequência natural.

6.5. Análise de Conforto Humano

O procedimento simplificado do AISC [28] considera que quando apenas um dos harmônicos é aplicado no ponto de maior deflexão estática da estrutura, a ressonância pode ocorrer. Para isso é preciso que a frequência de um dos harmônicos do passo seja igual ou próximo ao valor de alguma frequência fundamental da estrutura. O procedimento utiliza ainda um fator de redução de 0,7 para passarelas, para levar em consideração o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado pela caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente localizadas no ponto de máximo deslocamento nodal.

Nesta análise, a resposta dinâmica das passarelas, em termos das acelerações máximas de pico e rms (*root mean square*) são determinadas aplicando-se os modelos de carregamentos apresentados no item 4.6.2. Na seqüência da análise, as acelerações verticais máximas são calculadas com base em procedimentos simplificados de normas de projeto [16,19,22,28,29,30]. Evidentemente, os resultados obtidos através do emprego dos modelos computacionais desenvolvidos são comparados com aqueles calculados via normas de projeto [16,19,22,28,29,30].

Nos modelos I e II, o carregamento é aplicado no ponto de maior amplitude modal da estrutura. No modelo I, somente um harmônico ressonante é considerado de acordo com a Equação (4.2). No modelo II, quatro harmônicos são considerados, conforme Equação (4.3), os coeficientes de Fourier adotados foram $\alpha_1 = 0,5$, $\alpha_2 = 0,2$, $\alpha_3 = 0,1$ e $\alpha_4 = 0,05$ e os ângulos de fase utilizados foram $\Phi_1 = 0$, $\Phi_2 = \Phi_3 = \Phi_4 = \pi/2$.

Nos modelos de carregamento III e IV, a posição do carregamento dinâmico é alterada de acordo com a posição do pedestre. Portanto, a função gerada tem uma descrição temporal e espacial. O modelo III foi obtido através da Equação (4.3), onde não é incorporado o efeito transiente do calcanhar do pedestre sobre o piso, os coeficientes de Fourier adotados foram $\alpha_1 = 0,5$, $\alpha_2 = 0,2$, $\alpha_3 = 0,1$ e $\alpha_4 = 0,05$ e os ângulos de fase utilizados foram $\Phi_1 = 0$, $\Phi_2 = \Phi_3 = \Phi_4 = \pi/2$. O modelo IV, obtido através da Equação (4.4), incorpora o impacto transiente do calcanhar do pedestre, os coeficientes de Fourier adotados foram $\alpha_1 = 0,5$, $\alpha_2 = 0,2$, $\alpha_3 = 0,1$ e $\alpha_4 = 0,05$ e os ângulos de fase utilizados foram $\Phi_1 = 0$, $\Phi_2 = \pi/2$, $\Phi_3 = \pi$ e $\Phi_4 = 3\pi/2$. Isto porque, conforme exposto anteriormente as equações propostas por Varela [26] foram concebidas utilizando tais valores. Caso sejam utilizados valores diferentes dos apresentados a Equação (4.4) apresenta singularidades e

fica descaracterizada. O fator de amplificação dos impactos do calcanhar foi tomado igual a 1,12 [26] e o valor máximo da faixa de pico do calcanhar foi 0,8 [26].

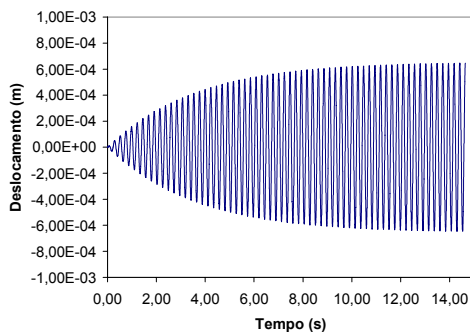
Os parâmetros necessários para representação da variação da posição do passo dos pedestres em cada passada, no que tange aos modelos de carregamento III e IV, são mostrados na Tabela 6.3, onde i é o número do harmônico ressonante, f_p é a frequência do passo do pedestre, T é o período do passo do pedestre, v_p é a velocidade do passo do pedestre, l_p é a distância do passo do pedestre, t_c é o tempo de contato de uma única carga que compõe um passo completo do pedestre, t_f é o tempo de um passo completo do pedestre, a_0 e a_1 são os parâmetros associados a massa e rigidez, respectivamente.

Tabela 6.3 – Parâmetros utilizados na análise de conforto humano das passarelas

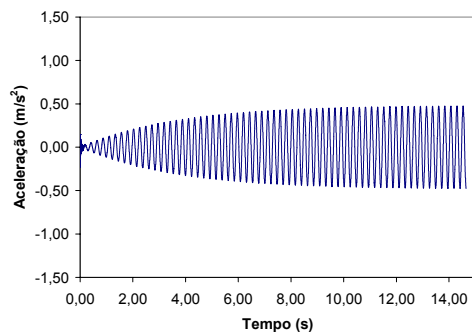
Vão (m)	i	f_p (Hz)	T (s)	v_p (m/s)	l_p (m)	t_c (s)	t_f (s)	a_0	a_1
10,0	4	2,20	0,455	2,47	0,92	0,124	5,083	0,971409	0,0000510502
12,5	4	1,93	0,518	1,41	0,71	0,181	9,246	0,831305	0,0000589169
15,0	4	1,66	0,604	1,10	0,60	0,252	15,342	0,705561	0,0000733637
17,5	3	1,97	0,507	1,46	0,74	0,172	12,247	0,573884	0,0001225330
20,0	3	1,79	0,558	1,22	0,65	0,216	17,511	0,521562	0,0001348330
22,5	3	1,66	0,602	1,10	0,60	0,251	22,814	0,483361	0,0001459000
25,0	3	1,55	0,645	1,10	0,60	0,269	27,139	0,450464	0,0001569810
27,5	2	2,16	0,464	2,36	0,88	0,132	14,647	0,403648	0,0001881260
30,0	2	2,06	0,486	2,13	0,80	0,152	18,444	0,380501	0,0002042320
32,5	2	1,92	0,520	1,40	0,71	0,183	23,983	0,352272	0,0002240700
35,0	2	1,77	0,564	1,20	0,64	0,222	31,236	0,324041	0,0002448870

Em todos os modelos, o amortecimento utilizado foi de 1%, conforme recomendação do AISC [28] para o caso de passarelas de pedestre, e o peso da pessoa adotado foi igual a 700 N [28]. O intervalo de tempo usado para a integração das equações de movimento, utilizando o algoritmo de Newmark foi igual a 10^{-3} s ($\Delta t = 0,001$ s).

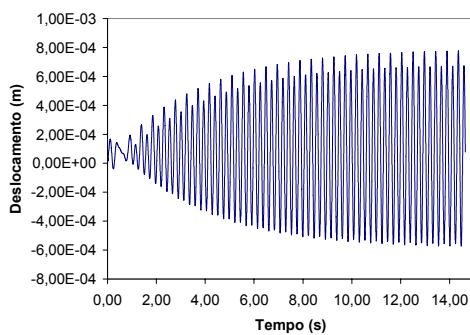
A Figura 6.14 mostra os gráficos de deslocamento e aceleração no tempo obtidos para a passarela de 27,5 m. Nesta etapa do estudo foi gerada uma grande quantidade de gráficos, por isso optou-se por apresentar somente os referentes ao modelo de passarela com vão de 27,5 m, por ser este o modelo utilizado durante o estudo paramétrico que será apresentado mais adiante.



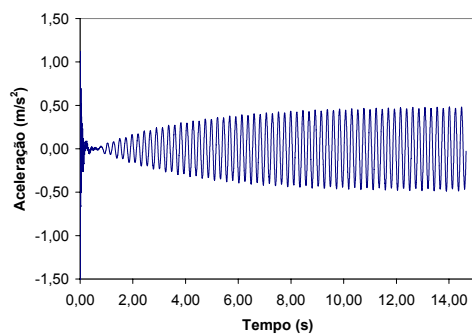
a) Deslocamentos devido ao modelo I



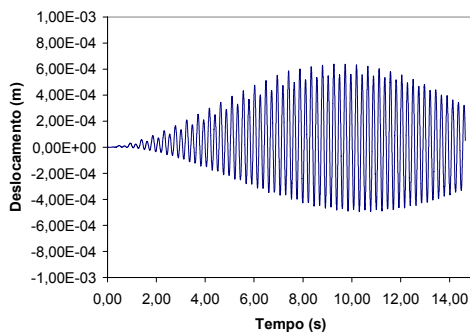
b) Acelerações devido ao modelo I



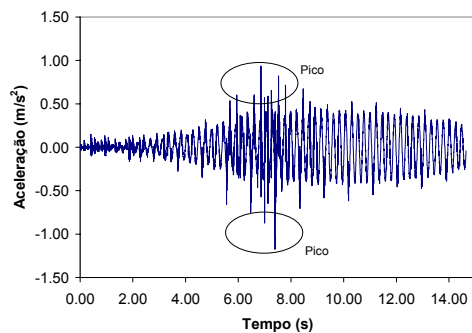
c) Deslocamentos devido ao modelo II



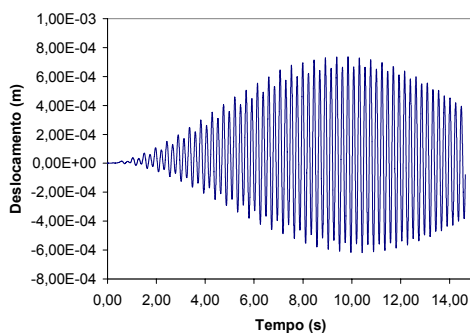
d) Acelerações devido ao modelo II



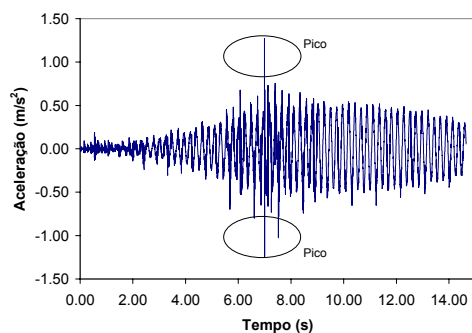
e) Deslocamentos devido ao modelo III



f) Acelerações devido ao modelo III



g) Deslocamentos devido ao modelo IV



h) Acelerações devido ao modelo IV

Figura 6.14 - Histórico dos deslocamentos e acelerações no tempo da passarela de 27,5 m

Os gráficos de deslocamento apresentados na Figura 6.14, mostram que a resposta dinâmica no meio do vão da passarela aumenta gradativamente com tempo, ou seja, o segundo harmônico da caminhada com frequência do passo, f_p , igual a 2,16 Hz provoca a resposta ressonante da estrutura. Verifica-se ainda, que a partir do momento em que o pedestre deixa a estrutura, no tempo igual a aproximadamente 15 s, o amortecimento passa a minimizar as amplitudes até que a estrutura entre em repouso.

Na Figura 6.14(f) e Figura 6.14(h), os valores máximos das acelerações da passarela foram tomados iguais a $0,500 \text{ m/s}^2$. Este valor foi considerado desprezando-se os picos indicados nos gráficos. Tal procedimento foi adotado devido ao fato de que as respostas dinâmicas permanentes dos modelos em estudo mantêm-se constante mesmo quando o intervalo de tempo da integração das equações de movimento, Δt , é reduzido. Convém chamar a atenção do leitor, novamente, que o valor de Δt nas análises em questão foi feito igual a $0,001\text{s}$ (10^{-3} s). Finalmente, destaca-se que tal procedimento é adotado ao longo de todo o trabalho, para todos os modelos de passarela estudados.

6.5.1. Avaliação das Acelerações de Pico

A Tabela 6.4 apresenta os resultados das acelerações verticais de pico para as passarelas. Os modelos I e II já estão multiplicados pelo fator de redução R, que leva em conta o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado através da caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente no local do máximo deslocamento modal. Esse valor é igual a 0,7 para passarelas de pedestres, conforme prescrito no procedimento do AISC [28].

Na Tabela 6.4, além dos resultados obtidos via método dos elementos finitos, são apresentados os resultados das acelerações verticais de pico calculadas através dos procedimentos de normas de projeto [16,19,28]. É importante ressaltar ainda, que os procedimentos recomendados no *British Standard Institution* - BS 5400 [16] e no *Ontario Highway Bridge Design Code* - ONT [19] são recomendados para passarelas com frequências fundamentais inferiores a 5 Hz. Porém, neste estudo aplica-se o critério para todas as frequências, e para o cálculo da aceleração por estes procedimentos, adota-se um amortecimento de $\xi = 0,008$.

Os valores das acelerações apresentados na Tabela 6.4 para os modelos III e IV, foram considerados desprezando-se os picos mostrados nos gráficos do histórico das acelerações no tempo, conforme mostrado na Figura 6.14(f) e na Figura 6.14(h).

Analisando os resultados apresentados na Tabela 6.4 e na Figura 6.15 pode-se notar que para todas as passarelas analisadas, os valores das acelerações de pico obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento composto por apenas um harmônico

(ressonante), modelo de carregamento I, são sempre menores do que aqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado, com a atuação de vários harmônicos em conjunto. No entanto as diferenças apresentadas foram menores que 5% em todos os casos, com exceção das passarelas com vão de 10 m, onde a diferença alcançada foi de 25,23%, e da passarela com vão de 25 m, com 12,23%. Portanto, tal fato demonstra que o número de harmônicos influencia na resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados nesta dissertação.

Tabela 6.4 – Acelerações verticais de pico calculadas

Vão (m)	Modelo I (m/s ²)	Modelo II (m/s ²)	Modelo III (m/s ²)	Modelo IV (m/s ²)	AISC [28] (m/s ²)	BS 5400 [16] ONT [19] (m/s ²)
10,0	0,149	0,200	0,497	0,498	0,270	0,892
12,5	0,249	0,261	0,499	0,500	0,332	0,910
15,0	0,189	0,199	0,399	0,400	0,394	0,691
17,5	0,304	0,315	0,499	0,499	0,407	0,699
20,0	0,257	0,268	0,397	0,400	0,411	0,566
22,5	0,221	0,230	0,499	0,499	0,401	0,591
25,0	0,083	0,094	0,100	0,100	0,388	0,482
27,5	0,333	0,337	0,500	0,500	0,384	0,512
30,0	0,291	0,295	0,398	0,400	0,357	0,413
32,5	0,269	0,273	0,498	0,499	0,352	0,442
35,0	0,222	0,226	0,300	0,391	0,328	0,339

No que tange ao modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de 0,333 m/s² (3,40%g), associado à passarela com vão de 27,5 m. Por outro lado, este valor é da ordem de 0,337 m/s² (3,44%g), referente ao mesmo modelo de passarela, quando o modelo de carregamento II é considerado.

A partir do estudo dos diversos modelos estruturais, os valores das acelerações de pico obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento III são sempre inferiores, de forma geral, aqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. Todavia, estes valores de aceleração de pico são praticamente da mesma ordem de grandeza, indicando que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta dinâmica dos pisos, para os casos estudados nesta dissertação, os quais consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi} = 1,12$) [26].

Ressalta-se que quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de $0,500 \text{ m/s}^2$ ($5,10\%g$), associado à passarela com vão de $27,5 \text{ m}$. Do mesmo modo, tal valor é da ordem de $0,500 \text{ m/s}^2$ ($5,10\%g$), referente ao mesmo modelo de passarela, quando o modelo de carregamento IV é considerado.

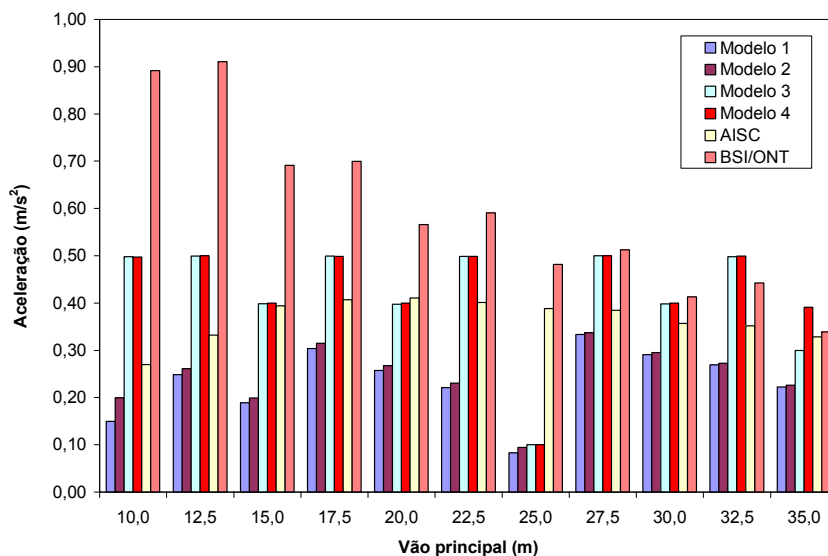


Figura 6.15 – Acelerações verticais de pico em função do vão principal das passarelas

As acelerações calculadas de acordo com o critério de projeto proposto pelo AISC [28] foram superiores aos modelos I e II para todas as passarelas analisadas, chegando a atingir uma diferença de 83,90% para a passarela com vão de 25 m . Isso mostra que o critério é conservador, quando comparado com esses modelos. Porém, comparando-se os resultados obtidos nos modelos III e IV com as acelerações obtidas pelo AISC [28], podemos notar que esses valores foram superiores na maioria das passarelas, só apresentado resultados inferiores nos modelos III e IV das passarelas com vãos de 20 e 25 m , e no modelo III da passarela com vão de 35 m .

O procedimento para determinação da aceleração vertical recomendado BS 5400 [16] e pela ONT [19], apresentaram resultados superiores ao AISC [28] e todos os demais modelos de carregamento, com exceção dos modelos III e IV da passarela com vão de $32,5 \text{ m}$, e do modelo IV da passarela com vão de 35 m .

Os valores de aceleração de pico mostram claramente que o emprego dos modelos de carregamento III e IV geram valores de aceleração muito superiores aos modelos de carregamento I e II. Portanto, pode-se concluir que os modelos que incluem uma variação espacial e temporal da carga dinâmica devem ser considerados na análise de conforto

humano deste tipo de estrutura. Observa-se ainda, que os resultados obtidos, referentes aos modelos analisados neste trabalho até o momento, indicam que o número de harmônicos é importante na composição da função representativa da excitação dinâmica induzida pelo ser humano.

A Tabela 6.5 mostra os valores limites das acelerações verticais de pico para passarelas, sugeridas pelos critérios de projeto [16,19,28,30].

Tabela 6.5 – Acelerações limites propostas pelos critérios de normas de projeto

Vão (m)	BSI 5400 [16] (m/s ²)	ONT [19] (m/s ²)	AISC [28] (m/s ²)	NBR 6118 [30]
10,0	1,503	1,392	0,490	1,92 a 5,4 Hz
12,5	1,389	1,231		
15,0	1,287	1,093		
17,5	1,216	0,999		
20,0	1,159	0,928		
22,5	1,117	0,876		
25,0	1,078	0,829		
27,5	1,038	0,781		
30,0	1,014	0,753		
32,5	0,980	0,714		
35,0	0,942	0,672		

Pode-se notar claramente que os valores das acelerações de pico obtidas para as passarelas, mediante a aplicação dos modelos de carregamento I e II, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pelas normas de projeto [28,16,19,30].

Verifica-se ainda, que todas as passarelas atendem aos limites propostos tanto pelo BS 5400 [16] quanto pela ONT [19]. O limite de aceleração para passarelas externas foi atendido para todas as acelerações, obtidas através dos modelos de carregamento I, II e do AISC [28]. Entretanto, algumas passarelas apresentam problemas relacionados com o conforto humano, quando os modelos III e IV são aplicados.

Se considerarmos o limite para passarelas internas proposto pelo AISC [28], conforme Tabela 3.2, nenhum dos casos analisados atenderia quanto ao conforto humano, com exceção das acelerações obtidas por meio dos modelos de carregamento da passarela com vão de 25 m.

Apesar das passarelas deste estudo serem constituídas por estruturas do tipo mista (aço/concreto), são utilizadas as recomendações da norma NBR 6118/2003 [30], que se destina a estruturas de concreto armado. A NBR 6118/2003 [30] estabelece que deve-se afastar o máximo possível a frequência fundamental da estrutura, f , da frequência crítica, f_{crit} , que depende da destinação da respectiva edificação. No caso de passarelas de pedestres, esse valor varia de 1,92 a 5,4 Hz, conforme apresentado no item 3.5. Logo, as passarelas com vão maiores que 17,5 m não atendem ao critério adotado pela referida norma.

6.5.2. Avaliação das Acelerações rms

Uma outra forma utilizada para avaliar os resultados obtidos nesse estudo é através dos valores rms (*root mean square*), raiz quadrada do erro quadrático médio, das acelerações verticais. O cálculo das acelerações pelo procedimento simplificado do AISC [28] neste caso não pode ser aplicado, pois o mesmo considera o valor de aceleração de pico, conforme descrito no item 3.2.1, assim como o BS 5400 [16] e ONT [19]. O limite para aceleração neste caso é dado por 60 vezes a curva base da *International Standard Organization* ISO 2631/2 [22], conforme recomendação da ISO/DIS 10137 [29], segundo Bachmann [36].

A Tabela 6.6 mostra os valores das acelerações rms obtidas de acordo com a aplicação dos modelos de carregamento. Ressalta-se que na Tabela 6.6, os modelos I e II já estão multiplicados pelo fator de redução R, que leva em conta o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado através da caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa perturbada não estão simultaneamente no local do máximo deslocamento modal. Esse valor é igual a 0,7 para passarelas de pedestres, conforme prescrito no procedimento do AISC [28].

Com referência aos valores das acelerações rms encontrados ao longo das análises, Tabela 6.6, pode-se concluir que, de modo geral, para as diversas passarelas, os valores das acelerações rms obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento I, são sempre maiores do que àqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado. Tal fato demonstra que o número de harmônicos, neste caso, não influencia na resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados.

No modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de $0,193 \text{ m/s}^2$ (1,97%g), associado à passarela com vão 27,5 m. Por outro lado, este valor é da ordem de $0,189 \text{ m/s}^2$ (1,93%g), referente ao mesmo modelo de passarela de 27,5 m, quando o modelo de carregamento II é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma [22].

Os valores das acelerações rms obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento III são sempre inferiores, para passarelas com vãos superiores a 17,5 m, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado.

Ressalta-se ainda que, quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de $0,212 \text{ m/s}^2$ ($2,16\%g$), associado à passarela com vão de 17,5 m. Entretanto, este valor é da ordem de $0,215 \text{ m/s}^2$ ($2,19\%g$), referente ao mesmo modelo de passarela, quando o modelo de carregamento IV é aplicado. Esses valores estão absolutamente dentro do limite da norma [22].

Tabela 6.6 – Acelerações verticais rms calculadas e acelerações limites

Vão (m)	Acelerações Calculadas				Acelerações Limites
	Modelo I (m/s^2)	Modelo II (m/s^2)	Modelo III (m/s^2)	Modelo IV (m/s^2)	ISO 2631/2 [22] (m/s^2)
10,0	0,095	0,100	0,136	0,136	0,318
12,5	0,146	0,147	0,193	0,194	0,294
15,0	0,118	0,114	0,130	0,119	0,294
17,5	0,179	0,174	0,212	0,215	0,294
20,0	0,158	0,154	0,166	0,181	0,294
22,5	0,140	0,138	0,155	0,167	0,294
25,0	0,043	0,044	0,046	0,051	0,294
27,5	0,193	0,189	0,208	0,245	0,294
30,0	0,173	0,169	0,180	0,214	0,294
32,5	0,165	0,163	0,176	0,195	0,306
35,0	0,140	0,138	0,146	0,173	0,324

Os resultados encontrados em termos das acelerações rms, referentes aos modelos analisados nesta dissertação, indicam que o número de harmônicos apresenta pouca influência na composição da função representativa da excitação dinâmica induzida pelo ser humano, o que mostra que esse tipo de estrutura é fortemente dominado pela primeira frequência fundamental. Outro fato de extrema importância refere-se à definição espacial e temporal da função de carregamento. Os valores obtidos nas análises mostram que ao se considerar as acelerações rms, os modelos de carregamento não apresentam tanta diferença entre os resultados de cada modelo de aplicação do carregamento.

A Figura 6.16 mostra o gráfico das acelerações em função do vão das passarelas. De forma geral, os valores das acelerações rms obtidas mediante a aplicação dos modelos

de carregamento I e II, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [22].

Através da Figura 6.16 pode-se concluir que para as passarelas mais rígidas, com vãos de 10 m e 12,5 m, respectivamente, a aplicação dos quatro harmônicos influenciaram na resposta dinâmica estrutural. Todavia, para as passarelas com vãos superiores a 17,5 m esses harmônicos não apresentaram significativa influência na resposta. Tal fato evidencia que as passarelas estudadas são fortemente dominadas pela primeira frequência natural.

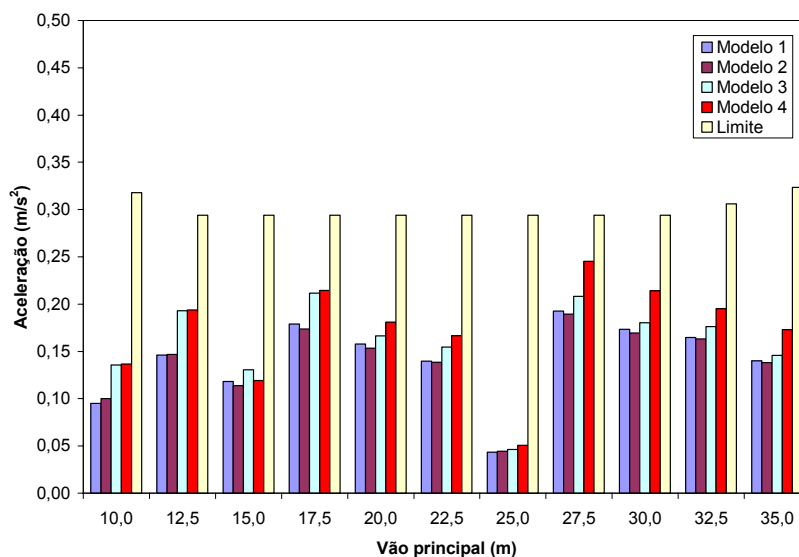


Figura 6.16 – Acelerações verticais rms em função dos vãos

Percebe-se claramente, que as acelerações rms geradas nas passarelas a partir do emprego dos modelos de carregamento III e IV, os quais consideram uma variação espacial e temporal da ação dinâmica, são superiores aqueles associados aos obtidos quando do emprego dos modelos I e II como carga dinâmica aplicada. Entretanto, pode-se notar que as diferenças obtidas entre os modelos já não são tão expressivas.

7. Estudo Paramétrico

7.1. Introdução

Neste capítulo realiza-se um estudo paramétrico da passarela com vão de 27,5 m. Esse modelo foi selecionado dentre os demais modelos estudados no Capítulo 1, devido ao fato de ter sido este, o que apresentou as maiores acelerações verticais dentre os resultados obtidos mediante a aplicação dos modelos desenvolvidos no presente trabalho. São alterados alguns parâmetros tais como: amortecimento, espessura de laje de concreto, inércia das vigas principais e o tamanho do vão. Todos os modelos de carregamento apresentados anteriormente são utilizados, seguindo a mesma metodologia de aplicação das cargas descritas no item 4.6.2. Todavia, neste item, somente o critério proposto pelo AISC [28] é utilizado, por ser este um dos mais importantes guias sobre o assunto.

Na seqüência do estudo, os resultados das acelerações verticais obtidos com os modelos computacionais são comparados com o limite proposto pelo guia de projeto do AISC [28], no que tange as acelerações de pico. Outra forma utilizada para avaliar os resultados obtidos nesse estudo é através dos valores rms (*root mean square*), raiz quadrada do erro quadrático médio, das acelerações verticais. O limite para aceleração neste caso é dado por 60 vezes a curva base da *International Standard Organization* ISO 2631/2 [22], conforme recomendação da ISO/DIS 10137 [29], segundo Bachmann [36].

7.2. Amortecimento

Neste item nenhum parâmetro estrutural é alterado, o vão principal das passarelas permanece com 27,5 m, a espessura da laje com 100 mm, perfis da viga principal VS 1000x201. Entretanto, o amortecimento dessa passarela é alterado assumindo os seguintes valores: 1%, 3%, 4% e 5%.

7.2.1. Análise de Autovalores e Autovetores

Não foi necessário realizar a análise de autovalores e autovetores dessa estrutura, pois como os parâmetros estruturais não foram alterados as frequências naturais e os modos de vibração não sofreram nenhuma alteração, permanecendo os mesmos da Tabela 6.2 e da Figura 6.8.

7.2.2. Análise Harmônica

A análise harmônica foi realizada através da aplicação de uma carga com variação senoidal no tempo com amplitude de 700 N, correspondente ao peso de uma pessoa, aplicada no meio do vão, conforme Equação (4.1).

As frequências de excitação variaram de 0 a 70 Hz e o ângulo de fase utilizado foi igual a 0. Os passos de tempo da integração das equações de movimento foram de $\Delta t = 0,1$ s. A Figura 7.1 mostra o gráfico do fator de amplificação dinâmica, FAD, em função de β para os amortecimentos de 1%, 3%, 4% e 5%,

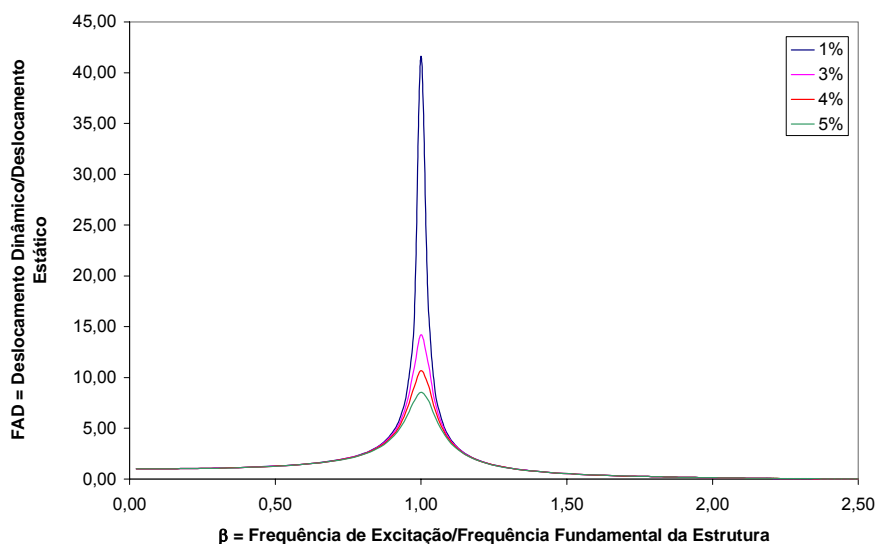


Figura 7.1 – Gráfico do fator de amplificação dinâmica (FAD)

O gráfico mostra que, para todas as taxas de amortecimento consideradas, a amplificação máxima da resposta ocorre em $\beta = 1$, ou seja, quando a frequência de excitação é igual à frequência fundamental da estrutura. Ainda pode-se notar que à medida que se aumenta o amortecimento da estrutura temos uma diminuição do FAD.

7.2.3. Análise de Conforto Humano

Nas equações matemáticas que modelam o caminhar humano, o peso da pessoa foi tomado igual a 700 N [28], os coeficientes dinâmicos são considerados iguais a $\alpha_1 = 0,5$, $\alpha_2 = 0,2$, $\alpha_3 = 0,1$ e $\alpha_4 = 0,05$, respectivamente e os ângulos de fase são iguais a $\Phi_1 = 0$, $\Phi_2 = \Phi_3 = \Phi_4 = \pi/2$. O intervalo de tempo usado para a integração das equações de movimento, utilizando o algoritmo de Newmark foi igual a 10^{-3} s ($\Delta t = 0,001$ s).

Os parâmetros necessários para representação da variação da posição do passo dos pedestres em cada passada, nos modelos III e IV são mostrados na Tabela 6.3. A variação dos coeficientes a_0 e a_1 que definem a taxa de amortecimento pode ser vista na Tabela 7.1. Os resultados obtidos são mostrados em forma de gráficos e tabelas.

Tabela 7.1 – Variação dos coeficientes a_0 e a_1

Amortecimento	1%	3%	4%	5%
a_0	0,403648	1,21094	1,61459	2,01824
a_1	0,0001881260	0,000564378	0,000752504	0,00094063

7.2.3.1. Avaliação das Acelerações de Pico

A Tabela 7.2 apresenta os resultados das acelerações verticais de pico para os amortecimentos considerados. Vale lembrar que os resultados dos modelos I e II já se encontram multiplicados pelo fator R igual 0,7 para passarelas, conforme recomendação do AISC [28].

Os valores das acelerações de pico obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento I, são sempre menores do que aqueles encontrados devido à aplicação do modelo de carregamento II, apresentando uma diferença máxima de 14,13% para a passarela com taxa de amortecimento de 4%. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influencia na resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados.

No que diz respeito ao modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de $0,333 \text{ m/s}^2$ (3,40%g), associado à passarela com amortecimento de 1%. No entanto, este valor é da ordem de $0,337 \text{ m/s}^2$ (3,44%g), referente ao mesmo modelo de passarela, quando o modelo de carregamento II é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma (5,0%g) [28].

O modelo de carregamento III, de forma geral, apresenta valores de aceleração de pico inferiores àqueles encontrados por meio da aplicação do modelo de carregamento IV. Entretanto, estes valores de aceleração de pico são praticamente da mesma ordem de grandeza, indicando que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta dinâmica das passarelas, para os casos estudados, os quais consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi} = 1,12$) [26]. Destaca-se que o efeito do impacto do calcanhar é maior para estruturas com pequeno amortecimento, isto é $\xi < 1\%$, como é às vezes encontrado em estruturas mistas.

Cabe ressaltar que quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de $0,500 \text{ m/s}^2$ (5,10%g),

associado à passarela com amortecimento de 1%. Quando o modelo de carregamento IV é considerado, o valor máximo de aceleração encontrado foi igual ao do modelo de carregamento III, 0,500 m/s² (5,10%g). Esses valores estão acima do limite da norma (5,0%g) [28].

Tabela 7.2 – Acelerações verticais de pico

ξ %	Acelerações calculadas					Aceleração Limite
	Modelo I (m/s ²)	Modelo II (m/s ²)	Modelo III (m/s ²)	Modelo IV (m/s ²)	AISC [28] (m/s ²)	AISC [28] (m/s ²)
1,0	0,333	0,337	0,500	0,500	0,384	0,49
3,0	0,116	0,120	0,199	0,249	0,128	
4,0	0,105	0,122	0,200	0,208	0,096	
5,0	0,070	0,074	0,197	0,200	0,077	

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo deste estudo, Figura 7.2, pode-se concluir que os valores das acelerações de pico obtidas mediante a aplicação dos modelos de carregamento I e II, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [28].

Nota-se que as acelerações de pico geradas nas passarelas a partir do emprego dos modelos de carregamento III e IV, os quais consideram uma variação espacial e temporal da ação dinâmica, atendem ao valor limite da norma [28]. Por outro lado, deve-se ressaltar que para o modelo estrutural com taxa de amortecimento igual a 1%, o limite de norma [28] é ultrapassado.

Comparando-se os valores das acelerações de pico das passarelas, calculadas com base nos modelos de carregamento desenvolvidos neste trabalho, em relação àquelas obtidas a partir das expressões simplificadas do AISC [28], percebe-se que o guia prático [28] é conservador, à medida que o amortecimento é aumentado, quando seus resultados são comparados com aqueles fornecidos a partir do uso dos modelos de carregamento I e II. Com exceção do modelo de passarela com amortecimento de 4%.

No que tange a comparação de valores das acelerações de pico calculadas pelo procedimento simplificado do AISC [28] e as acelerações obtidas mediante o uso dos modelos de carregamento III e IV como ação dinâmica, percebe-se que o AISC [28] fornece valores muito abaixo daqueles encontrados com base na consideração da variação espacial e temporal da carga, bem como, na consideração de vários harmônicos componentes da excitação dinâmica induzida pelo pedestre.

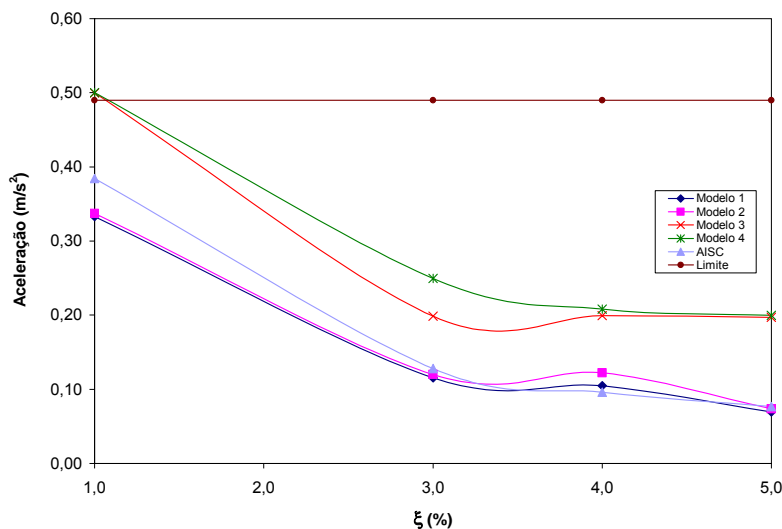


Figura 7.2 – Variação da aceleração vertical de pico em função do amortecimento

Nota-se através da Figura 7.2 que a medida que o amortecimento da passarela é aumentado, a aceleração vertical de pico diminui consideravelmente, evidenciando a importância do parâmetro de amortecimento, ξ , na análise do conforto humano.

Percebe-se, claramente, que o incremento do parâmetro ξ , é capaz de reduzir as acelerações a níveis toleráveis, ou seja, dentro dos limites estabelecidos pela norma AISC [28]. O gráfico da Figura 7.2 mostra a coerência e a confiabilidade dos modelos computacionais desenvolvidos nesta dissertação, bem como, dos resultados obtidos.

7.2.3.2. Avaliação das Acelerações rms

Com base na Tabela 7.3, pode-se concluir que os valores das acelerações rms obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento I são sempre menores do que aqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é aplicado, com exceção da passarela com taxa de amortecimento de 1%. Pode-se concluir com isso que, certamente, para passarelas com pouco amortecimento, a resposta da estrutura deve-se basicamente àqueles modos de vibração que possuem frequências naturais próximas da frequência de excitação. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influencia na resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados. É importante ressaltar que os valores das acelerações rms, referentes aos modelos de carregamento I e II, apresentados na Tabela 7.3 já estão multiplicados pelo fator R igual a 0,7

Para o modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrado foi de $0,193 \text{ m/s}^2$ ($1,97\%g$), associado à passarela com amortecimento de 1%. Por outro lado, este

valor é de $0,189 \text{ m/s}^2$ (1,93%g), referente à mesma passarela, quando o modelo de carregamento II é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma [28].

Os valores das acelerações rms obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento III são sempre inferiores, de forma geral, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. Contudo, estes valores de aceleração rms são praticamente da mesma ordem de grandeza, indicando que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta dinâmica dos pisos, para os casos estudados, os quais consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi}=1,12$) [28].

É importante lembrar que quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de $0,208 \text{ m/s}^2$ (2,12%g), associado à passarela com amortecimento de 1%. Por outro lado, tal valor é da ordem de $0,245 \text{ m/s}^2$ (2,50%g), referente à mesma passarela, quando o modelo de carregamento IV é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma.

Tabela 7.3 – Valores das acelerações verticais rms

ξ %	Acelerações calculadas				Aceleração Limite
	Modelo I (m/s^2)	Modelo II (m/s^2)	Modelo III (m/s^2)	Modelo IV (m/s^2)	ISO 2631/2 [22] (m/s^2)
1,0	0,193	0,189	0,208	0,245	0,294
3,0	0,077	0,077	0,086	0,101	
4,0	0,059	0,060	0,067	0,079	
5,0	0,047	0,049	0,056	0,065	

Analisando a Figura 7.3, percebe-se que os valores das acelerações rms obtidas para os pisos, mediante a aplicação dos modelos de carregamento I, II, III e IV, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [28].

Nota-se claramente que as acelerações rms geradas nas passarelas a partir do emprego dos modelos de carregamento III e IV, os quais consideram uma variação espacial e temporal da ação dinâmica, são superiores ao valor obtido a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II.

O gráfico da Figura 7.3 demonstra que o parâmetro de amortecimento, ξ , é de extrema importância na avaliação do conforto humano, como já mencionado anteriormente. Observa-se ainda, que as acelerações verticais rms decrescem consideravelmente a medida que se reduz o amortecimento.

Pode-se notar que o gráfico da Figura 7.3, obtido em termos das acelerações rms possuem um aspecto mais “comportado”, em comparação ao gráfico obtido através das acelerações de pico. Isto deve-se basicamente a formulação matemática envolvida na obtenção dos resultados por meio da raiz quadrada do erro quadrático médio, rms (*root mean square*), o que não pode ser dito quando utilizamos os valores de pico, que são coletados “manualmente” dentre os resultados obtidos.

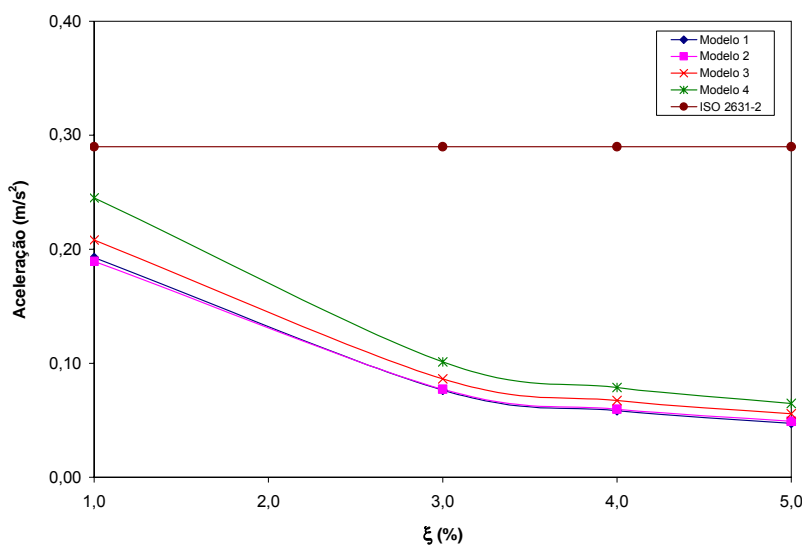


Figura 7.3 – Variação da aceleração vertical rms em função do amortecimento

7.3. Espessura de Laje

Nesta seção são alteradas as espessuras das lajes, as espessuras adotadas são de 100 mm, 150 mm, 200 mm e 250 mm, Porém, a passarela permanece com o vão principal de 27,5 m, vigas principais VS 1000x210 e transversinas composta de perfis metálicos do tipo I 203x27,3 dispostas a cada 2,5 m. As propriedades dos materiais aço e concreto permanecem inalteradas e a taxa de amortecimento utilizada é de 1%.

7.3.1. Análise de Autovalores e Autovetores

Devido à alteração da espessura da laje, novas análises modais foram realizadas a fim de incorporar tais mudanças. Os novos modos de vibração e frequências naturais foram determinados, e podem ser vistos na Figura 7.4.

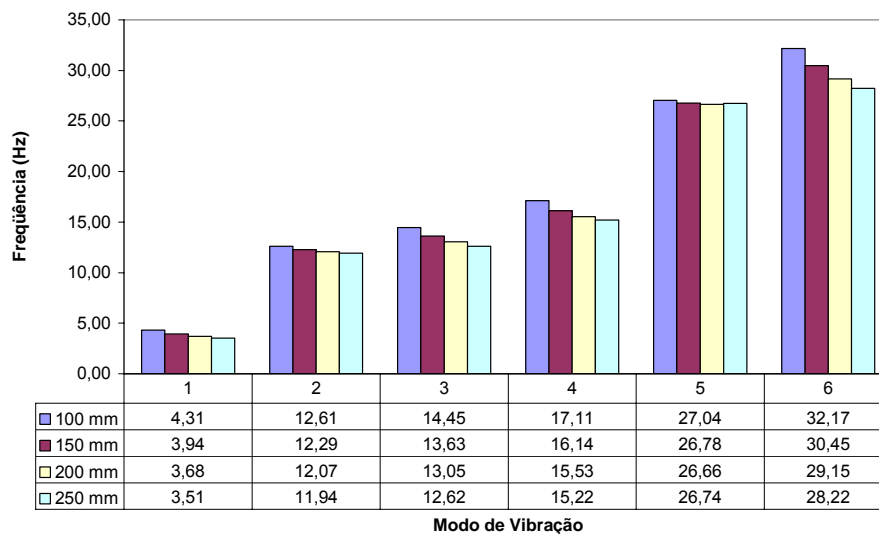


Figura 7.4 – Variação das frequências naturais em função da espessura da laje

A Figura 7.4 mostra o valor das frequências naturais dos seis primeiros modos de vibração, para espessuras de laje com 100 mm, 150 mm, 200 mm e 250 mm. Cabe ressaltar que em todos os modelos analisados neste item a forma modal não foi alterada. A primeira frequência natural está associada com o primeiro modo de flexão, a segunda frequência natural está associada ao primeiro modo de torção, a terceira frequência natural está associada ao segundo modo de flexão, a quarta frequência natural está associada ao segundo modo de torção, a quinta frequência natural está associada ao primeiro modo de flexão-torção e a sexta frequência natural está associada ao terceiro modo de flexão.

Nota-se que, conforme a espessura da laje é aumentada, diminui-se a frequência fundamental da estrutura, certamente devido ao acréscimo de massa incorporada à mesma.

7.3.2. Análise de Conforto Humano

Nas equações matemáticas que modelam o caminhar humano, o peso da pessoa foi tomado igual a 700 N [28], os coeficientes dinâmicos são feitos iguais a $\alpha_1 = 0,5$, $\alpha_2 = 0,2$, $\alpha_3 = 0,1$ e $\alpha_4 = 0,05$, respectivamente e os ângulos de fase são iguais a $\Phi_1 = 0$, $\Phi_2 = \Phi_3 = \Phi_4 = \pi/2$. O intervalo de tempo usado para a integração das equações de movimento, utilizando o algoritmo de Newmark foi igual a 10^{-3} s ($\Delta t = 0,001$ s).

Os parâmetros necessários para representação da variação da posição do passo dos pedestres em cada passada, no que tange aos modelos de carregamento III e IV, são mostrados na Tabela 7.4, onde i é o número do harmônico ressonante, f_p é a frequência do passo do pedestre. T é o período do passo do pedestre, v_p é a velocidade do passo do

pedestre, l_p é a distância do passo do pedestre, t_c é o tempo de contato de uma única carga que compõe um passo completo do pedestre, t_f é o tempo de um passo completo do pedestre, a_0 e a_1 são os parâmetros associados à massa e rigidez, respectivamente.

Tabela 7.4 – Parâmetros utilizados na análise de conforto humano

Laje (mm)	i	f_p (Hz)	T (s)	v_p (m/s)	l_p (m)	t_c (s)	t_f (s)	a_0	a_1
100	2	2,16	0,464	2,36	0,88	0,132	14,647	0,403648	0,0001881260
150	2	1,97	0,508	1,46	0,73	0,173	19,212	0,374648	0,0001961370
200	2	1,84	0,543	1,29	0,67	0,202	22,453	0,354667	0,0002020770
250	2	1,75	0,570	1,17	0,63	0,227	25,252	0,340622	0,0002061070

7.3.2.1. Avaliação das Acelerações de Pico

A Tabela 7.5 apresenta os valores das acelerações de pico com os modelos I e II já multiplicados pelo fator R igual a 0,7. Nota-se que o modelo de carregamento II apresenta valores superiores ao modelo de carregamento I para todas as variações de espessura de laje analisadas, contudo essa diferença não foi superior a 5%. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influencia na resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados.

No que tange ao modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de $0,333 \text{ m/s}^2$ (3,40%g), associado à passarela com espessura de laje de 100 mm. No entanto, este valor é da ordem de $0,337 \text{ m/s}^2$ (3,44%g), referente ao mesmo modelo de passarela, quando o modelo de carregamento II é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma (5,0 %g) [28].

Tabela 7.5 - Valores das acelerações verticais de pico

Laje (mm)	Acelerações Obtidas					Acelerações Limites
	Modelo I (m/s^2)	Modelo II (m/s^2)	Modelo III (m/s^2)	Modelo IV (m/s^2)	AISC [28] (m/s^2)	AISC [28] (m/s^2)
100	0,333	0,337	0,500	0,500	0,384	0,490
125	0,261	0,274	0,399	0,399	0,321	0,490
200	0,212	0,217	0,298	0,300	0,277	0,490
250	0,176	0,179	0,264	0,298	0,243	0,490

A partir do estudo da variação da espessura da laje dos diversos modelos estruturais, nota-se que os valores das acelerações de pico obtidos por meio da aplicação do modelo de carregamento III são sempre inferiores aos das acelerações encontradas através do emprego do modelo de carregamento IV. Todavia, estes valores de aceleração de pico são praticamente da mesma ordem de grandeza, apresentando uma diferença máxima de 11,35%, indicando a pouca influência do impacto do calcanhar na resposta dinâmica das passarelas, para os casos estudados nesta dissertação, os quais consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi} = 1,12$) [26].

Verifica-se que quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de $0,500 \text{ m/s}^2$ ($5,10\%g$), associado a passarela com espessura de laje de 100 mm. Quando o modelo de carregamento IV é considerado, o valor máximo de aceleração encontrado foi igual ao do modelo de carregamento III, $0,500 \text{ m/s}^2$ ($5,10\%g$). Esses valores estão acima do limite da norma ($5,0\%g$) [28].

Os valores de aceleração de pico mostram claramente que o emprego dos modelos de carregamento III e IV geram valores de aceleração muito superiores aos modelos de carregamento I e II. Portanto, pode-se concluir que os modelos que incluem uma variação espacial e temporal da carga dinâmica devem ser considerados na análise de conforto humano deste tipo de estrutura.

Com relação aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo deste estudo, Figura 7.5, pode-se concluir que os valores das acelerações de pico obtidas para os pisos, mediante a aplicação dos modelos de carregamento, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [28].

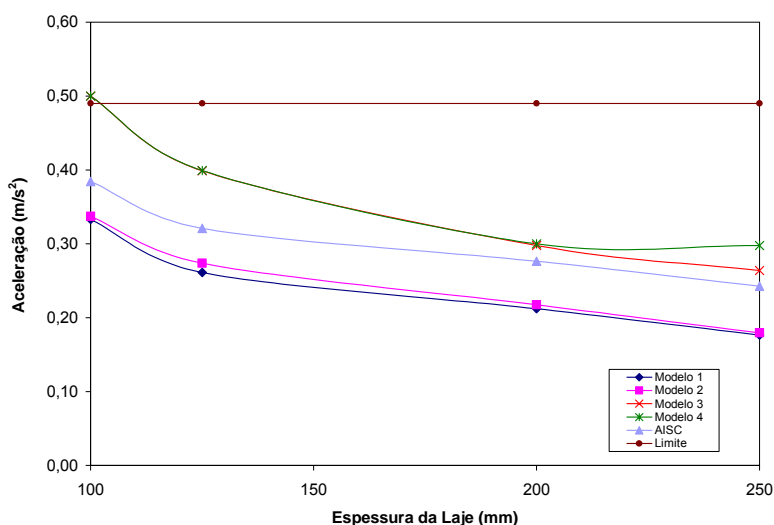


Figura 7.5 – Variação da aceleração vertical de pico em função da espessura de laje

Por outro lado, deve-se ressaltar que para os modelos estruturais com espessura de laje de 100 mm, o limite de norma [28] é ultrapassado, somente no que tange aos modelos de carregamento III e IV.

Percebe-se ainda, que as acelerações obtidas através do procedimento do AISC apresentaram valores superiores aos modelos I e II para todas as passarelas analisadas. Entretanto, comparando os valores das acelerações de pico calculados por esse procedimento com os obtidos através dos modelos III e IV, pode-se notar que esses valores foram inferiores para todas as espessuras de lajes analisadas.

Verifica-se, portanto, que quando as acelerações de pico são obtidas via AISC [28], este guia prático é conservador em comparação com as acelerações fornecidas a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II, os quais não consideram a variação espacial e temporal da carga.

Observa-se ainda através da curva representativa dos valores das acelerações calculadas via AISC [28], Figura 7.5, que à medida que a espessura da laje das passarelas é aumentada, as acelerações de pico decrescem.

A Figura 7.5 mostra, perfeitamente, que com o aumento da espessura da laje há um decréscimo no valor da aceleração. Observa-se que as diferenças entre os modelos de carregamento diminuem à medida que se aumenta a espessura da laje, indicando que nos modelos de passarela estudados, as estruturas com menos massa possivelmente apresetam forças de inércia maiores.

A relação entre a frequência dominante das passarelas (frequência fundamental) e as frequências de excitação provenientes dos harmônicos, varia bastante na medida em que as características dinâmicas das passarelas (massa e rigidez) são modificadas. Tal fato indica, claramente, que a transferência de energia associada aos harmônicos componentes da carga dinâmica é bastante distinta para cada modelo estrutural. Isto explica o fato de que à medida que a espessura da laje de concreto diminui, a transferência de energia dos harmônicos da carga é maior do que no caso contrário, contribuindo assim para a obtenção de picos de aceleração mais elevados.

7.3.2.2. Avaliação das Acelerações rms

A Tabela 7.6 mostra os valores de aceleração vertical rms para os modelos de passarela estudados, bem como o valor limite proposto [22]. Os resultados obtidos através dos modelos de carregamento I e II já estão multiplicados pelo fator R igual a 0,7.

Analisando a Tabela 7.6, pode-se concluir que os valores das acelerações rms obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento I são sempre menores do que aqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado, apresentado uma

diferença máxima inferior a 2%. Tal fato demonstra que o número de harmônicos teve pouca influência na resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados.

O valor máximo de aceleração encontrada, com referência ao modelo de carregamento I, foi de $0,193 \text{ m/s}^2$ (1,97%g), associado à passarela com espessura de laje de 100 mm. No entanto, este valor é de $0,189 \text{ m/s}^2$ (1,93%g), referente à mesma passarela, quando o modelo de carregamento II é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma [28].

Os valores das acelerações rms obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento III são sempre inferiores, de forma geral, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. A diferença máxima foi de 15,70%, para a passarela com espessura de laje de 150 mm.

Tabela 7.6 – Valores das acelerações verticais rms

Laje (mm)	Acelerações Obtidas				Acelerações Limites
	Modelo I (m/s^2)	Modelo II (m/s^2)	Modelo III (m/s^2)	Modelo IV (m/s^2)	ISO 2631/2 [22] (m/s^2)
100	0,193	0,189	0,208	0,245	0,294
150	0,155	0,152	0,163	0,193	0,306
200	0,128	0,125	0,134	0,157	0,312
250	0,108	0,106	0,113	0,132	0,324

Quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de $0,208 \text{ m/s}^2$ (2,12%g), associado à passarela espessura de laje de 100 mm. Por outro lado, tal valor é da ordem de $0,245 \text{ m/s}^2$ (2,50%g), referente à mesma passarela, quando o modelo de carregamento IV é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma [22].

Com referência aos valores das acelerações rms encontrados ao longo deste estudo, Figura 7.6, pode-se concluir que os valores das acelerações de rms obtidas para as passarelas, mediante a aplicação dos modelos de carregamento, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [22].

Observa-se ainda que, através da curva representativa dos valores das acelerações calculadas através dos modelos de carregamento, que na medida em que a espessura da laje da passarela é aumentada, as acelerações rms decrescem.

O gráfico da Figura 7.6 mostra que as acelerações verticais rms diminuem com o aumento da espessura da laje. Através do mesmo gráfico fica mais evidente que as

diferenças obtidas entre a aplicação dos modelos de carregamento diminuem com o aumento da espessura da laje, indicando que para as estruturas com menos massa, podem ter ocorrido maiores forças de inércia.

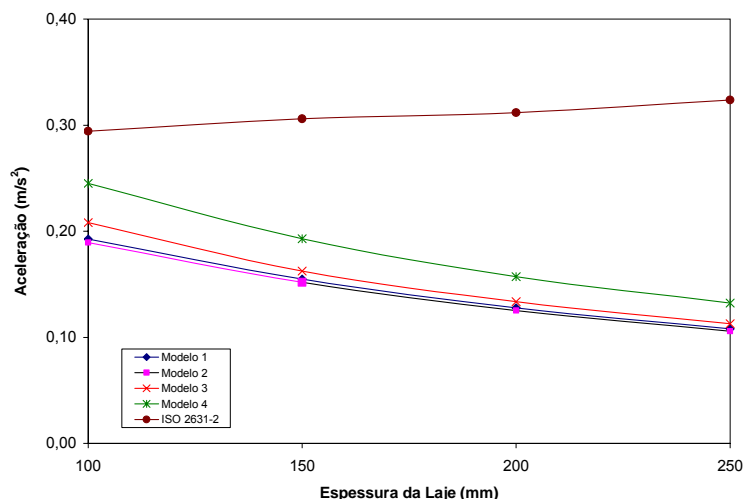


Figura 7.6 - Variação da aceleração vertical rms em função da espessura de laje

7.4. Inércia da Viga Principal

No estudo paramétrico da passarela, mais um parâmetro estrutural é alterado, desta vez, a inércia das vigas principais, conforme mostrado na Tabela 7.7. Porém, a passarela permanece com o vão principal de 27,5 m, espessura da laje de concreto de 100 mm e transversinas composta de perfis metálicos do tipo I 203x27,3 dispostas a cada 2,5 m. As propriedades dos materiais (aço e concreto) permanecem inalteradas e a taxa de amortecimento utilizada foi de 1%.

Tabela 7.7 – Características geométricas dos perfis das vigas principais

Perfil	m	A	d	h	t_w	t_f	h_f	I_x
VS	(kg/m)	(cm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ⁴)
1000x201	200,7	255,6	1000	955	8,0	22,4	400	486331
1100x235	235,3	299,8	1100	1050	9,5	25	400	669562
1200x307	307,3	391,5	1200	1137	9,5	31,5	450	1084322
1300x344	343,9	438,1	1300	1237	12,5	31,5	450	1337847

7.4.1. Análise de Autovalores e Autovetores

Alterando-se parâmetros estruturais, novas análises foram realizadas a fim de se determinar as novas freqüências naturais e modos de vibração. A Figura 7.7 mostra os valores das freqüências naturais para os seis primeiros modos de vibração com as variações de inércia realizadas.

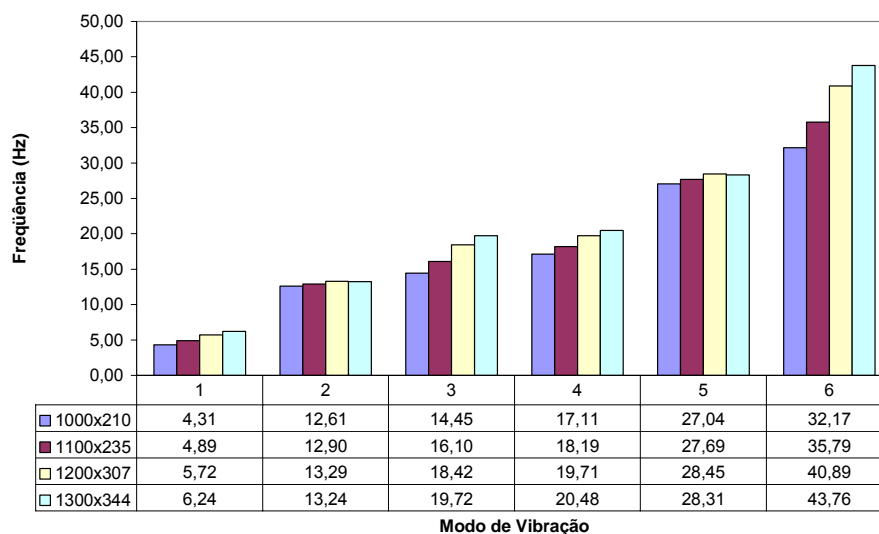


Figura 7.7 - Variação das freqüências naturais em função da inércia da viga principal

Cabe ressaltar que em todos os modelos analisados neste item, a forma modal não foi alterada. A primeira freqüência natural está associada com o primeiro modo de flexão, a segunda freqüência natural está associada ao primeiro modo de torção, a terceira freqüência natural está associada ao segundo modo de flexão, a quarta freqüência natural está associada ao segundo modo de torção, a quinta freqüência natural está associada ao primeiro modo de flexão-torção e a sexta freqüência natural está associada ao terceiro modo de flexão.

Através da figura Figura 7.7, pode-se concluir que ao se aumentar a inércia das vigas, aumenta-se a freqüência fundamental, isso porque, aumenta-se a rigidez da estrutura.

7.4.2. Análise de Conforto Humano

Nas equações matemáticas que modelam o caminhar humano, o peso da pessoa foi tomado igual a 700 N [28], os coeficientes dinâmicos são feitos iguais a $\alpha_1 = 0,5$, $\alpha_2 = 0,2$, $\alpha_3 = 0,1$ e $\alpha_4 = 0,05$, respectivamente e os ângulos de fase são iguais a $\Phi_1 = 0$, $\Phi_2 = \Phi_3 = \Phi_4 =$

$\pi/2$. O intervalo de tempo usado para a integração das equações de movimento, utilizando o algoritmo de Newmark foi igual a 10^{-3} s ($\Delta t = 0,001$ s).

Os parâmetros necessários para representação da variação da posição do passo dos pedestres em cada passada, no que tange aos modelos de carregamento III e IV, são mostrados na Tabela 7.8, onde i é o número do harmônico ressonante, f_p é a frequência do passo do pedestre, T é o período do passo do pedestre, v_p é a velocidade do passo do pedestre, l_p é a distância do passo do pedestre, t_c é o tempo de contato de uma única carga que compõe um passo completo do pedestre, t_f é o tempo de um passo completo do pedestre, a_0 e a_1 são os parâmetros associados à massa e rigidez, respectivamente.

Tabela 7.8 - Parâmetros utilizados na análise de conforto humano

Perfil (m)	i	f_p (Hz)	T (s)	v_p (m/s)	l_p (m)	t_c (s)	t_f (s)	a_0	a_1
1000x201	2	2,16	0,464	2,36	0,88	0,132	14,647	0,403648	0,000188126
1100x235	3	1,63	0,614	1,10	0,60	0,256	28,379	0,471252	0,000151683
1200x307	3	1,91	0,524	1,38	0,70	0,186	20,655	0,548814	0,000131830
1300x344	3	2,08	0,481	2,18	0,82	0,147	16,354	0,595514	0,000122616

7.4.2.1. Avaliação das Acelerações de Pico

A Tabela 7.9 apresenta os valores das acelerações nodais de pico com os modelos I e II já multiplicados pelo fator R igual a 0,7. Percebe-se que o modelo II apresenta valores superiores ao modelo I para todas as variações de inércia das vigas principais analisadas. Entretanto, a diferença máxima foi de 3,94% para o modelo de passarela com perfil VS 1100x235. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influencia pouco na resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados.

Devido à aplicação do modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de $0,333 \text{ m/s}^2$ (3,40%g), associado à passarela com perfil VS 1000x201. Contudo, este valor é da ordem de $0,337 \text{ m/s}^2$ (3,44%g), referente ao mesmo modelo de passarela, quando o modelo de carregamento II é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma (5,0%g) [28].

A partir do estudo dos diversos modelos estruturais, os valores das acelerações de pico obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento III são sempre inferiores, de forma geral, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. Todavia, estes valores de aceleração de pico são praticamente da mesma ordem de grandeza, indicando que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca

influência na resposta dinâmica das passarelas, para os casos estudados nesta dissertação, os quais consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi} = 1,12$) [26].

Tabela 7.9 - Valores das acelerações verticais de pico

Perfil	Acelerações Obtidas					Acelerações Limites
	Modelo I (m/s ²)	Modelo II (m/s ²)	Modelo III (m/s ²)	Modelo 4 (m/s ²)	AISC [28] (m/s ²)	AISC [28] (m/s ²)
VS						
1000x201	0,333	0,337	0,500	0,500	0,384	0,490
1100x235	0,163	0,169	0,299	0,300	0,308	0,490
1200x307	0,144	0,150	0,300	0,300	0,220	0,490
1300x344	0,137	0,142	0,299	0,300	0,182	0,490

Cabe ressaltar que quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de 0,500 m/s² (5,10%g), associado a passarela com perfil VS 1000x201. Quando o modelo de carregamento IV é considerado, o valor máximo de aceleração encontrada foi igual ao do modelo de carregamento III, 0,500 m/s² (5,10%g). Esses valores estão acima do limite da norma (5,0%g) [28].

Os valores de aceleração de pico mostram claramente que o emprego dos modelos de carregamento III e IV geram valores de aceleração muito superiores aos modelos de carregamento I e II. Portanto, pode-se concluir que os modelos que incluem uma variação espacial e temporal da carga dinâmica devem ser considerados na análise de conforto humano deste tipo de estrutura.

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo deste estudo, Figura 7.8, pode-se concluir os valores das acelerações de pico obtidas para os pisos, mediante a aplicação dos modelos de carregamento, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [28]. Por outro lado, deve-se ressaltar que para os modelos estruturais com perfil VS 1000x201, o limite de norma [28] é ultrapassado, somente no que se refere aos modelos de carregamento III e IV.

Percebe-se ainda que, as acelerações obtidas através do procedimento do AISC apresentaram valores superiores aos modelos I e II para todas as passarelas analisadas. Entretanto, comparando os valores das acelerações de pico calculados por esse procedimento com os obtidos através dos modelos III e IV, pode-se notar que esses valores foram inferiores para todas as espessuras de lajes analisadas.

Verifica-se, portanto, que quando as acelerações de pico são obtidas via AISC [28], este guia prático é conservador em comparação às acelerações fornecidas a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II, os quais não consideram a variação espacial e temporal da carga.

Observa-se ainda que, a curva representativa dos valores das acelerações calculadas via AISC [28] apresenta um comportamento linear, isto significando que à medida que a rigidez dos perfis da viga principal da passarela é aumentada, as acelerações de pico decrescem.

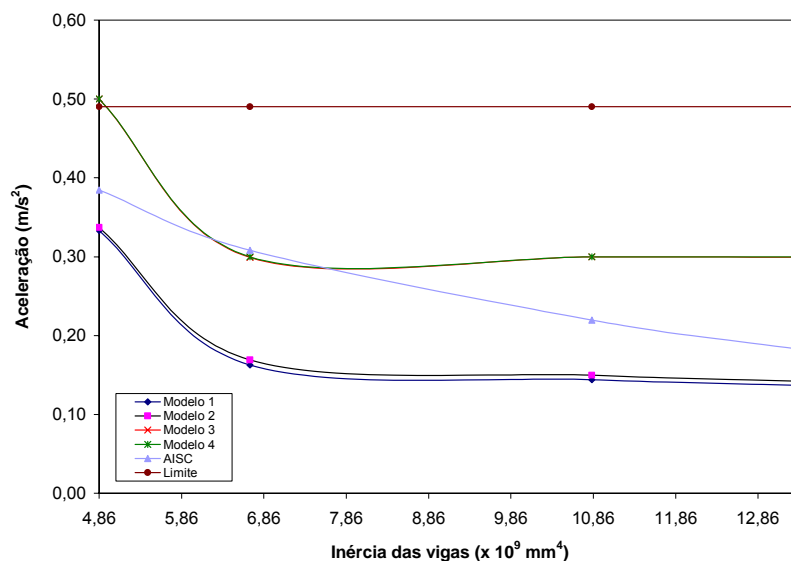


Figura 7.8 - Variação da aceleração vertical de pico em função da inércia das vigas

Na Figura 7.8, observa-se que as acelerações verticais de pico decrescem com o aumento da inércia das vigas principais. Tal fato demonstra que, para os modelos de passarela analisados, mantendo-se as espessuras de lajes e o vão constante, o aumento da rigidez das vigas principais, e conseqüentemente da estrutura, faz com que haja uma redução da resposta dinâmica estrutural.

7.4.2.2. Avaliação das Acelerações rms

Nota-se a partir da Tabela 7.10 que os valores das acelerações rms obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento I são sempre menores do que aqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado, apresentado uma diferença máxima da ordem de 6%. Tal fato demonstra que o número de harmônicos teve pouca influência na resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados.

Com referência ao modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrada foi de $0,193 \text{ m/s}^2$ (1,97%g), associado à passarela com perfil VS 1000x201. Por outro lado, este valor é de $0,189 \text{ m/s}^2$ (1,93%g), referente à mesma passarela, quando o modelo de carregamento II é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma [28].

Tabela 7.10 - Valores das acelerações verticais rms

Perfil	Acelerações Obtidas				Acelerações Limites
	Modelo I (m/s^2)	Modelo II (m/s^2)	Modelo III (m/s^2)	Modelo IV (m/s^2)	ISO 2631/2 [22] (m/s^2)
1000x201	0,193	0,189	0,208	0,245	0,294
1100x235	0,105	0,105	0,119	0,129	
1200x307	0,078	0,081	0,096	0,105	
1300x344	0,065	0,069	0,087	0,095	

A partir do estudo dos diversos modelos estruturais, os valores das acelerações rms obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento III são sempre inferiores, de forma geral, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. A diferença máxima foi de 15,08%, para a passarela com perfil VS 1000x201.

Ressalta-se que quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de $0,208 \text{ m/s}^2$ (2,12%g), associado à passarela com perfil VS 1000x201. Por outro lado, tal valor é da ordem de $0,245 \text{ m/s}^2$ (2,50%g), referente à mesma passarela, quando o modelo de carregamento IV é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma [22].

Com referência aos valores das acelerações rms encontrados ao longo deste estudo, Figura 7.9, pode-se concluir os valores das acelerações obtidas para as passarelas, mediante à aplicação dos modelos de carregamento, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [22].

Observa-se a partir da Figura 7.9 que o aumento da inércia das vigas principais, e conseqüentemente da rigidez da estrutura faz com que o valor das acelerações dos modelos de passarela estudados tendam a diminuir.

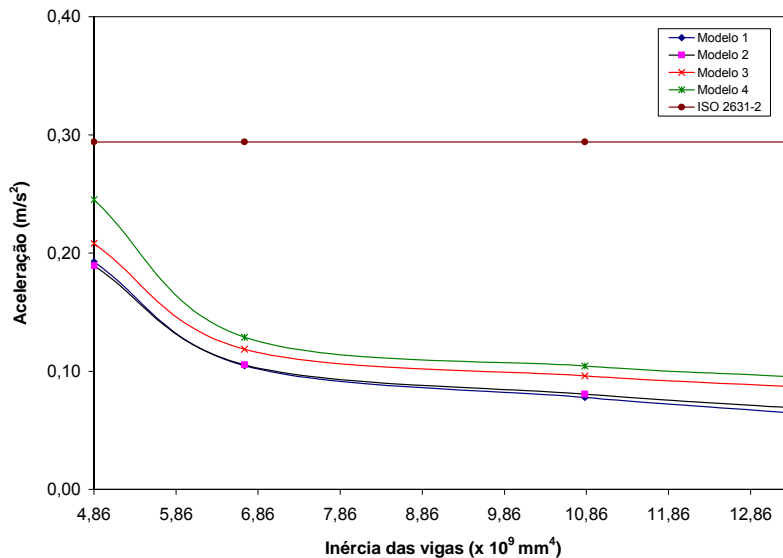


Figura 7.9 - Variação da aceleração vertical rms em função da inércia das vigas

7.5. Vão

Novamente, outro parâmetro estrutural é alterado, desta vez varia-se o vão das vigas principais de 22,5 a 30 m. Porém, a passarela permanece com espessura da laje de concreto de 100 mm, vigas principais VS 1000x210 e transversinas compostas de perfis metálicos do tipo I 203x27,3 dispostas a cada 2,5 m. As propriedades dos materiais (aço e concreto) permanecem inalteradas e a taxa de amortecimento utilizada será de 1%.

7.5.1. Análise de Autovalores e Autovetores

Alterando-se parâmetros estruturais, novas análises foram realizadas a fim de se determinar as novas freqüências naturais e modos de vibração. A Figura 7.10 mostra os valores das freqüências naturais para os seis primeiros modos de vibração das variações de vãos realizadas. Cabe ressaltar que em todos os modelos analisados neste item, a forma modal não foi alterada. A primeira freqüência natural está associada com o primeiro modo de flexão, a segunda freqüência natural está associada ao primeiro modo de torção, a terceira freqüência natural está associada ao segundo modo de flexão, a quarta freqüência natural está associada ao segundo modo de torção, a quinta freqüência natural está associada ao primeiro modo de flexão-torção e a sexta freqüência natural está associada ao terceiro modo de flexão.

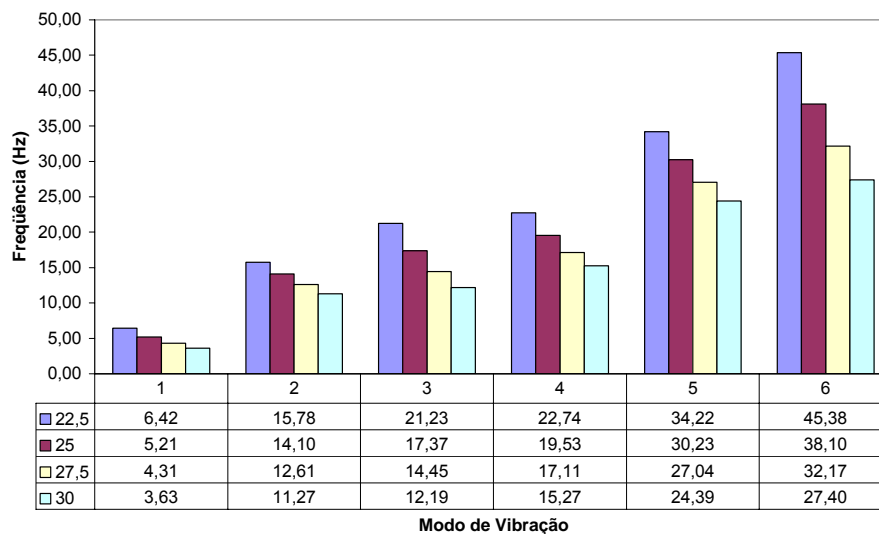


Figura 7.10 - Variação das frequências naturais em função do vão

Através da Figura 7.10, podemos concluir que o aumento do vão das passarelas faz com que a rigidez diminua, diminuindo com isso as frequências naturais para todos os modos de vibração.

7.5.2. Análise de Conforto Humano

Nas equações matemáticas que modelam o caminhar humano, o peso da pessoa foi tomado igual a 700 N [28], os coeficientes dinâmicos são feitos iguais a $\alpha_1 = 0,5$, $\alpha_2 = 0,2$, $\alpha_3 = 0,1$ e $\alpha_4 = 0,05$, respectivamente e os ângulos de fase são iguais a $\Phi_1 = 0$, $\Phi_2 = \Phi_3 = \Phi_4 = \pi/2$. O intervalo de tempo usado para a integração das equações de movimento, utilizando o algoritmo de Newmark foi igual a 10^{-3} s ($\Delta t = 0,001$ s).

Tabela 7.11 - Parâmetros utilizados na análise de conforto humano

Vão (m)	l	f_p (Hz)	T (s)	v_p (m/s)	l_p (m)	t_c (s)	t_f (s)	a_0	a_1
22,50	3	2,14	0,468	2,32	0,87	0,135	12,294	0,619114	0,0001151240
25,00	3	1,74	0,576	1,15	0,62	0,233	23,546	0,503429	0,0001409820
27,50	2	2,16	0,464	2,36	0,88	0,132	14,647	0,403648	0,0001881260
30,00	2	1,81	0,552	1,25	0,66	0,210	25,412	0,34477	0,0002136560

Os parâmetros necessários para representação da variação da posição do passo dos pedestres em cada passada, no que tange aos modelos de carregamento III e IV, são

mostrados na Tabela 7.11, onde i é o número do harmônico ressonante, f_p é a frequência do passo do pedestre, T é o período do passo do pedestre, v_p é a velocidade do passo do pedestre, l_p é a distância do passo do pedestre, t_c é o tempo de contato de uma única carga que compõe um passo completo do pedestre, t_f é o tempo de um passo completo do pedestre, a_0 e a_1 são os parâmetros associados a massa e rigidez, respectivamente.

7.5.2.1. Avaliação das Acelerações de Pico

Com relação aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo das análises, Tabela 7.12, pode-se concluir que, para os diversos pisos, os valores das acelerações de pico obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento I, são sempre menores do que aqueles encontrados quando se aplica o modelo de carregamento II. A máxima diferença obtida foi de 11,16% associado à passarela com vão de 30 m. Tal fato demonstra que o número de harmônicos influencia na resposta dinâmica estrutural dos modelos estudados nesta dissertação.

No que tange ao modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrada foi da ordem de $0,333 \text{ m/s}^2$ (3,40%g), associado à passarela com vão de 27,5 m. No entanto, este valor é da ordem de $0,337 \text{ m/s}^2$ (3,44%g), referente ao mesmo modelo de passarela, quando o modelo de carregamento II é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma (5,0%g) [28].

A partir do estudo dos diversos modelos estruturais, os valores das acelerações de pico obtidos a partir do emprego do modelo de carregamento III são sempre inferiores, de forma geral, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. Porém, estes valores de aceleração de pico são praticamente da mesma ordem de grandeza, indicando que o efeito do impacto do calcanhar do ser humano teve pouca influência na resposta dinâmica dos pisos, para os casos estudados nesta dissertação, os quais consideram um fator de majoração do impacto do calcanhar da ordem de 1,12 ($f_{mi} = 1,12$) [26].

Cabe ressaltar que quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de $0,500 \text{ m/s}^2$ (5,10%g), associado a passarela com vão de 27,5 m. Quando o modelo de carregamento IV é considerado, o valor máximo de aceleração encontrado foi igual ao do modelo de carregamento III, $0,500 \text{ m/s}^2$ (5,10%g). Esses valores estão acima do limite da norma (5,0%g) [28].

Os resultados encontrados até o presente momento, referentes aos modelos analisados nesta dissertação, indicam que o número de harmônicos é importante na composição da função representativa da excitação dinâmica induzida pelo ser humano. Um

outro fato de extrema relevância diz respeito à definição espacial e temporal da função de carregamento. Os valores de aceleração de pico mostram claramente que o emprego dos modelos de carregamento III e IV geram valores de aceleração muito superiores aos modelos de carregamento I e II. Portanto, pode-se concluir que os modelos que incluem uma variação espacial e temporal da carga dinâmica devem ser considerados na análise de conforto humano deste tipo de estrutura.

Tabela 7.12 - Valores das acelerações verticais de pico

Vão (m)	Acelerações Obtidas					Acelerações Limites
	Modelo 1 (m/s ²)	Modelo 2 (m/s ²)	Modelo 3 (m/s ²)	Modelo 4 (m/s ²)	AISC [28] (m/s ²)	AISC [28] (m/s ²)
22,5	0,210	0,218	0,300	0,300	0,246	0,490
25,0	0,183	0,191	0,299	0,300	0,321	0,490
27,5	0,333	0,337	0,500	0,500	0,384	0,490
30,0	0,280	0,315	0,487	0,499	0,434	0,490

Com referência aos valores das acelerações de pico encontrados ao longo deste estudo, Figura 7.11, pode-se concluir que de forma geral, os valores das acelerações de pico obtidos para as passarelas, mediante a aplicação dos modelos de carregamento I e II, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [28].

Percebe-se, claramente, que as acelerações de pico geradas nas passarelas a partir do emprego dos modelos de carregamento III e IV, os quais consideram uma variação espacial e temporal da ação dinâmica, são bastante superiores ao valor limite da norma [28]. Como já mencionado anteriormente, esses valores de aceleração são muito superiores àqueles associados aos obtidos quando do emprego dos modelos I e II como carga dinâmica aplicada.

No que se refere a comparação dos valores das acelerações de pico das passarelas, calculadas com base nos modelos de carregamento desenvolvidos neste trabalho (modelos de carregamento I, II, III e IV), em relação àquelas obtidas a partir das expressões simplificadas do AISC [28], pode-se perceber que o guia prático em questão [28] apresenta-se um tanto quanto conservador, a medida em que o vão dos modelos é aumentado, quando seus resultados são comparados com aqueles fornecidos a partir do uso dos modelos de carregamento I e II.

No que diz respeito a uma comparação de valores das acelerações de pico calculadas pelo procedimento simplificado do AISC [28] e as acelerações obtidas mediante

o uso dos modelos de carregamento III e IV como ação dinâmica, percebe-se que o AISC [28] fornece valores muito abaixo daqueles encontrados com base na consideração da variação espacial e temporal da carga, e, bem como, na inclusão de vários harmônicos componentes da excitação dinâmica induzida pelo ser humano. Por outro lado, deve-se ressaltar que para o modelo de passarela com vão de 25,0 m, os valores das acelerações obtidos pelos modelos de carregamento III e IV são menores que os obtidos pelo procedimento simplificado do ASIC [28].

Verifica-se, portanto, que quando as acelerações de pico são obtidas via AISC [28], este guia prático é conservador em comparação as acelerações fornecidas a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II, os quais não consideram a variação espacial e temporal da carga.

Observa-se, ainda, que a curva representativa dos valores das acelerações calculadas via AISC [28] apresenta um comportamento linear, significando que à medida que o vão dos pisos é aumentado, as acelerações de pico crescem. Em contrapartida, tal fato não ocorre com os modelos de carregamento utilizados nesta dissertação, pois estes modelos consideram uma interação entre a excitação e as características dinâmicas dos modelos estruturais analisados. Assim sendo, existem variações marcantes nas curvas representativas das acelerações referentes a estes modelos, ou seja, o aumento do vão não necessariamente implica que a aceleração de pico das passarelas aumente de valor.

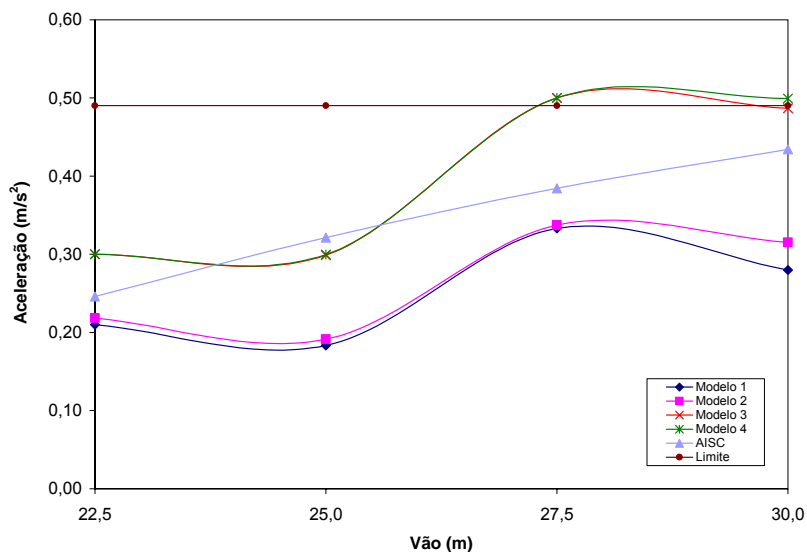


Figura 7.11 - Variação da aceleração vertical de pico em função do vão

7.5.2.2. Avaliação das Acelerações rms

Nota-se a partir da Tabela 7.13 que os valores das acelerações rms obtidas com o emprego do modelo de carregamento I são sempre menores do que aqueles encontrados quando o modelo de carregamento II é utilizado, exceto para o vão de 22,5 m. Tal fato demonstra que o número de harmônicos não influencia a resposta dinâmica da estrutura nos modelos estudados.

Tabela 7.13 - Valores das acelerações verticais rms

Vão (m)	Acelerações Calculadas				Acelerações Limites
	Modelo I (m/s ²)	Modelo II (m/s ²)	Modelo III (m/s ²)	Modelo IV (m/s ²)	ISO 2631/2 [22] (m/s ²)
22,5	0,083	0,084	0,103	0,111	0,294
25,0	0,107	0,105	0,113	0,124	0,294
27,5	0,193	0,189	0,208	0,245	0,294
30,0	0,180	0,177	0,188	0,221	0,324

Com referência ao modelo de carregamento I, o valor máximo de aceleração encontrado foi de 0,193 m/s² (1,97%g), associado à passarela com vão de 27,5 m. Por outro lado, este valor é de 0,189 m/s² (1,93%g), referente à mesma passarela, quando o modelo de carregamento II é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma [28].

A partir do estudo dos diversos modelos estruturais, os valores das acelerações rms obtidas a partir do emprego do modelo de carregamento III são sempre inferiores, de forma geral, àqueles encontrados quando o modelo de carregamento IV é empregado. A diferença máxima foi de 15,08 %, para a passarela com vão de 27,5 m.

Ressalta-se que quando o modelo de carregamento III é aplicado como carga dinâmica, o valor máximo de aceleração encontrado foi da ordem de 0,208 m/s² (2,12%g), associado à passarela com vão de 27,5 m. Por outro lado, tal valor é da ordem de 0,245 m/s² (2,50%g), referente à mesma passarela, quando o modelo de carregamento IV é considerado. Esses valores estão absolutamente no limite da norma [22].

Com referência aos valores das acelerações rms encontrados ao longo deste estudo, Figura 7.12, pode-se concluir os valores das acelerações obtidas para as passarelas, mediante a aplicação dos modelos de carregamento, não excedem os limites toleráveis referentes ao conforto humano definido pela norma [22].

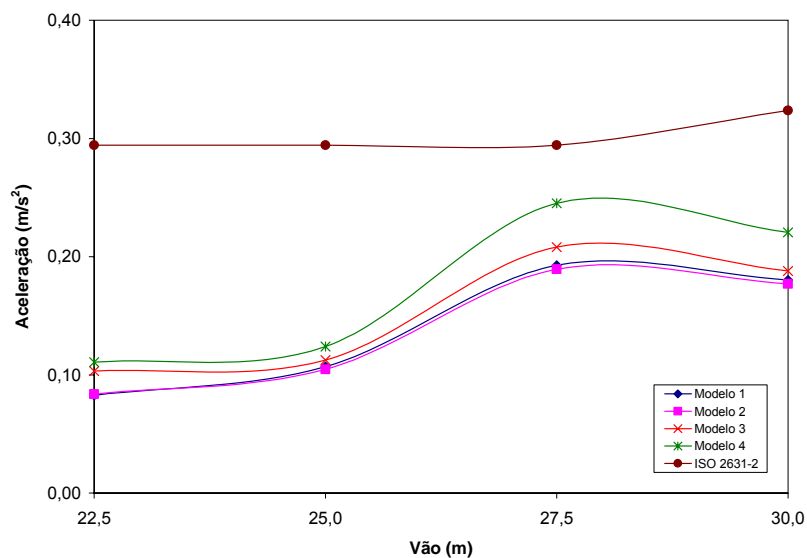


Figura 7.12 - Variação da aceleração rms em função do vão

Observa-se que a curva representativa dos valores das acelerações obtidas por meio da aplicação dos modelos de carregamento utilizados nesta dissertação não apresenta um comportamento linear, pois estes modelos consideram uma interação entre a excitação e as características dinâmicas dos modelos estruturais analisados. Logo, existem variações marcantes nas curvas representativas das acelerações referentes a estes modelos, ou seja, o aumento do vão não necessariamente implica que a aceleração de pico dos pisos aumente de valor.

8. Considerações Finais

8.1. Introdução

Esta dissertação teve como objetivo o estudo do comportamento dinâmico de passarelas devido ao caminhar de pedestres, por meio do emprego de técnicas usuais de discretização, via métodos dos elementos finitos, e por meio de procedimentos simplificados apresentados em alguns critérios de projeto [16,19,22,28,29,30].

O comportamento dinâmico das passarelas foi analisado através da aplicação de carregamentos que simulavam o caminhar de um pedestre sobre a estrutura. São considerados modelos de carregamento não móveis, tais como aqueles adotados pelas normas de projetos, e modelos de carregamentos móveis, que têm o intuito de representar a caminhada de um pedestre de forma mais realista, ou seja, a força possuía uma variação temporal e espacial.

Este trabalho foi dividido em duas fases distintas. Em uma primeira etapa foram realizadas análises do comportamento dinâmico para diversos projetos distintos de passarelas com vãos principais variando entre 10 e 35 m, constituídas de seção transversal do tipo mista (aço/concreto), e em uma segunda etapa realizou-se um estudo paramétrico de uma única passarela constituída de seção transversal do tipo mista.

Os resultados das respostas dinâmicas das passarelas foram apresentados em termos das acelerações de pico e rms (*root mean square*). Estes foram então, comparados com os limites propostos pelas normas de projeto.

8.2. Conclusões

Na seqüência do texto, são apresentadas conclusões parciais obtidas com os estudos realizados nessa dissertação. De modo a consolidá-las, essas conclusões são aqui apresentadas de forma itemizada, em que cada item representa um aspecto ou parâmetro utilizado para análise do comportamento dinâmico da estrutura.

a) Modelagem computacional

Com base na vasta literatura técnica disponível e nas várias análises e comparações de resultados realizadas ao longo do presente trabalho pode-se

afirmar que os modelos computacionais desenvolvidos apresentaram resultados coerentes e confiáveis.

b) Modelagem do carregamento

Diante dos estudos realizados ao longo da presente dissertação, pode-se concluir que, de maneira geral, a resposta dinâmica estrutural obtida através da aplicação do modelo de carregamento I, composto de apenas um harmônico (ressonante) e aplicado no ponto de maior amplitude modal da estrutura, conduz a valores de aceleração inferiores àqueles obtidos por meio da aplicação do modelo de carregamento II, no qual considera os vários harmônicos.

Os estudos realizados evidenciam que os modelos de carregamento III e IV, os quais incorporam a variação espacial e temporal da carga dinâmica e, bem como, os quatro harmônicos componentes da excitação, quando aplicados sobre os modelos estruturais analisados, fornecem respostas dinâmicas de intensidade bem superior às obtidas pelo emprego dos modelos de carregamento I e II.

É importante destacar ainda que, os resultados obtidos com base no emprego do modelo de carregamento IV, modelo que incorpora o efeito transiente do impacto do calcanhar do ser humano, apresentam valores bastante próximos ao modelo de carregamento III, no que tange aos modelos de passarelas analisados nesta dissertação.

Todavia, fica evidente que tal fato deve-se ao emprego do fator de impacto do calcanhar, f_{mi} , adotado nesta dissertação igual a 1,12 ($f_{mi} = 1,12$) [26]. Deve-se destacar que o efeito do impacto do calcanhar é maior para estruturas com pequeno amortecimento, isto é $\xi < 1\%$, como é às vezes encontrado em estruturas mistas.

Ressalta-se também que, o efeito do impacto do calcanhar do pedestre sobre a estrutura produz respostas dinâmicas consideráveis no sistema. Deste modo, deve-se, sem sombra de dúvida, aproveitar a enorme potencialidade do modelo matemático proposto por Varela [26], por exemplo, com uma maior variação deste coeficiente.

c) Acelerações de Pico *versus* rms

Os valores de aceleração obtidos com base na raiz quadrada do erro médio quadrático, denominado neste trabalho comumente de rms (*root mean square*), apresentam-se bem inferiores aos valores de pico.

Deste modo, cabe ressaltar que à medida que as acelerações de pico são consideradas para a avaliação do conforto humano, vários modelos estruturais analisados não atendem a este critério específico.

Finalmente, destaca-se a importância de serem empregadas técnicas para estimativa de máximos para comparar com os valores limites.

d) Critérios de Normas de Projeto

Verifica-se que quando as acelerações de pico são obtidas via procedimentos simplificados, os guias práticos apresentam resultados conservadores em comparação com as acelerações fornecidas a partir do emprego dos modelos de carregamento I e II, os quais não consideram a variação espacial e temporal da carga. Por outro lado, este termo “conservador” deve ser analisado com muita cautela por parte dos projetistas estruturais, pois quando o modelo de carregamento dinâmico inclui a variação espacial e temporal da carga e, bem como, inclui vários harmônicos para a definição da excitação, a situação é bastante crítica, e os critérios de projeto fornecem valores para as acelerações, inclusive, contra a segurança dos modelos estruturais estudados neste trabalho.

e) Parâmetros Dinâmicos e Estruturais

✓ Amortecimento

Em termos dos parâmetros dinâmicos analisados ao longo do trabalho, pode-se concluir que o fator de amortecimento, ξ , é extremamente importante na avaliação de conforto humano. Nota-se através dos estudos realizados que o amortecimento reduziu consideravelmente a resposta dinâmica estrutural dos modelos de passarelas analisados. Tal fato faz com que os limites de critérios de conforto humano recomendados pelas normas de projeto, sejam atendidos em determinados casos, conforme apresentado no decorrer de toda a dissertação.

O aumento do amortecimento da estrutura causa uma sensível diminuição do FAD (Fator de Amplificação Dinâmico), como esperado. Isto mostra a coerência dos modelos computacionais desenvolvidos neste trabalho, representativos da interação dinâmica entre o pedestre e os modelos estruturais.

✓ Massa

O aumento da espessura da laje dos modelos provoca um aumento da massa das estruturas, e com isso uma diminuição da frequência fundamental, certamente devido ao acréscimo de massa incorporado a estrutura.

Percebe-se que a diferença entre os modelos de carregamento desenvolvidos decresce na medida em que se aumenta a espessura da laje, indicando que nos modelos computacionais, as estruturas com menos massa apresentam forças de inércia maiores.

A relação entre a frequência dominante das passarelas e as frequências de excitação provenientes dos harmônicos, varia bastante na medida em que as características dinâmicas das passarelas (massa e rigidez) são modificadas. Tal fato indica, claramente, que a transferência de energia associada aos harmônicos componentes da carga dinâmica é bastante distinta para cada passarela. Isto explica o fato de que à medida que a espessura da laje de concreto diminui, a transferência de energia dos harmônicos da carga é maior do que no caso contrário, contribuindo assim para a obtenção de valores de acelerações mais elevados.

✓ Inércia das vigas principais

O aumento da inércia das vigas aumenta as frequências naturais de flexão, isto porque aumentando a inércia das vigas, tem-se um aumento da rigidez.

Observa-se que o aumento da inércia das vigas, mantendo-se as espessuras de laje de concreto constante, diminui a resposta dinâmica da estrutura. Tal fato demonstra que o aumento da rigidez da estrutura faz com que haja uma redução da resposta dinâmica.

✓ Vão

Com o aumento do vão das vigas principais, a rigidez das passarelas diminui, e com isso as frequências naturais também decrescem.

Observa-se que a curva representativa dos valores das acelerações não apresenta um comportamento linear no que tange aos modelos de carregamento desenvolvidos nesta dissertação (modelos de carregamento I, II, III e IV), pois estes modelos consideram uma interação entre a excitação e as características dinâmicas dos modelos estruturais analisados. Assim sendo, existem variações marcantes nas curvas representativas das acelerações referentes a estes modelos, ou seja, o aumento do vão não necessariamente implica que a aceleração vertical da passarela aumente de valor.

8.3. Sugestões

A seguir relacionam-se algumas sugestões para a continuidade e desenvolvimento de trabalhos futuros sobre os temas aqui tratados e outros correlatos.

- a) Realizar estudos experimentais para que seja possível obter as respostas dinâmicas em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações e com isso validar os resultados numéricos obtidos;

- b) Avaliar outros tipos de estruturas de passarelas, composta por outros tipos de materiais e com maior quantidade de vãos;
- c) Avaliar aspectos dessas passarelas para $\xi < 1\%$ e amortecimento modal mais dependente da rigidez, dentro da aproximação teórica de amortecimento “proporcional a massa rigidez”;
- d) Investigar o comportamento dinâmico das passarelas quando submetido a multidões, algo que acontece com frequência no cotidiano;
- e) Verificar a influência na resposta da estrutura com a consideração de um modelo massa-mola para representação da interação pessoa-estrutura;
- f) Realizar uma investigação a cerca da influência das ligações viga-coluna na resposta dinâmica das estruturas e incorporar aos modelos de elementos finitos, os pilares das passarelas;
- g) Realizar análises não determinísticas considerando posições aleatórias do ser humano ao caminhar sobre a passarela.
- h) Explorar a enorme potencialidade do modelo matemático de carregamento, que incorpora o pico transiente representativo do calcanhar, proposto por Varela [26], por exemplo, com uma maior variação do fator de majoração do impacto do calcanhar, f_{mi} , [26];
- i) Obter dados “brasileiros” para certos parâmetros do caminhar que podem sofrer influências regionais. O tamanho do passo e a velocidade do caminhar, obviamente dependente do tipo físico ou esteriótipo regional.

Referências Bibliográficas

1. BBC NEWS. **Scores hurt as US bridge collapses.** Publicado em 21 de Maio de 2000, Disponível em: <http://news.bbc.co.uk/1/hi/world/americas/757611.stm>, Acesso em: 26 de Janeiro de 2005.
2. NEWLAND, D.E. **Vibration of the London Millennium Footbridge: Cause and Cure.** In: International Journal of Acoustics and Vibration, 8-1, p. 9-14, 2003.
3. TREGOLD, T. **Elementary Principles of Carpentry.** 2nd Ed, Publisher unknown, 1828.
4. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **Specification for Structural Steel Buildings Allowable Stress Design and Plastic Design.** AISC, Chicago, 1989.
5. TILDEN, C. J. **Kinetic Effects of Crowd, Proceedings.** In: ASCE, v. 34, nº. 3 (Mar), p. 325-340, 1913.
6. REITHER, H. E, MEISTER, F. J. **The Effect of Vibration on People.** Traduzido da Forsch Geb. Ing, Wes: 2(11) 381-6 pela U.S. Air Material Command, Tradução F-TS-616-RE, Wright Field, Ohio, AMC, 1946.
7. LENZEN, K. H. **Vibration of Steel Joists.** In: Engineering Journal, v. 3(3), p. 133-136, 1966.
8. LEONARD, D. R. **Human Tolerance Levels for Bridges Vibrations.** Road Research Laboratory (RRL), RRL Report Nº 34, UK, 1966.
9. SMITH, J. W. **The Vibration of Highway Bridges and the Effect on human comfort.** PhD. Thesis, University of Bristol, UK, 1969.
10. OHLSSON, S. V. **Floor Vibrations and Human Discomfort.** PhD Thesis - Department of Structural Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1982.
11. ALLEN, D. E., RAINER, J. H., PERNICA, G. **Vibration Criteria for Assembly Occupancies.** In: Canadian Journal of Civil Engineering, v. 12, nº. 3, p. 617-623, 1985.

12. BACHMANN, H., AMMANN, W. **Vibrations in Structures induced by Man and Machines.** Structural Engineering Document N° 3e, International Association for Bridges and Structural Engineering, IABSE, Zurich, Switzerland, 1987.
13. MURRAY, T. M. **Design to Prevent Floor Vibrations.** In: Engineering Journal 3rd ed, AISC, p. 82-87, 1975.
14. ALLEN, D. E., RAINER, J. H. **Vibration Criteria for Long Span Floors.** In: Canadian Journal of Civil Engineering, v. 3, n°. 2, The National Council of Canada, June.
15. CANADIAN STANDARD CAN3-S16, 1-M89: **Steel Structures for Buildings - Limit States Design. Appendix G: Guide for Floor Vibrations.** Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, 1989.
16. BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5400: Steel, Concrete and Composite Bridges Specifications for Loads Part 2. Appendix C.**, London, UK, 1978.
17. BRANCHARD, J., DAVIES, B. L., SMITH, J. W. **Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Footbridges.** In: Symposium of Dynamic Behavior of Bridges, Crowthorne, Berkshire, TRRL, Supplementary Report 275, p. 90-106, 1977.
18. MURRAY, T. M. **Acceptability Criterion for Occupant-Induced Floor Vibrations.** In: Engineering Journal, v. 18(2), p. 62-70, 1981.
19. ONT83, **Ontario Highway Bridge Design Code 1983 and Commentary**, Ministry of Transportation and Communication, Highway Engineering Division, Toronto, 1983.
20. ELLINGWOOD, B. E., TALLIN, A. **Structural Serviceability: Floor Vibrations.** In: Journal of Structural Engineering, v. 110, n°. 2, ASCE, p. 401-419, 1984.
21. TILLY, G. P., CULLINGTON, D. W., EYRE, R. **Dynamic Behaviour of Footbridges.** IABSE Surveys, S-26/84, p. 13-24, 1984.
22. INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION **ISO 2631/2: Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2: Continuous and shock-induced vibration in buildings (1 to 80 Hz).** Switzerland, 1989.
23. EBRAHIMPOUR, A., SACK, R. L. **Modeling Dynamic Occupant Loads.** In: Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 117, n°. 11, p. 1476-1495, 1989.

24. ERIKSSON, P. E. **Dynamic Service Actions for Floor Systems**. In: Proceedings of Structures Congress XIV – Building an International Community of Structural Engineers, ASCE, v. 1, p. 413-419, Chicago, USA, April, 1996.
25. MIYAMORI, Y., OBATA, T., HAYASHIKAWA, T. et al. **Study on Identification of Human Walking Model Base don Dynamic Response Characteristics of Pedestrian Bridges**. In: The Eighth Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, paper N° 1066, Nayang Technological University, Singapore, 5-7 December, 2001.
26. VARELA, W. D. **Modelo Teórico-Experimental para Análise de Vibrações Induzidas por Pessoas Caminhando Sobre Lajes de Edifícios**. 2004, 309p, Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.
27. ANSYS 9.0 **User's Manual**. ANSYS Inc., Canonsburg, PA, 2004.
28. MURRAY, T. M., ALLEN, D. E., UNGAR, E. E. **Floor Vibrations Due to Human Activity**. Steel Design Guides Series N° 11, American Institute of Steel Construction, Chicago, 1997.
29. ISO/DIS 10137 **Bases for Design of Structures - Serviceability of Buildings against Vibrations**. International Standard Organization, Geneva, Switzerland, 1991.
30. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 6118: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2003.
31. ELLIS, B. R. & JI, T. **Floor vibration induced by dance-type loads: theory and verification**. In: The Structural Engineer, v. 72, 1994.
32. WYATT, T. A. **Design Guide on the Vibration of Floors**. ISBM I 870004 34 5, The Steel Construction Institute, Berkshire, England, 1989.
33. RAINER, J. H., PERNICA, G., ALLEN, D. E. **Dynamic Loading and Response of Footbridges**. In: Canadian Journal of Civil Engineering, v. 15, nº. 1, p. 66-71, 1988.
34. BACHMANN, H. **Case Studies of Structures with Man-Induces Vibrations**. In: Journal of Structural Engineering, v. 118, nº. 3, p. 631-647, 1992.
35. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 8800: Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios**. Rio de Janeiro, 1986.

36. BACHMANN, H. et al. **Vibration Problem in Structures – Practical Guidelines**, Institut für Baustatik und Konstruktion, 1st Ed, Basel, Birkhäuser Verlag, 1995.
37. CEB – Comité Euro-International du Beton **Vibration Problems in Structures – Practical Guidelines**. Bullitin d'information n^o. 209, 1991.
38. BATTISTA, R. C., ROITMAN, N. **Análise de Vibrações e da Segurança do Estádio do Maracanã**. Relatório Técnico COPPETEC ET-140474 Contrato da Fundação COOPPETEC com a SUDERJ, Rio de Janeiro, Novembro, 1990.
39. EBRAHIMPOUR, A., HAMAM, A., SACK, R. L. et al. **Measuring and Modeling Dynamic Loads Imposed by Moving Crowds**. In: Journal of Structural Engineering, v. 122, n^o. 12, p. 1468-1473, 1996.
40. YOUNG, P. **Improved Floor Vibration Prediction Methodology**. In: Engineering for Structural Vibration - Current Development in Research and Practice, Vibration Seminar, Arup Group Ltd, October, 2001.
41. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, **S16-01 Limit States Design of Steel Structures**, CSA Standard, December, 2001.
42. ELLINGWOOD, B. et al. **Structural Serviceability: A Critical Appraisal and Research Needs**. In: Journal of Structural Engineering, v. 112, n^o. 12, ASCE, p. 2646-2664, 1986.
43. MOREIRA, B. C. **Avaliação Comparativa de Pisos de Edificações em Estrutura Metálica Quanto aos Critérios de Vibração**. 2004, 182p, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, UFOP, Ouro Preto, 2004.
44. CLOUGH, R. W., PENZIEN, J; **Dynamics of Structures**; McGraw-Hill, 634p, 1993.
45. CRAIG JR., R. R. **Structural Dynamics**. John Wiley & Sons, 527 p, 1981.
46. BATHE, K. J. **Finite Element Procedures in Engineering Analysis**. Department of Mechanical Engineering – MIT, Prentice Hall, Inc, Englewood Cliffs, New Jersey, 735p, 1982.