



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**  
Centro de Tecnologia e Ciências  
Faculdade de Engenharia

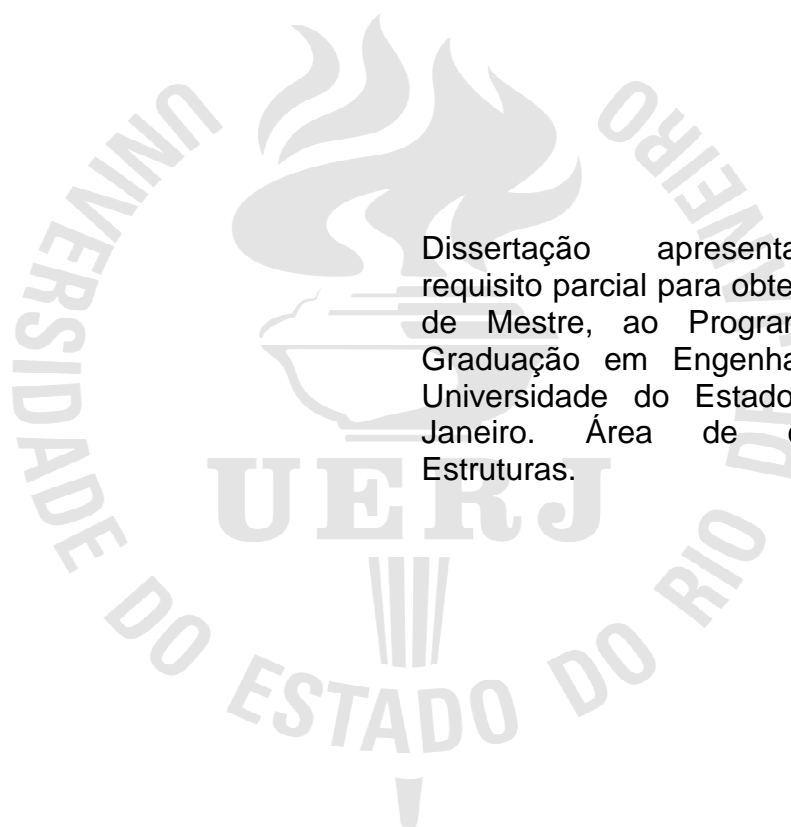
Danielle Fernandes Campista

**Análise dinâmica e estudo de conforto humano das arquibancadas  
do Estádio Nacional de Brasília**

Rio de Janeiro  
2015

Danielle Fernandes Campista

**Análise dinâmica e estudo de conforto humano das arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília**



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

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2015

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

C197 Campista, Danielle Fernandes  
Análise dinâmica e estudo de conforto humano das arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília / Danielle Fernandes Campista - 2015.  
159f.

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

1. Engenharia Civil. 2. Estruturas - Dissertações. 3. Vibrações - Dissertações. 4. Conforto humano - Dissertações. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624.07

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

---

Assinatura

---

Data

Danielle Fernandes Campista

**Análise dinâmica e estudo de conforto humano das arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília**

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

Aprovado em: 02 de março de 2015.

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, DSc. (Orientador)  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro, PhD.  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof. Dr. Suzana Moreira Avila, DSc.  
Faculdade de Engenharia - UnB-Gama

Rio de Janeiro

2015

# DEDICATÓRIA

A Deus e minha família

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por me dar força, coragem e sabedoria em todas as etapas da minha vida e por abençoar minha vida.

Aos meus pais Ronald e Rosalva, que sempre estiveram ao meu lado em todos os momentos, pelo amor incondicional, me dando todo o apoio e força necessários para me fazer seguir sempre em frente.

Ao meu namorado Bruno, pelo amor oferecido, companheirismo, incentivo, apoio, compreensão e motivação para alcançar meus objetivos.

A minha irmã Fernanda, que sempre me apoiou e sempre esteve disposta a me ajudar no que fosse preciso.

Aos meus amigos, que conquistei ao longo desta jornada, que sempre estiveram presentes para me ajudar nos momentos difíceis.

Ao meu orientador, Professor José Guilherme, que confiou em minha capacidade, pelo incentivo, motivação, orientação e amizade.

Ao Gustavo Lima e as Professoras Suzana Moreira Ávila e Graciela Nora Doz de Carvalho pela disponibilização do projeto básico estrutural (projeto de forma) das arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília.

Agir, eis a inteligência verdadeira. Serei o que quiser. Mas  
tenho que querer o que for. O êxito está em ter êxito, e não  
em ter condições de êxito. Condições de palácio tem  
qualquer terra larga, mas onde estará o palácio se não o  
fizerem ali?

*Fernando Pessoa*

## RESUMO

CAMPISTA, Danielle Fernandes. *Análise dinâmica e estudo de conforto humano das arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília*. 2015. 159f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

Ao longo dos anos, inúmeros estádios de futebol no Brasil têm sido projetados para suportar as cargas acidentais (carga de pessoas) como sendo do tipo estática ( $4\text{kN/m}^2$ ). Entretanto, ultimamente com base na mudança do comportamento do público, especialmente em jogos de futebol, através da ação de torcidas organizadas e, ainda, com o emprego desses estádios para shows de música, os sistemas estruturais passaram a sofrer um maior impacto pela natureza dinâmica dos carregamentos solicitantes. Assim sendo, alguns destes estádios passaram a apresentar problemas de vibrações excessivas e tornou-se necessária a consideração efetiva das cargas dinâmicas nos projetos estruturais. Deste modo, este trabalho de pesquisa objetiva o estudo do comportamento dinâmico e avaliação do desempenho do sistema estrutural das arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília, no que diz respeito ao conforto humano. Cabe ressaltar que o referido estádio foi projetado e construído para ser utilizado na Copa do Mundo de 2014, realizada no Brasil. Os resultados alcançados ao longo do desenvolvimento deste estudo são confrontados com aqueles fornecidos por normas e recomendações internacionais de projeto. Os resultados revelam a importância da análise dinâmica para o projeto de estádios de futebol, no que tange a obtenção de dados relevantes para o conforto humano e, bem como, segurança dos usuários desse tipo de estrutura.

Palavras-chave: Estádio de Futebol; Arquibancadas; Modelagem Computacional; Dinâmica Estrutural; Conforto Humano; Método dos Elementos Finitos; Atividades Humanas Rítmicas.



## ABSTRACT

Over the years, many soccer stadiums in Brazil have been designed to withstand accidental loads (people loads) to be of static type ( $4\text{kN/m}^2$ ). However, based on the changes in the people's behaviour, especially in soccer matches, through the action of groups of fans and also with the use of these structures for music shows, these structural systems have been subjected to dynamic impacts related to the dynamic nature of the applied loads. Therefore, some of these stadiums have presented excessive vibration problems and have required an effective consideration of the dynamic loadings in the structural design. This way, this research aims to study the dynamic behaviour and evaluate the structural system performance of the Brasilia National Stadium grandstands, when the human comfort is considered. It should be noted that the stadium was designed and constructed to be used at the World Cup 2014, held in Brazil. The results achieved during the development of this study are compared with those provided by design standards and international recommendations. The presented results show the relevance of the dynamic analysis in the structural design of soccer stadiums, with respect to obtaining relevant data for human comfort and as well safety of users of this type of structure.

Keywords: Soccer Stadium; Grandstands; Computational Modeling; Structural Dynamics; Human Comfort; Finite Element Method; Human Activities Rhythmic.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Redução de vibração com a utilização de atenuadores dinâmicos (VARELA, 2004).....	30
Figura 2 - Pico de aceleração máximo recomendado para o conforto humano (AISC, 2003) .....	39
Figura 3 - Direções dos sistemas de coordenadas (ISO 2631/1, 1985).....	44
Figura 4 - Limites para aceleração em z para o decréscimo de eficiência por fadiga, dependendo da duração de exposição (ISO 2631/1, 1985) .....	45
Figura 5 - Limites para aceleração em x ou y para o decréscimo de eficiência por fadiga, dependendo da duração de exposição (ISO 2631/1, 1985).....	45
Figura 6 - Direções dos sistemas de coordenadas para vibrações mecânicas influenciando pessoas (ISO 2631/1, 1997).....	46
Figura 7 - Curvas de ponderação em função da frequência (ISO 2631/1, 1997) .....	47
Figura 8 - Zonas de precaução à saúde (ISO 2631/1, 1997) .....	49
Figura 9 - Curvas de ponderação $W_g$ e $W_d$ (SCI, 2009).....	52
Figura 10 - Curva de ponderação $W_b$ (SCI, 2009) .....	52
Figura 11 - Movimentos de um indivíduo durante um salto (FAISCA, 2003).....	57
Figura 12 - Força aplicada numa estrutura durante um salto (FAISCA, 2003).....	58
Figura 13 - Representação genérica da função de carregamento dinâmico .....	59
Figura 14 - Coeficientes de defasagem para as atividades (FAISCA, 2003) .....	60
Figura 15 - Sinal de força no tempo para atividade de torcida ( $T=0,40s$ , $T_c=0,32s$ , $K_p=2,41$ e $CD=0,72$ ) .....	61
Figura 16 - Transformada de Fourier para atividade de torcida ( $T=0,40s$ , $T_c=0,32s$ , $K_p=2,41$ e $CD=0,72$ ) .....	62
Figura 17 - Valores dos coeficientes de Fourier para grupos de até 8.192 pessoas (ELLIS E JI, 2004) .....	65
Figura 18 - Sinal de força no tempo para atividade humana rítmica ( $v =64$ , $r_{1,v} =1,14$ , $r_{2,v} =0,35$ , $r_{3,v} =0,12$ ) .....	66
Figura 19 - Transformada de Fourier para atividade humana rítmica ( $v =64$ , $r_{1,v} =1,14$ , $r_{2,v} =0,35$ , $r_{3,v} =0,12$ ) .....	67
Figura 20 - Transformadas de Fourier para carregamento de 1 pessoa .....	68

Figura 21 - Transformadas de Fourier para carregamento de 32 pessoas .....	68
Figura 22 - Transformadas de Fourier para carregamento de 64 pessoas .....	69
Figura 23 - Aproximação da comparação das Transformadas de Fourier para carregamento de 1 pessoa.....	70
Figura 24 - Aproximação da comparação das Transformadas de Fourier para carregamento de 32 pessoas .....	70
Figura 25 - Aproximação da comparação das Transformadas de Fourier para carregamento de 64 pessoas .....	71
Figura 26 - Relação entre coeficiente de impacto e a razão de contato (SIM, 2006)	72
Figura 27 - Gráfico do coeficiente de impacto em função da razão entre o tempo de contato e o período da atividade (MAGLUTA ET AL., 1995).....	73
Figura 28 - Planta do Estádio (LIMA, 2013) .....	75
Figura 29 - Corte do Estádio (LIMA, 2013).....	76
Figura 30 - Corte da arquibancada inferior.....	77
Figura 31 - Corte da arquibancada superior.....	77
Figura 32 - Estádio Nacional de Brasília durante construção (LIMA, 2013) .....	79
Figura 33 - Estádio Nacional de Brasília durante construção (LIMA, 2013).....	80
Figura 34 - Detalhe do setor da arquibancada analisado neste trabalho (LIMA, 2013).....	80
Figura 35 - Estádio Nacional de Brasília (CASTRO MELLO ARQUITETOS).....	81
Figura 36 - Estádio Nacional de Brasília (CASTRO MELLO ARQUITETOS).....	81
Figura 37 - Estádio Nacional de Brasília (CASTRO MELLO ARQUITETOS).....	82
Figura 38 - Situação de carregamento SC-I.....	83
Figura 39 - Situação de carregamento SC-II.....	84
Figura 40 - Situação de carregamento SC-III.....	84
Figura 41 - Situação de carregamento SC-IV.....	85
Figura 42 - Situação de carregamento SC-V.....	85
Figura 43 - Elemento finito de casca SHELL63 (ANSYS, 2007) .....	87
Figura 44 - Elemento finito de viga BEAM44 (ANSYS, 2007) .....	88
Figura 45 - 1º vista isométrica do modelo discretizado. ....	89
Figura 46 - 2º vista isométrica do modelo discretizado .....	90
Figura 47 - 3º vista isométrica do modelo discretizado .....	90
Figura 48 - 4º vista isométrica do modelo discretizado .....	91

Figura 49 - Vista da lateral esquerda do modelo discretizado.....	91
Figura 50 - Vista da lateral direita do modelo discretizado.....	92
Figura 51 - Vista de cima do modelo discretizado.....	92
Figura 52 - Vista frontal do modelo discretizado .....	93
Figura 53 - Vista da parte de trás do modelo discretizado .....	93
Figura 54 - 1º Modo de vibração do modelo estrutural (f01=0,96 Hz).....	98
Figura 55 - 2º Modo de vibração do modelo estrutural (f02=2,27 Hz).....	99
Figura 56 - 3º Modo de vibração do modelo estrutural (f03=2,45 Hz).....	100
Figura 57 - 4º Modo de vibração do modelo estrutural (f04=2,81 Hz).....	101
Figura 58 - 5º Modo de vibração do modelo estrutural (f05=5,09 Hz).....	102
Figura 59 - 6º Modo de vibração do modelo estrutural (f06=5,50 Hz).....	103
Figura 60 - 7º Modo de vibração do modelo estrutural (f07=5,55 Hz).....	104
Figura 61 - 8º Modo de vibração do modelo estrutural (f08=5,69 Hz).....	105
Figura 62 - Posicionamento dos pontos de análise da arquibancada.....	108
Figura 63 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-I, no eixo y.....	110
Figura 64 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-II, no eixo y.....	110
Figura 65 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-III, no eixo y.....	110
Figura 66 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-IV, no eixo y .....	111
Figura 67 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-V, no eixo y .....	111
Figura 68 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-I, no eixo y.....	111
Figura 69 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-II, no eixo y.....	112
Figura 70 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-III, no eixo y.....	112
Figura 71 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-IV, no eixo y .....	112

Figura 72 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-V, no eixo y .....	113
Figura 73 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, no eixo x .....	114
Figura 74 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, no eixo x .....	115
Figura 75 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, no eixo z .....	115
Figura 76 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, no eixo z .....	115
Figura 77 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-I, no eixo y .....	116
Figura 78 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-II, no eixo y .....	116
Figura 79 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-III, no eixo y .....	117
Figura 80 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-IV, no eixo y .....	117
Figura 81 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-V, no eixo y .....	117
Figura 82 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-I, no eixo y .....	118
Figura 83 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-II, no eixo y .....	118
Figura 84 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-III, no eixo y .....	118
Figura 85 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-IV, no eixo y .....	119
Figura 86 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-V, no eixo y .....	119
Figura 87 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, no eixo x .....	121

Figura 88 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, no eixo x .....	121
Figura 89 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, no eixo z .....	121
Figura 90 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, no eixo z .....	122
Figura 91 - Casos de carregamento para comparação matemática entre Faisca (2003) e Ellis e Ji (2004).....	124

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Frequência natural mínima requerida (NBR 6118, 2007).....	36
Tabela 2 - Faixas de frequência das atividades (AISC, 2003) .....	37
Tabela 3 - Carregamento estimado durante atividades rítmicas (AISC, 2003) .....	40
Tabela 4 - Limites de aceleração recomendados para atividades rítmicas (AISC, 2003) .....	41
Tabela 5 - Aplicação do critério de projeto de acordo com a equação (6) para atividades .....	42
Tabela 6 - Limites de aceleração (ISO 2631/1, 1997) .....	47
Tabela 7 - Faixas de frequência para os primeiros harmônicos associados a carregamentos humanos recomendados pelo CEB (CEB 209, 1991).....	50
Tabela 8 - Faixas de percepção humana devido à vibração na vertical (CEB 209, 1991) .....	51
Tabela 9 - Reação a vários níveis de aceleração em arquibancadas em termos da aceleração da gravidade - $g = 9,81 \text{ m / s}^2$ (SCI, 2009).....	53
Tabela 10 - Níveis aceitáveis de vibração para diferentes tipos de ambientes .....	54
Tabela 11 - Parâmetros utilizados na função de carregamento (FAISCA, 2003).....	61
Tabela 12 - Parâmetros utilizados na função de carregamento (ELLIS E JI, 2004)..	63
Tabela 13 - Valores dos coeficientes de Fourier para grupos de até 8.192 pessoas (ELLIS E JI, 2004) .....	66
Tabela 14 - Situações de carregamento .....	82
Tabela 15 - Quantitativo do modelo. ....	94
Tabela 16 - Frequências Naturais do modelo estrutural.....	96
Tabela 17 - Descrição dos modos de vibração .....	97
Tabela 18 - Acelerações máximas obtidas no eixo y .....	125
Tabela 19 - Acelerações máximas obtidas no eixo x .....	125
Tabela 20 - Acelerações máximas obtidas no eixo z .....	125
Tabela 21 - Situações de carregamento .....	126
Tabela 22 - Limites de aceleração (CEB 209, 1991).....	127
Tabela 23 - Limites de aceleração (ISO 2631/1, 1997) .....	127
Tabela 24 - Limites de aceleração em rms (Smith et al., 2009) .....	127

Tabela 25 - Limites de aceleração em VDV (SETAREH, 2012).....	128
Tabela 26 - Limites de aceleração em VDV (ELLIS E LITTLER, 2004) .....	128
Tabela 27 - Acelerações obtidas no eixo y, na situação SC-I .....	129
Tabela 28 - Acelerações obtidas no eixo y, na situação SC-II .....	130
Tabela 29 - Acelerações obtidas no eixo y, na situação SC-III .....	131
Tabela 30 - Acelerações obtidas no eixo y, na situação SC-IV .....	132
Tabela 31 - Acelerações obtidas no eixo y, na situação SC-V .....	133
Tabela 32 - Acelerações obtidas no eixo x, na situação SC-I .....	135
Tabela 33 - Acelerações obtidas no eixo x, na situação SC-II .....	136
Tabela 34 - Acelerações obtidas no eixo x, na situação SC-III .....	136
Tabela 35 - Acelerações obtidas no eixo x, na situação SC-IV .....	137
Tabela 36 - Acelerações obtidas no eixo x, na situação SC-V .....	137
Tabela 37 - Acelerações obtidas no eixo z, na situação SC-I .....	138
Tabela 38 - Acelerações obtidas no eixo z, na situação SC-II .....	138
Tabela 39 - Acelerações obtidas no eixo z, na situação SC-III .....	139
Tabela 40 - Acelerações obtidas no eixo z, na situação SC-IV .....	139
Tabela 41 - Acelerações obtidas no eixo z, na situação SC-V .....	140
Tabela 42 - Acelerações em VDV que ultrapassam os limites normativos no eixo y .....	141
Tabela 43 - Acelerações de pico que ultrapassam os limites normativos no eixo y .....	141
Tabela 44 - Comparação entre as acelerações de pico no ponto 3, com taxa de amortecimento estrutural de 1%.....	142
Tabela 45 - Comparação entre as acelerações de pico no ponto 3, com taxa de amortecimento estrutural de 3%.....	142
Tabela 46 - Comparação entre as acelerações de pico no ponto 3, com taxa de amortecimento estrutural de 5%.....	142
Tabela 47 - Dimensões das lajes .....	157
Tabela 48 - Dimensões dos pilares .....	157
Tabela 49 - Dimensões dos pilares .....	158
Tabela 50 - Dimensões das vigas transversais .....	158
Tabela 51 - Dimensões das vigas transversais .....	159
Tabela 52 - Dimensões das vigas internas .....	159



## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADS	Atenuador dinâmico sintonizado
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSYS	Swanson Analysis Systems
BS	British Standards Institution
CEB	Comité Euro-international du Béton
ISO	International Organization for Standardization
NBR	Norma Brasileira
SCI	The Steel Construction Institute

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a_0/g$	aceleração limite
$a_i$	aceleração de pico para o $i$ -ésimo harmônico
$a_m$	máxima aceleração efetiva
$a_p/g$	razão entre a aceleração de pico e a aceleração da gravidade
$a_w$	aceleração <i>rms</i> ponderada
$a_{wx}$	aceleração <i>rms</i> ponderada do eixo ortogonal x
$a_{wy}$	aceleração <i>rms</i> ponderada do eixo ortogonal y
$a_{wz}$	aceleração <i>rms</i> ponderada do eixo ortogonal z
$a_w$	aceleração <i>rms</i> ponderada, para a primeira exposição
$a_w$	aceleração <i>rms</i> ponderada, para a segunda exposição
CD	coeficiente de defasagem
cm	centímetro
C	matriz de amortecimento
eVDV	valor de dose de vibração estimado
f	frequência da atividade
$f_{crítica}$	frequência crítica
$f_n$	frequência natural da estrutura
$f_p$	frequência do passo da atividade
F(t)	força representativa da atividade humana ao longo do tempo
F(t)/Q	força normalizada em relação ao peso de uma pessoa
g	aceleração da gravidade
Hz	hertz
i	múltiplo harmônico da frequência do passo
k	constante de multiplicação para atividades rítmicas
$k_x$	constante de multiplicação para atividades rítmicas do eixo x
$k_y$	constante de multiplicação para atividades rítmicas do eixo y
$k_z$	constante de multiplicação para atividades rítmicas do eixo z
K	rigidez da estrutura principal
$K_p$	coeficiente de impacto
kPa	quilopascal

m	metro
mm	milímetros
$m/s^{1,75}$	metro por segundo elevado a 1,75 (um vírgula setenta e cinco)
$m/s^2$	metro por segundo ao quadrado
M	massa da estrutura principal
massa <sub>j</sub>	j-ésimo termo da diagonal da matriz de massa da estrutura
N	newton
n	número de termos de Fourier
P	peso do indivíduo
P <sub>o</sub>	força externa
psf	libra força por pé ao quadrado ( <i>pounds per square foot</i> )
rms	valor quadrático médio ( <i>root mean square</i> )
rmq	root mean quad
r <sub>n,v</sub>	coeficiente de Fourier induzido por v pessoas
s	segundo
t	tempo
t <sub>c</sub>	tempo de contato com a estrutura
t <sub>1</sub>	duração correspondente a primeira exposição
t <sub>2</sub>	duração correspondente a segunda exposição
T	período de tempo
T	período da atividade
T <sub>c</sub>	período de contato
v	número de pessoas
VDV	valor de dose de vibração ( <i>vibration dose value</i> )
VDV <sub>b/d,</sub> dia/noite	valor de dose de vibração em função de “w <sub>b</sub> ” ou “w <sub>d</sub> ” e o período do dia (dia ou noite)
VDV <sub>b/d,</sub> t <sub>n</sub>	valor de dose de vibração em função de “w <sub>b</sub> ” ou “w <sub>d</sub> ” e a duração da vibração “t <sub>n</sub> ”
VDV <sub>b/d,</sub>	valor de dose de vibração em função de “w <sub>b</sub> ” ou “w <sub>d</sub> ” e a amostra representativa de tempo “τ”
τ	representativa de tempo “τ”
W <sub>b</sub>	coeficiente de ponderação vertical
W <sub>d</sub>	coeficiente de ponderação horizontal
w <sub>p</sub>	carga efetiva por unidade de área das pessoas distribuídas sobre o piso

$w_t$	carga total por unidade de área do piso, incluindo os ocupantes
$\alpha_i$	coeficiente de fourier associado ao i-ésimo harmônico da atividade
$\xi$	taxa de amortecimento modal da estrutura
$\omega$	frequência angular da força externa
$\omega_{0i}$	frequência natural circular referente ao modo i
$\phi_n$	diferença de fase
$\nu$	coeficiente de Poisson

## SUMÁRIO

	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	23
1	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	27
1.1	<b>Análise de vibrações de sistemas estruturais submetidos a atividades humanas rítmicas</b> .....	27
2	<b>CRITÉRIOS E NORMAS DE PROJETO</b> .....	35
2.1	<b>Norma Brasileira - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado: NBR 6118 (2007)</b> .....	35
2.2	<b>Guia Prático do AISC (2003)</b> .....	36
2.3	<b>Norma ISO - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole Body Vibrations): ISO 2631/1 (1985)</b> .....	43
2.4	<b>Norma ISO - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole Body Vibrations): ISO 2631/1 (1997)</b> .....	46
2.5	<b>CEB 209 (1991)</b> .....	50
2.6	<b>Guia do SCI/2009</b> .....	51
2.7	<b>Valores limites de aceleração propostos por Bachmann e Ammann (1987).</b> .....	54
3	<b>MODELAGEM DO CARREGAMENTO DINÂMICO</b> .....	55
3.1	<b>Introdução</b> .....	55
3.2	<b>Caracterização das ações dinâmicas</b> .....	56
3.3	<b>Modelo de carregamento proposto por Faisca (2003) - Modelo de carregamento I (MC-I)</b> .....	58
3.4	<b>Modelo de carregamento proposto por Ellis e Ji (2004) - Modelo de carregamento II (MC-II)</b> .....	62
3.5	<b>Comparação entre os modelos de carregamento</b> .....	67
3.6	<b>Coeficiente de impacto</b> .....	71
4	<b>MODELO ESTRUTURAL</b> .....	74
4.1	<b>Introdução</b> .....	74

4.2	<b>Modelo estrutural do Estádio de Brasília</b> .....	74
4.3	<b>Posicionamento do carregamento dinâmico</b> .....	82
5	<b>MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS</b> .....	86
5.1	<b>Introdução</b> .....	86
5.2	<b>Modelagem</b> .....	86
5.3	<b>Modelagem do amortecimento</b> .....	94
6	<b>ANÁLISE MODAL</b> .....	96
6.1	<b>Análise das frequências naturais (autovalores)</b> .....	96
6.2	<b>Análise dos modos de vibração (autovetores)</b> .....	97
7	<b>ANÁLISE DE VIBRAÇÃO FORÇADA</b> .....	107
7.1	<b>Generalidades</b> .....	107
7.2	<b>Estudo do comportamento geral no domínio do tempo e da frequência para as cinco situações de carregamento (SC-I a SC-V)</b> .....	109
7.2.1	Modelo de carregamento de Faisca (2003) .....	109
7.2.2	Modelo de carregamento de Ellis e Ji (2004) .....	116
8	<b>ANÁLISE DO CONFORTO HUMANO</b> .....	123
8.1	<b>Considerações gerais</b> .....	123
8.2	<b>Comparação entre os modelos matemáticos propostos por Faisca (2003) e Ellis e Ji (2004)</b> .....	123
8.3	<b>Análise quantitativa das situações de carregamento (SC-I a SC-V)</b> .....	126
8.4	<b>Análise quantitativa dos valores máximos das acelerações de pico</b> ....	140
9	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	144
9.1	<b>Introdução</b> .....	144
9.2	<b>Conclusões Alcançadas</b> .....	144
9.3	<b>Sugestões para trabalhos futuros</b> .....	149
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	150
	<b>APÊNDICE – Geometria da estrutura</b> .....	157

## INTRODUÇÃO

### Generalidades

A forte tendência em se projetar estruturas cada vez mais esbeltas e flexíveis faz com que exista uma redução nas suas frequências naturais podendo deixar tais estruturas mais suscetíveis aos carregamentos dinâmicos, pois suas frequências naturais podem passar a ficar cada vez mais próximas das frequências de excitação. Devido a este motivo, torna-se muito importante a verificação do comportamento dinâmico das estruturas, bem como a descrição das cargas dinâmicas que atuam sobre elas. Estas cargas dinâmicas podem produzir níveis de vibrações elevados, os quais podem causar desconforto humano, além de pôr em risco a segurança da própria estrutura (Faisca, 2003). Por isso um dos desafios da engenharia civil diz respeito à escolha de modelos estruturais que melhor representem o seu comportamento físico real. O engenheiro de estruturas pode utilizar vários métodos de cálculo e hipóteses para garantir que a estrutura real não esteja sujeita a falhas sob as diversas condições de uso. Para tanto, é importante conhecer a finalidade da estrutura em questão, e conseqüentemente, a natureza do carregamento atuante; este pode ser classificado essencialmente em dois tipos: estático ou dinâmico.

Entende-se por carregamento estático aquele que possui uma lenta variação ao longo do tempo, sendo plausível considerá-lo em cada instante como estático. Em outras palavras, a estrutura é carregada lentamente até atingir sua carga máxima e com isso pode-se determinar sua condição deformada e posteriormente seus esforços internos; portanto, basta apenas conhecer a rigidez da estrutura considerada e suas condições de apoio. Têm-se como exemplos de carregamento estático, as bibliotecas e salas de estudo.

Com referência ao carregamento que tem uma rápida variação ao longo do tempo é chamado de dinâmico. Este tipo de carregamento provoca movimentos na estrutura, tirando-a de seu equilíbrio puramente estático. A estrutura é capaz de vibrar, e em particular, cada uma possui modos de vibração. O modo de vibrar pode ser entendido como o deslocamento periódico (em relação ao tempo) de um ponto qualquer contido num corpo em relação a um referencial. Se uma estrutura sofre deslocamentos que variam com o tempo, é natural que estejam associados a

velocidades e estas a acelerações. Nesta hipótese de carregamento, leva-se em consideração a segunda lei de Newton, ou seja, além das forças de natureza elástica, são consideradas forças de inércia. Geralmente carregamentos dinâmicos são aproximados por carregamentos estáticos através de coeficientes de majoração de cargas, podendo gerar estruturas superdimensionadas ou mesmo que não preveem o comportamento dinâmico real do modelo, tanto relacionado ao uso (estado limite de serviço) quanto à fadiga estrutural (estado limite último).

Devido ao fato dos sistemas estruturais estarem sujeitos a carregamentos dinâmicos que possuem suas frequências naturais próximas ou iguais às frequências do carregamento, pode-se levar ao acontecimento do fenômeno da ressonância. Por isso, se torna importante a consideração do carregamento como sendo dinâmico e não somente estático, para que as estruturas sejam projetadas da melhor maneira e assim suportar o carregamento que será aplicado sobre a mesma e conseqüentemente, minimizando assim os efeitos das vibrações produzidas, não gerando desconforto humano.

Cabe ressaltar que este trabalho pretende dar sequência a um estudo anterior realizado por Lima (2013), que investigou o comportamento estrutural dinâmico do Estádio Nacional de Brasília. Nesta dissertação será investigado o comportamento das arquibancadas deste estádio, quando submetidos a carregamentos dinâmicos que simulam a ação das torcidas com base em diferentes modelos de carregamento dinâmico [Faisca (2003); Ellis e Ji (2004)]. Diferenças podem ser encontradas quando os dois trabalhos são comparados, entre elas, a mais importante é que no presente trabalho foi utilizado o modelo de carregamento dinâmico proposto por Ellis e Ji (2004), para a representação das atividades humanas rítmicas. Este modelo foi obtido a partir de testes experimentais, com diferentes grupos compostos por até sessenta e quatro pessoas, sendo esta a maior quantidade de pessoas utilizada em testes com a finalidade de determinação de uma formulação matemática para o carregamento dinâmico. Outro ponto importante que é possível ressaltar é a realização, neste trabalho, da comparação dos resultados das acelerações em *rms* com peso e VDV com os limites de normas e recomendações de projeto, sendo estes valores de acelerações (em *rms* e VDV) formas mais atualizadas de se avaliar os problemas de vibração. Por fim, também é necessário citar a existência da



diferença entre as situações de carregamento estudadas neste trabalho com as estudadas no trabalho do Lima (2013).

## **Objetivos e Motivação**

Este trabalho tem como objetivo o estudo do comportamento estrutural das arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília quando submetidas a ações dinâmicas humanas (torcida). Assim sendo, pretende-se verificar se o sistema estrutural das arquibancadas atende às condições de conforto dos usuários, visto que vibrações excessivas na estrutura podem gerar desconforto humano. Ao longo deste trabalho de pesquisa serão realizadas inúmeras análises numéricas, obtendo-se inicialmente as frequências naturais e os modos de vibração do sistema, para em seguida analisar-se a resposta dinâmica das arquibancadas, contemplando uma análise crítica acerca dos valores das acelerações máximas (acelerações de pico), acelerações em *rms* e acelerações em valores de doses de vibração (VDV). Os valores destas acelerações são comparados com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto, promovendo assim uma avaliação mais realista no que diz respeito ao problema de vibrações sobre modelos de arquibancadas em estádios de futebol. A partir dos resultados alcançados nesta investigação, pretende-se alertar os projetistas desse tipo de estrutura para os valores elevados de acelerações encontrados, de acordo com os modelos de carregamento dinâmico utilizados, o que pode representar um indício de que os critérios de projeto utilizados atualmente merecem ser revistos. É importante ressaltar que para a realização das análises numéricas citadas, foi desenvolvido um modelo computacional das arquibancadas através da utilização do programa ANSYS (2007), que se baseia no Método dos Elementos Finitos.

Este trabalho tem como intenção, através da verificação dos resultados obtidos, apresentar aos engenheiros projetistas e construtores o papel importante que o estudo de vibrações possui na concepção do sistema estrutural.

## **Estrutura da Dissertação**

O presente capítulo apresentou o objetivo e as motivações para o desenvolvimento deste trabalho e para tais serem atendidos este trabalho está subdividido em nove capítulos, descritos a seguir.

No capítulo um é realizada uma revisão bibliográfica, com a apresentação de trabalhos de diversos autores, com relação ao comportamento de sistemas estruturais, principalmente de estádios de futebol, quando submetidos a carregamentos devido a atividades humanas.

No capítulo dois são descritas algumas recomendações vigentes adotadas para análises de estrutura sujeita a vibrações, além das normas e critérios de projeto, que tem a finalidade de minimizar os efeitos nocivos das vibrações.

No capítulo três é apresentada a metodologia utilizada na modelagem dos carregamentos dinâmicos, com as respectivas formulações matemáticas.

No capítulo quatro é apresentada a descrição do modelo estrutural utilizado na análise e todos os detalhes pertinentes, com a descrição de dimensões do estádio estudado, características dos materiais e suas propriedades físicas, além dos pontos de aplicação do carregamento.

No capítulo cinco é apresentado o programa computacional utilizado para a análise do modelo estrutural, os tipos de elementos finitos adotados na modelagem numérico-computacional e a modelagem do amortecimento estrutural.

No capítulo seis é realizada a análise modal da estrutura, onde são apresentadas as análises de autovalores (frequências naturais) e autovetores (modos de vibração). Também é feita uma comparação dos valores das frequências naturais com os critérios normativos.

No capítulo sete é apresentada a análise dinâmica da estrutura, quando submetida à atividade humana, através das respostas de deslocamentos e acelerações no domínio do tempo e da frequência.

No capítulo oito é realizada a avaliação do conforto humano da estrutura investigada, onde os resultados da análise dinâmica são comparados com as normas e recomendações de projeto disponíveis na literatura.

No capítulo nove são apresentadas as conclusões, de forma a contribuir para o avanço desta linha de pesquisa, além de propostas para trabalhos futuros.

## 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O comportamento de pisos e a reação humana diante da vibração gerada pelo carregamento dinâmico tem sido um assunto estudado por diversos pesquisadores nos últimos anos [Faisca (2003); Rodrigues e Almeida (2003); Pavic et al (2004); Ellis e Ji (2004); Ibrahim e Reynolds (2008); Da Silva (2011); entre outros] . É importante notar que, a princípio, a percepção humana de desconforto é subjetiva, ou seja, varia de indivíduo para indivíduo, de acordo com suas características físicas e psicológicas; porém é possível a obtenção de um valor médio aceitável de conforto mínimo, que é baseado no valor de aceleração encontrado na análise dinâmica da estrutura. Cada estrutura vibra de uma maneira, dependendo de sua rigidez, massa e condições de apoio; este modo de vibrar está associado a uma frequência natural.

Os carregamentos dinâmicos que ocasionam vibrações geradoras de desconforto humano nas estruturas possuem diversas origens. Dentre essas origens, podemos citar a atividade humana rítmica, a ação do vento, a existência de correnteza, a atividade sísmica, o funcionamento de máquinas, a carga móvel dos veículos, entre outros. Neste capítulo são apresentados trabalhos de diversos autores sobre o estudo do conforto humano em estruturas de concreto e estruturas mistas (aço-concreto) quando submetidas a atividades humanas.

### 1.1 Análise de vibrações de sistemas estruturais submetidos a atividades humanas rítmicas

Ji e Ellis (1994) ressaltam que pode haver carregamentos sincronizados em eventos onde o público é mais agitado, como em jogos de futebol, podendo acarretar problemas de vibração. Ainda do ponto de vista de comportamento vibratório, outro aspecto a considerar é a interação do público com a estrutura, que pode afetar o comportamento dinâmico desta, no sentido de aumentar ou diminuir os níveis de vibração resultantes, em função do número e do comportamento do público na estrutura.

O carregamento dinâmico produzido por espectadores em estruturas de estádios esportivos usados para espetáculos musicais no Reino Unido foi avaliado

por Ji e Ellis (1997), onde foi mencionado que além das medidas realizadas em campo, devem ser adicionados análise e modelos em elementos finitos.

De Paula e Queiroz (1998) apresentam uma investigação em que uma estruturas mistas (constituídas por vigas em aço e laje em concreto) dimensionada para receber apenas cargas estáticas, passou a ser submetida a carregamentos provenientes de atividades rítmicas. O problema foi analisado estruturalmente, utilizando-se um programa computacional baseado no método dos elementos finitos. O carregamento dinâmico representativo da atividade rítmica foi simulado através de carregamentos harmônicos, onde se considera a frequência básica de excitação e alguns dos seus múltiplos. Os resultados obtidos para as frequências naturais da estrutura foram comparados com os alcançados em ensaios realizados na própria estrutura e foi apresentada uma proposição de reforços para adequar a estrutura à sua nova finalidade, baseada nos níveis finais de acelerações e esforços encontrados.

Matsumoto e Griffin (2000) realizaram um estudo sobre a resposta dinâmica do corpo humano, na posição sentada e na posição ereta, comparando a maneira que a vibração é transmitida pela estrutura no corpo em cada caso.

Rodrigues e Almeida (2003) estudaram o carregamento dinâmico produzido pela ação da torcida em quatro estádios de futebol, o Estádio Governador Plácido Castelo (Castelão), o Estádio Ícaro de Castro Melo (Ibirapuera), o Estádio Cícero Pompeu de Toledo (Morumbi) e o Estádio Jornalista Mário Filho (Maracanã) e para isso determinaram parâmetros que caracterizaram as variações desse carregamento, no tempo e no espaço, utilizando modelos estatísticos e análise numérica em elementos finitos.

Juliani et al (2003) estudaram as arquibancadas do Estádio Palestra Itália através de ensaios dinâmicos de vibração forçada realizados em cinco setores das arquibancadas. Os setores estudados possuem sistemas estruturais não coincidentes entre si, portanto foram comparados os comportamentos dinâmicos de todos os setores, além da análise do conforto humano durante a ocorrência das vibrações durante os eventos de grande público. Comparando os resultados obtidos dos cinco setores, verificou-se que os setores que eram compostos por estruturas aporticadas de dois apoios possuíam frequência natural para os modos de vibração verticais, na faixa de frequência de 2Hz a 3Hz, que sincronizam com as frequências

produzidas pelo público, assim as vibrações superam os limites admissíveis. Portanto pode ser concluído que as estruturas mais adequadas para suportar os esforços dinâmicos em arquibancadas de estádios são as estruturas aporticadas compostas por mais de dois pilares de apoio.

Ellis e Ji (2004) ressaltam que as respostas horizontais induzidas pelo carregamento vertical devem ser avaliadas para a elaboração de projetos. E foi verificado que a magnitude das respostas horizontais depende da forma estrutural e localização desse carregamento vertical.

Sachse et al. (2003), estudaram a interação público-estrutura, a partir de revisão de publicações sobre este tema e concluíram que os seres humanos não devem ser apenas considerados como massa adicional na estrutura, ou seja, a presença dos seres humanos nas estruturas deve ser considerada como um sistema dinâmico do tipo massa-mola-amortecedor, interagindo com a estrutura.

Pavic et al. (2004) monitoraram a estrutura do Midland Road Stand, localizado no Reino Unido, durante alguns jogos de rúgbi e futebol e também quando estava vazio, para analisar como a presença do público influencia nas propriedades modais de um estádio.

Nóbrega (2004) destaca que é importante que algumas questões sejam alvo de análise mais profunda. Dentre elas, destacam-se: a influência das condições de contorno no comportamento dinâmico (na alteração das frequências naturais, modos de vibração e amortecimento) e na resposta vibracional da estrutura (seja em relação aos estados limites últimos ou de serviço), e o desempenho da ligação semi-rígida frente a um processo crescente de fissuração (determinada a parcela relacionada à estrutura e a correspondente à ligação).

Varela (2004), por meio de investigações experimentais, constatou que os problemas envolvendo excitações dinâmicas produzidas por atividades humanas são mais agudos e frequentes em painéis contínuos, por estes apresentarem múltiplos modos de vibração, tais como: painéis contínuos de lajes mistas; lajes em grelha; lajes nervuradas; lajes pré-moldadas em concreto armado. O autor verificou, ainda, que o acréscimo de 60% da espessura em concreto na laje original não resulta em uma solução eficiente, assim como, o que ocorre com painéis divisores leves. A solução ideal é a instalação de atenuadores dinâmicos sincronizados (ADS's), pois são dispositivos capazes de produzir reduções da amplitude máxima de resposta numa

dada frequência natural de vibração. Tal medida corretiva é adotada após estudos preliminares de viabilidade (técnica e econômica) e praticidade, em comparação com outras técnicas convencionais que envolvem, usualmente, alterações estruturais estáticas de enrijecimento ou escoramento. A Figura 1 ilustra a redução nas amplitudes de vibração com o uso dos atenuadores dinâmicos sincronizados (ADS's). Estes problemas são abordados com base em resultados experimentais e computacionais obtidos através de simulações realizadas com modelo de edificação real.

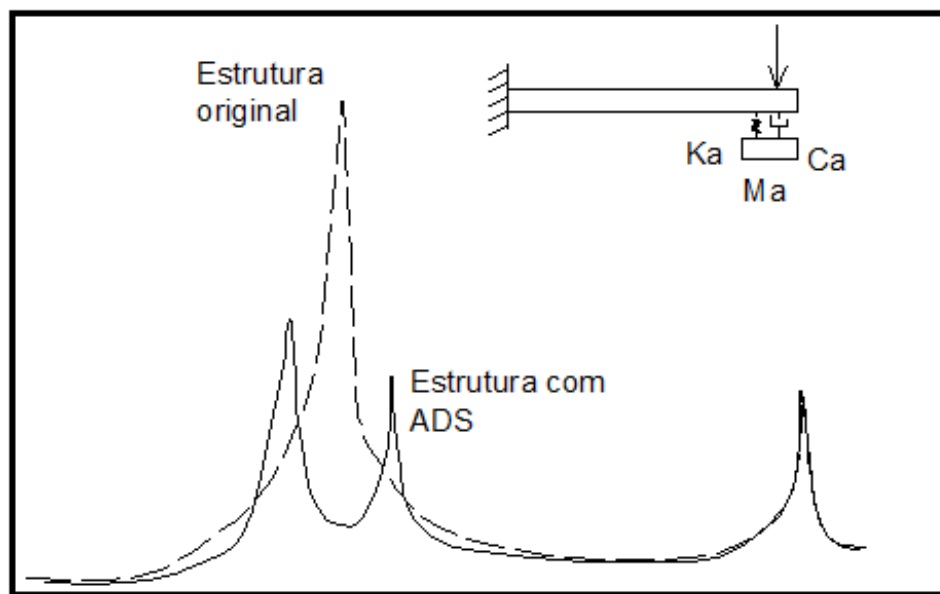


Figura 1 - Redução de vibração com a utilização de atenuadores dinâmicos (VARELA, 2004)

Um estudo mostrando o desenvolvimento histórico dos modelos representativos da ação dinâmica humana, dos critérios de percepção relativos ao conforto humano e das técnicas utilizadas para atenuar as vibrações induzidas foi realizado por Ebrahimpour e Sack (2005).

Juliani et al (2005) em seu trabalho, estudaram o comportamento das arquibancadas do Estádio Olímpico João Havelange, localizado no Rio de Janeiro, utilizando simulação numérica e monitoração. Os resultados das acelerações máximas, obtidos nos ensaios dinâmicos, foram comparados com os limites propostos pelo CEB 209 (1991) e assim foi verificado que esses valores ficaram entre os limites de desagradável e intolerável. Para tentar minimizar essas acelerações máximas produzidas pelo público e garantir um maior conforto ao

mesmo, optou-se por aumentar a inércia da seção transversal da estrutura. Para a análise numérica foram propostos cinco modelos, que se diferem com relação a ligação entre as peças. A análise numérica mostrou que as peças trabalhando isoladamente possuem a primeira frequência natural próxima da frequência de excitação do público. Já nos modelos que possuíam ligação entre as peças foi verificado que o comportamento da estrutura se alterou, afastando a primeira frequência natural da frequência de excitação do público, reduzindo assim as amplificações geradas pelos efeitos dinâmicos. Porém deve ser ressaltado que as acelerações em todos os casos superam os limites de claramente perceptível, portanto existirão situações em que o público notará a vibração dos elementos estruturais.

Sim (2006) estudou diferentes modelos numéricos de multidão para arquibancadas e pode ser visto neste estudo que a relação entre a massa da estrutura e a massa do público influencia nos valores das frequências naturais, inclusive sobre reduções na direção vertical. A flexibilidade da estrutura para as cargas verticais pode causar deslocamentos horizontais excessivos, além de estar relacionada às baixas frequências naturais.

Reynolds e Pavic (2006) estudaram o comportamento da arquibancada do Estádio Elland Road, em Leeds, no Reino Unido. Foi realizado um monitoramento durante um jogo de futebol internacional, onde o estádio estava totalmente ocupado. As propriedades modais foram obtidas a partir de testes sobre a estrutura vazia. Verificou-se que a quantidade de pessoas presentes nas arquibancadas de um estádio pode alterar significativamente as propriedades modais deste estádio e que estas mudanças variam de acordo com a configuração destas pessoas (sentadas, em pé, etc.).

Brownjohn e Middleton (2008) estudaram alguns casos em estruturas rígidas, com frequências naturais acima de 10 Hz e concluíram que os harmônicos mais altos devido ao caminhar humano geraram respostas dinâmicas significativas no piso analisado, portanto não se deve subestimar a resposta de frequências naturais de até 20 Hz no que diz respeito ao conforto humano. Ainda foi observado que existem fortes indícios de que outros harmônicos devido ao caminhar humano devam ser considerados além dos propostos nas formulações correntes.

De acordo com Mendes e Oliveira (2008) a análise do comportamento dinâmico de estruturas deve ser efetuada recorrendo tanto a modelos numéricos computacionais quanto a resultados experimentais obtidos em ensaios de vibrações. Ainda de acordo com os autores, normalmente a utilização de modelos numéricos está associada à concepção e projeto de novas estruturas ou então associada à atividades relacionadas com o acompanhamento e/ou a avaliação de segurança de estruturas existentes que apresentem um significativo risco potencial.

Ibrahim e Reynolds (2008) estudaram a estrutura da arquibancada do Estádio Valley Parade, localizado no Reino Unido, através de testes modais e da modelagem numérica em elementos finitos. Foram analisados os efeitos de diversos arranjos de elementos sobre as características dinâmicas da arquibancada. Através dos resultados dos testes modais, o modelo em elementos finitos foi atualizado manualmente. Foi verificada uma boa correlação dos modos de vibração e das frequências naturais obtidos a partir dos resultados experimentais e da modelagem em elementos finitos, indicando que a modelagem numérica em elementos finitos é bastante precisa.

Brito e Pimentel (2009) afirmam que o significado das frequências naturais para o projeto é relacionada com a possibilidade de uma potencial ressonância da estrutura devido à excitação produzida pela atividade humana. A intensidade e características das cargas aplicadas variam de acordo com o comportamento dos espectadores e, em princípio, para o tipo de evento. Problemas de vibração são uma possibilidade, devido à sincronização dos movimentos, como por exemplo, em shows de música pop ou eventos esportivos.

Ainda de acordo com Brito e Pimentel (2009), os estudos estáticos assumem que as cargas são constantes ou aplicadas muito lentamente até atingirem o valor máximo. Devido a isso, consideram-se nulas a velocidade e a aceleração de cada partícula do modelo. Como resultado, os estudos estáticos ignoram as forças inerciais e de amortecimento. Já a análise dinâmica se divide em linear, onde as propriedades do material são lineares e a não linear, que é utilizada quando não existe uma linearidade do material. Nesse tipo de análise o carregamento dinâmico consiste em qualquer tipo de carregamento cuja magnitude e/ou posição varia no tempo. Devido ao fato de tanto o carregamento quanto a resposta da estrutura variarem no tempo é evidente que o problema dinâmico não tem uma única solução, ao contrário do problema estático. Por esse motivo é de interesse na análise de



resultados, observar os valores de pico do deslocamento, velocidade ou aceleração no domínio do tempo.

Kasperski apud Stempniewski (2010) estudou sobre problemas de vibrações induzidas por pessoas em estruturas e foi relatado que acelerações acima de 18% do valor da gravidade geram um grande desconforto aos seres humanos. E acelerações acima de 35% do valor da gravidade geram pânico, sendo este valor considerado como um limite do pânico.

Stempniewski et al (2010) sugerem que estádios na Alemanha sejam monitorados durante shows musicais, para que se acelerações excessivas forem alcançadas, possam ser adotadas algumas medidas de segurança, como diminuição da animação do público e do volume do som, para diminuir os efeitos das vibrações e garantir uma maior segurança das arquibancadas.

Da Silva (2011) em seu trabalho mostra que quando se estuda vibrações em estruturas se deve analisar as características dinâmicas, que são a frequência natural de oscilação, os modos de vibração e o amortecimento. Frequência natural é a taxa de oscilação de uma estrutura na ausência de carregamento. Modo de vibração é a forma como a estrutura vibra em determinada frequência natural e amortecimento, que também está relacionado com as vibrações em estruturas, representa a dissipação da energia que ocorre no processo.

De acordo com Stolovas (2011), a análise dinâmica de uma estrutura começa pela formulação das características da excitação, da estrutura e pela definição da resposta aceitável. A excitação pode ser representada por uma história de forças. A estrutura terá associado um modelo analítico (modelo matemático representativo da estrutura real que, por simplicidade, chamamos estrutura). No processo da análise, a estrutura (ou modelo estrutural) é submetida à excitação (história de forças) e será obtida a resposta em termos de histórias de esforços e/ou deslocamentos. Conforme for o nível de resposta de acelerações, poderá ser decidida a aceitabilidade ou não do desempenho funcional da estrutura.

Setareh (2012) estudou um piso em balanço, submetido à atividade humana rítmica, por meio de um sistema de monitoramento e realizou uma comparação entre as avaliações das vibrações deste piso, através das normas e guias de projetos. Neste estudo foi observado que a avaliação utilizando a aceleração de pico é

insuficiente e sem precisão e que a ISO 10137 apresenta uma melhor avaliação através da aceleração em VDV e também da aceleração em *rms*.

Silva (2012) estudou o comportamento das arquibancadas do Estádio José Alvalade, localizado em Portugal, analisando as respostas dinâmicas da estrutura, simulando diversos casos de carregamento da torcida se movimentando de maneira sincronizada. Os resultados obtidos foram comparados com os critérios de conforto definidos na National Building Code of Canada (1976, 1997), na norma internacional ISO 2631 (1978) e com as indicações sugeridas no BRE Digest 426 (2004).

Salyards e Hanagan (2007) monitoraram durante um período um estádio durante vários eventos esportivos. De acordo com o estudo, o movimento da torcida nas arquibancadas resulta em vibração na estrutura, sendo que quanto mais coordenado é o movimento da torcida, maior é o valor da vibração encontrada. Segundo os autores, as vibrações encontradas durante a reação da torcida em um grande jogo de futebol não eram tão graves quanto as vibrações encontradas durante uma batida musical. Além disso, foi verificado que em eventos onde a atividade rítmica é mais provável, será produzido maior movimento na estrutura, existindo um potencial para problemas de manutenção.

Lima (2013) estudou o comportamento das arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília, localizado em Brasília, através do método dos elementos finitos. Foi realizada uma análise modal da estrutura, além da análise transiente, submetendo a estrutura a diferentes carregamentos dinâmicos, simulando a ação das torcidas nas arquibancadas. Na maior parte das situações que foram analisadas, as respostas se mostraram aceitáveis, porém em cerca de 25% das situações, as acelerações ultrapassam os limites estabelecidos pelas normas, indicando situações de desconforto para o público.

## 2 CRITÉRIOS E NORMAS DE PROJETO

Várias normas, critérios de projeto e guias práticos têm sido desenvolvidos, com a finalidade de servirem de base a projetistas e construtores, para que, em conjunto, consigam minimizar os efeitos nocivos das vibrações. Serão apresentadas no decorrer desse capítulo algumas das recomendações prescritas por diversas normas técnicas, no intuito de abordar a aceitabilidade do nível de vibração em pisos no que tange aos critérios de conforto humano.

### 2.1 Norma Brasileira - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado: NBR 6118 (2007)

A norma NBR 6118 (2007) fixa os requisitos básicos necessários para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, exceto aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais. Além disso, estabelece os requisitos gerais a serem atendidos pelo projeto como um todo, bem como os requisitos específicos relativos a cada uma de suas etapas.

De acordo com esta norma, a análise das vibrações pode ser feita em regime linear no caso das estruturas usuais. Para assegurar um comportamento satisfatório das estruturas sujeitas à vibração, deve-se afastar o máximo possível a frequência natural da estrutura ( $f$ ) da frequência crítica ( $f_{crítica}$ ), que depende da destinação da edificação, de acordo com a equação (1).

$$f_n > 1,2 f_{crítica} \quad (1)$$

O comportamento das estruturas sujeitas às ações dinâmicas cíclicas que originam vibrações pode ser modificado por meio de alterações de alguns fatores, como frequência natural (pela mudança da rigidez da estrutura ou da massa em vibração) e o aumento das taxas de amortecimento estrutural. Adotam-se os valores indicados na Tabela 1 para a  $f_{crítica}$ , na falta de valores determinados experimentalmente.

Tabela 1 - Frequência natural mínima requerida (NBR 6118, 2007)

Caso	$f_{\text{crítica}}$ (Hz)
Ginásio de esportes	8,0
Sala de dança ou de concertos 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

Esta norma revela que, em casos especiais onde as suas prescrições não puderem ser atendidas, uma análise dinâmica mais acurada deve ser realizada, conforme estabelecida em recomendações internacionais, enquanto não existir Norma Brasileira específica para isso.

## 2.2 Guia Prático do AISC (2003)

Este guia de projeto foi desenvolvido pelos pesquisadores Murray, Allen e Ungar (1997) e faz parte de uma série de livros denominada Steel Design Guide Series, desenvolvida no American Institute of Steel Construction (AISC). Tem como objetivo básico fornecer uma ferramenta analítica para avaliar sistemas de pisos e passarelas submetidas a atividades humanas, quanto à capacidade de serviço.

No procedimento proposto por este guia, considera-se que uma componente harmônica dependente do tempo se iguala à frequência natural da estrutura, na tentativa de causar a ressonância, como mostra a equação (2).

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

Onde:

- F(t): força representativa da atividade humana ao longo do tempo (N);
- P: peso do indivíduo;
- i: múltiplo harmônico da frequência do passo;
- $\alpha_i$ : coeficiente de Fourier associado ao i-ésimo harmônico da atividade;

$f_p$ : frequência do passo da atividade (Hz);  
 $t$ : tempo (s).

Os valores da frequência do passo da atividade ( $f_p$ ) e coeficientes dinâmicos ( $\alpha_i$ ) podem ser vistos na Tabela 2, considerando diversos tipos de atividades, como a caminhada, a atividade aeróbica e a dança.

Tabela 2 - Faixas de frequência das atividades (AISC, 2003)

Frequência de excitação do passo ( $f_p$ ) e coeficientes dinâmicos* ( $\alpha_i$ )						
Harmônico i	Caminhada		Atividade aeróbica		Dança	
	$f_p$ (Hz)	$\alpha_i$	$f_p$ (Hz)	$\alpha_i$	$f_p$ (Hz)	$\alpha_i$
1	1,6 a 2,2	0,5	2,0 a 2,75	1,5	1,5 a 3,0	0,5
2	3,2 a 4,4	0,2	4,0 a 5,5	0,6	-	-
3	4,8 a 6,6	0,1	6,0 a 8,25	0,1	-	-
4	6,4 a 8,8	0,05	-	-	-	-

\* Coeficiente dinâmico significa o pico da força senoidal dividido pelo peso da pessoa.

Para a avaliação da estrutura quanto a atividades rítmicas, calcula-se a relação  $a_p/g$  ( $g$  é a aceleração da gravidade), dada pela equação (3), na ressonância, ou seja, fazendo a frequência do passo se igualar à frequência natural da estrutura ( $f_p = f_n$ ) e dada pela equação (4), acima da ressonância ( $f_n > 1,2f_p$ ).

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1,3\alpha_i w_p}{2\xi w_i} \quad (3)$$

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1,3}{(f_n/f)^2} \cdot \frac{\alpha_i w_p}{w_i} \quad (4)$$

Onde:

- $a_p/g$ : razão entre a aceleração de pico e a aceleração da gravidade;
- $\alpha_i$ : coeficiente de Fourier associado ao  $i$ -ésimo harmônico da atividade;
- $w_p$ : carga efetiva por unidade de área das pessoas distribuídas sobre o piso;
- $w_t$ : carga total por unidade de área do piso, incluindo os ocupantes;
- $\xi$ : taxa de amortecimento modal.

As acelerações geradas a partir da vibração do primeiro e do segundo harmônico da atividade podem apresentar valores consideráveis e são determinadas através da equação (4). A aceleração máxima efetiva que contabiliza todos os harmônicos pode ser estimada pela equação (5) (Allen, 1990) apud AISC (2003).

$$a_m = \left[ \sum a_i^{1,5} \right]^{1/1,5} \quad (5)$$

Onde:

- $a_i$ : aceleração de pico para o  $i$ -ésimo harmônico;
- $a_m$ : máxima aceleração efetiva.

Os valores obtidos da relação  $a_p/g$  são então comparados com os valores limites definidos na curva base da ISO 2631/2 (1989), que representa o limite no qual as acelerações verticais passam a ser perceptíveis, apresentados na Figura 2.

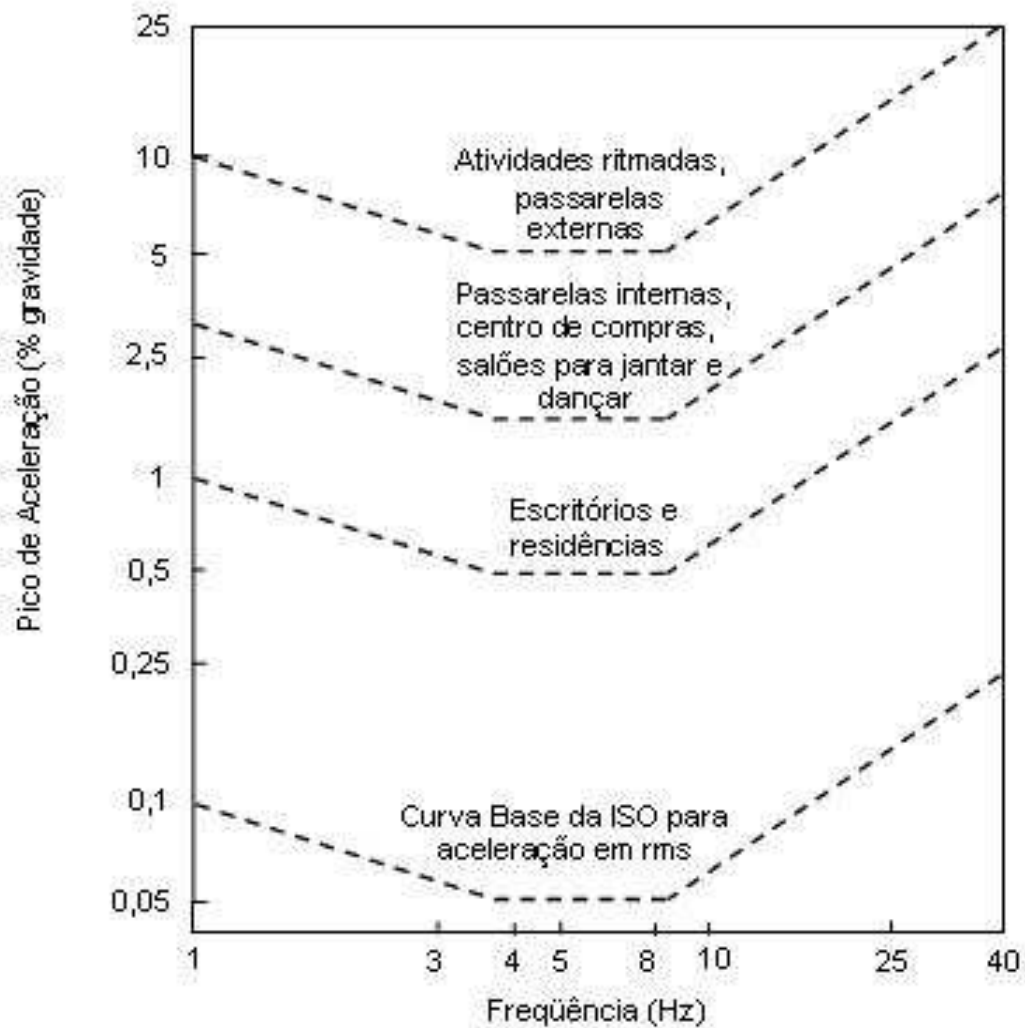


Figura 2 - Pico de aceleração máximo recomendado para o conforto humano (AISC, 2003)

Estes valores são ajustados de acordo com a intenção da ocupação, com fatores de multiplicação de 10 para escritórios, 30 para lojas e passarelas internas e 100 para passarelas externas. As curvas sugeridas para os vários tipos de ocupação estão em função da curva base de aceleração em *rms* (root mean square), podendo apresentar variações numa faixa de 0,8 a 1,5 vezes dos valores recomendados de acordo com a duração e a frequência da vibração.

A Tabela 3 apresentada a seguir fornece os valores dos parâmetros  $\alpha_i$  e  $w_p$  em função da atividade rítmica realizada sobre a estrutura.

Tabela 3 - Carregamento estimado durante atividades rítmicas (AISC, 2003)

Atividade	Frequência da atividade f (Hz)	Peso dos Participantes* (w <sub>p</sub> )		Coeficiente Dinâmico (α <sub>1</sub> )	Carga dinâmica (α <sub>1</sub> ·w <sub>p</sub> )	
		kPa	psf		kPa	psf
Dança: Primeiro harmônico	1,5 - 3	0,6	12,5	0,5	0,3	6,2
Concertos ou eventos esportivos:						
Primeiro harmônico	1,5 - 3	1,5	31,0	0,25	0,4	7,8
Segundo harmônico	3 - 5	1,5	31,0	0,05	0,075	1,6
Exercícios de saltos						
Primeiro harmônico	2 – 2,75	0,2	4,2	1,5	0,3	6,3
Segundo harmônico	4 – 5,5	0,2	4,2	0,6	0,12	2,5
Terceiro harmônico	6 - 8,25	0,2	4,2	0,1	0,020	0,42

\* Com base na maior densidade de participantes para condições comumente encontradas. A densidade dos participantes pode ser maior para eventos especiais.

De acordo com o guia, as forças dinâmicas provenientes de atividades rítmicas tendem a possuir valores maiores se comparados com a caminhada e, em caso de ressonância, o nível de vibração é geralmente elevado. Portanto, apenas o aumento da massa estrutural e do amortecimento pode não ser suficiente para a redução do nível de vibração. Por isso o guia recomenda que a frequência fundamental do piso deve ser maior que o maior harmônico da frequência da atividade praticada. A equação (6) representa o cálculo da frequência, atendendo ao critério descrito acima.

$$f_n \geq f \cdot \sqrt{1 + \frac{k}{(a_0/g)} \cdot \frac{a_i w_p}{w_i}} \quad (6)$$



Onde:

k: constante (1,3 para dança; 1,7 para concertos ou eventos esportivos e 2,0 para atividades aeróbicas);

$a_0/g$ : aceleração limite (0,05; ou menor, se locais próximos à atividade praticada forem afetados pela vibração);

f: frequência da atividade ( $f=f_p \cdot i$ ).

A Tabela 4 apresenta os limites de aceleração recomendados para vibrações geradas por atividades rítmicas. E a Tabela 5 fornece os valores recomendados de frequências naturais fundamentais para pisos bem como os valores limites de aceleração, através da equação (6), em função do peso do piso (“leve” ou “pesado”) e da atividade rítmica praticada.

Tabela 4 - Limites de aceleração recomendados para atividades rítmicas (AISC, 2003)

Ocupações afetadas pela vibração	Limite de aceleração (% gravidade)
Office ou residencial	0.4-0.7
Jantar ou levantamento de peso	1.5-2.5
Única atividade rítmica	4-7

Tabela 5 - Aplicação do critério de projeto de acordo com a equação (6) para atividades rítmicas (AISC, 2003)

Atividade Aceleração limite Peso do piso	Frequência da atividade <sup>(1)</sup> f(Hz)	Peso dos Participantes* (w <sub>0</sub> )		Peso total (w <sub>t</sub> )		Frequência natural mínima requerida <sup>(3)</sup> f <sub>n</sub> (Hz)
		kPa	psf	kPa	psf	
Dança e jantar a <sub>0</sub> /g=0,02 “pesado” 5kPa (100psf) “leve” 2,5kPa (50psf)	3	0,6	12,5	5,6	112,5	6,4
	3	0,6	12,5	3,1	62,5	8,1
Concertos ou eventos esportivos a <sub>0</sub> /g=0,05 “pesado” 5kPa (100psf) “leve” 2,5kPa (50psf)	5	1,5	31,0	6,5	131,0	5,9 <sup>(2)</sup>
	5	1,5	31,0	4,0	81,0	6,4 <sup>(2)</sup>
Atividade aeróbica (somente) a <sub>0</sub> /g=0,06 “pesado” 5kPa (100psf) “leve” 2,5kPa (50psf)	8,25	0,2	4,2	5,2	104,2	8,8 <sup>(2)</sup>
	8,25	0,2	4,2	2,7	54,2	9,2 <sup>(2)</sup>
Exercícios de saltos compartilhados com levantamento de peso “pesado” 5kPa (100psf) “leve” 2,5kPa (50psf)	8,25	0,12	2,5	5,12	102,5	9,2 <sup>(2)</sup>
	5,5	0,12	2,5	2,62	52,5	10,6 <sup>(2)</sup>
<p>(1) A equação (6) é aplicável a todos os harmônicos listados na tabela 2.3</p> <p>(2) Pode ser reduzida se, de acordo com a equação (3), o amortecimento vezes massa for suficiente para reduzir a vibração, em ressonância com o 2° e 3° harmônico, a níveis aceitáveis.</p> <p>(3) Com o uso da equação (6).</p>						

### 2.3 Norma ISO - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole Body Vibrations): ISO 2631/1 (1985)

Segundo a norma ISO 2631/1 (1985), as vibrações afetam as pessoas de muitas formas, causando desconforto, problemas de saúde, diminuição da capacidade de concentração e eficiência no trabalho ou enjoo, no caso de vibrações de baixíssima frequência. A vibração das estruturas pode alterar o conforto dos ocupantes a partir da frequência, da direção que atinge o corpo humano e de seu comportamento ao longo do tempo, se contínua, intermitente ou transitória. Além disso, a percepção e tolerância à vibração dependem do local, do tipo de atividade, do horário e da expectativa de conforto.

Nesta norma são definidos métodos de medida da vibração de corpo inteiro, além, de serem indicados os principais fatores que se combinam para determinar o grau de aceitabilidade à exposição da vibração. O texto apresenta informações e orienta, quanto aos possíveis efeitos da vibração sobre a saúde e o conforto, apresentando três níveis de sensibilidade humana às vibrações:

1) Limite da redução do conforto: quando atividades como comer, ler e escrever são prejudicadas com o nível de vibração a que as pessoas ficam expostas.

2) Queda da eficiência: ocorre deficiência na realização de determinada atividade, podendo ocasionar, no caso de longa exposição, efeitos de fadiga nas pessoas.

3) Limite do tempo de exposição: define o limite máximo que uma pessoa pode ficar exposta a uma perturbação sem que possa causar algum dano à saúde e a sua segurança.

A faixa de frequência coberta é de 1Hz a 80Hz, ou seja, dentro dessa faixa que se considera os efeitos de carregamento periódico ou vibrações transientes.

Para a avaliação da vibração, deve ser feito o cálculo da aceleração *rms* ponderada, em relação a um sistema de coordenadas, que é dado pela equação (7). As direções do sistema de coordenadas podem ser encontradas na Figura 3.

$$a_w = \left[ \frac{1}{T} \int_0^T a_w^2(t) dt \right]^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

Onde:

$a_w$ : aceleração ponderada (translacional ou rotacional) como função do tempo;

T: período de tempo no qual a aceleração é medida.

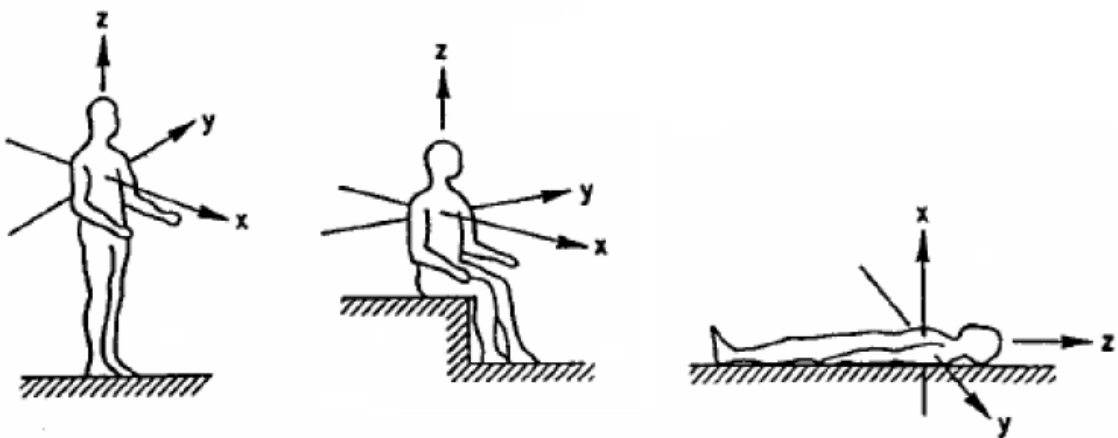


Figura 3 - Direções dos sistemas de coordenadas (ISO 2631/1, 1985)

A ISO 2631/1 (1985) apresenta ábacos com curvas iso-sensitivas de aceleração máxima em *rms* em função da frequência de excitação, e para diferentes tempos de exposição, variando de 1 minuto até 24 horas. A Figura 4 mostra o gráfico com os limites de fadiga, para diferentes tempos de exposição, na direção z, enquanto que a Figura 5 mostra o gráfico com os limites de fadiga, para diferentes valores de tempo de exposição, nas direções x e y. Para o limite de exposição, deve-se multiplicar por 2 os valores dos limites mostrados nos gráficos e para o limite de conforto reduzido, deve-se dividi-los por 3,15.

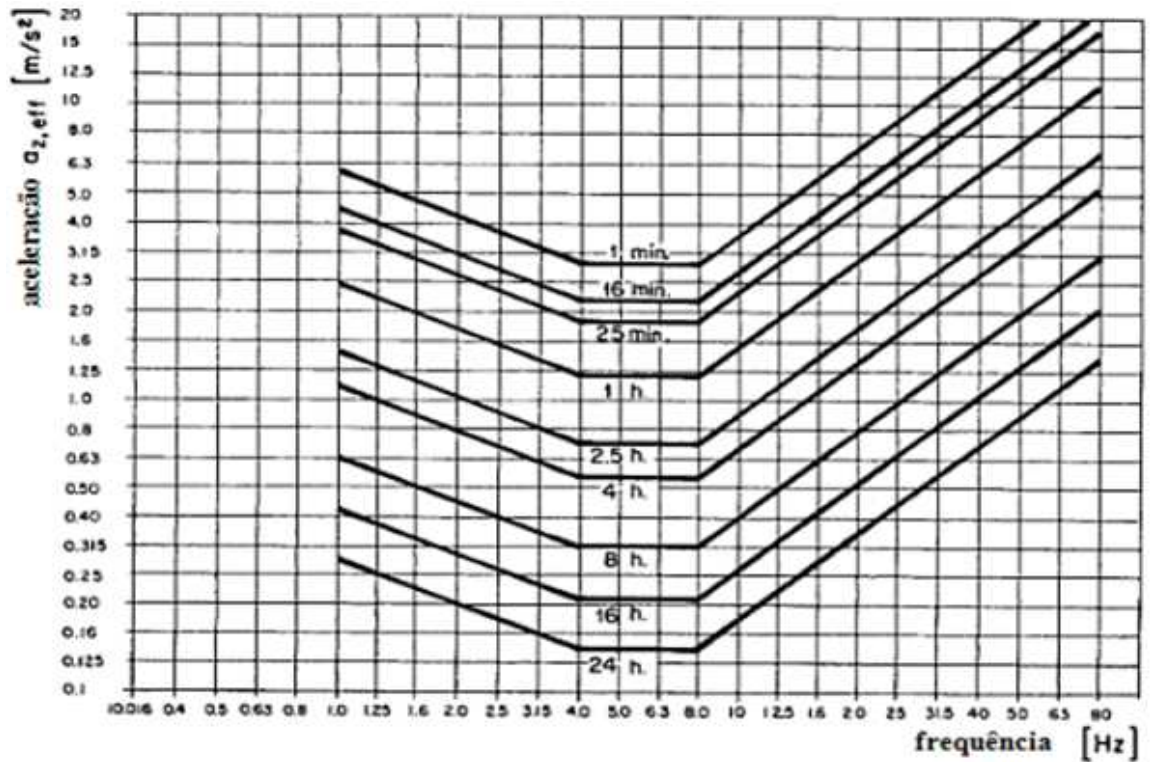


Figura 4 - Limites para aceleração em z para o decréscimo de eficiência por fadiga, dependendo da duração de exposição (ISO 2631/1, 1985)

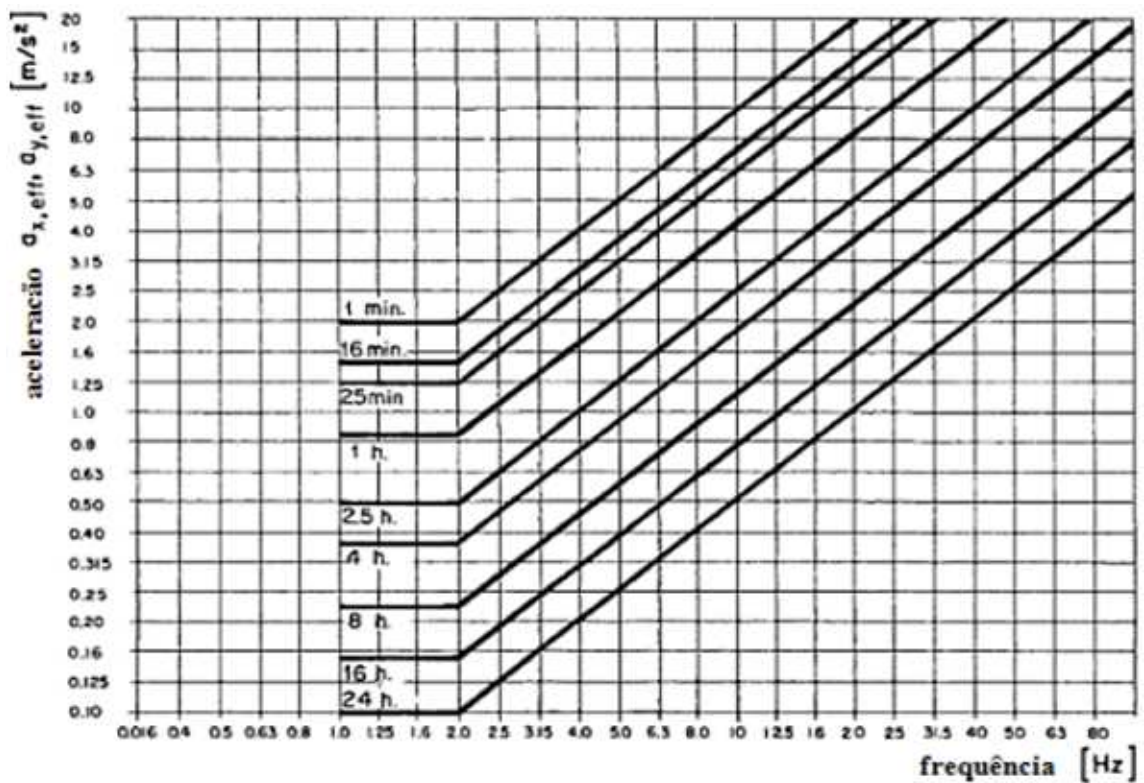


Figura 5 - Limites para aceleração em x ou y para o decréscimo de eficiência por fadiga, dependendo da duração de exposição (ISO 2631/1, 1985)

## 2.4 Norma ISO - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole Body Vibrations): ISO 2631/1 (1997)

Esta revisão da norma ISO 2631/1 (1997) substituiu o método detalhado (análise por faixa de frequência) utilizado na edição anterior, por um método simplificado, que simplesmente relaciona valores calculados de aceleração equivalente com o tempo de exposição.

A percepção humana em relação às vibrações depende da frequência do movimento e da posição (em pé, sentado ou deitado) em que o indivíduo se encontra diante da vibração, conforme mostrado na Figura 6.

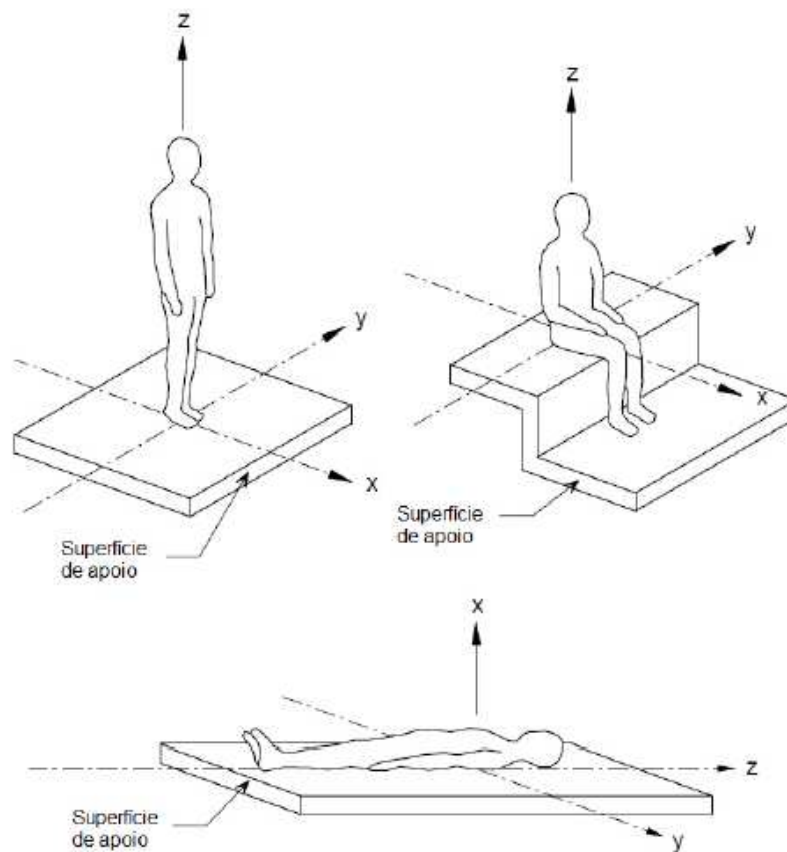


Figura 6 - Direções dos sistemas de coordenadas para vibrações mecânicas influenciando pessoas (ISO 2631/1, 1997)

Para a avaliação da vibração, da mesma maneira que era considerada na ISO 2631/1 (1985), deve ser feito o cálculo da aceleração *rms* ponderada em relação a um sistema de coordenadas, de acordo com a equação (7), já apresentada.

De acordo com esta norma, os valores aceitáveis de acelerações com relação ao conforto humano dependem de muitos fatores, como por exemplo, temperatura e ruído acústico. Os valores presentes na Tabela 6, tem como objetivo apresentar uma indicação aproximada das prováveis reações humanas com relação ao conforto humano.

Tabela 6 - Limites de aceleração (ISO 2631/1, 1997)

Limites de aceleração (m/s <sup>2</sup> )	Reação
< 0,315	Não desconfortável
0,315 – 0,63	Um pouco desconfortável
0,5 – 1,0	Bastante desconfortável
0,8 – 1,6	Desconfortável
1,25 – 2,5	Muito desconfortável
> 2,0	Extremamente desconfortável

A Figura 7 apresenta as principais curvas de ponderação apresentadas nesta norma. Essas curvas representam fatores que atribuem pesos diferentes para movimentos com frequências diferentes. A curva  $W_d$  é utilizada para as vibrações nos eixos x e y e a curva  $W_k$  é utilizada para as vibrações no eixo z.

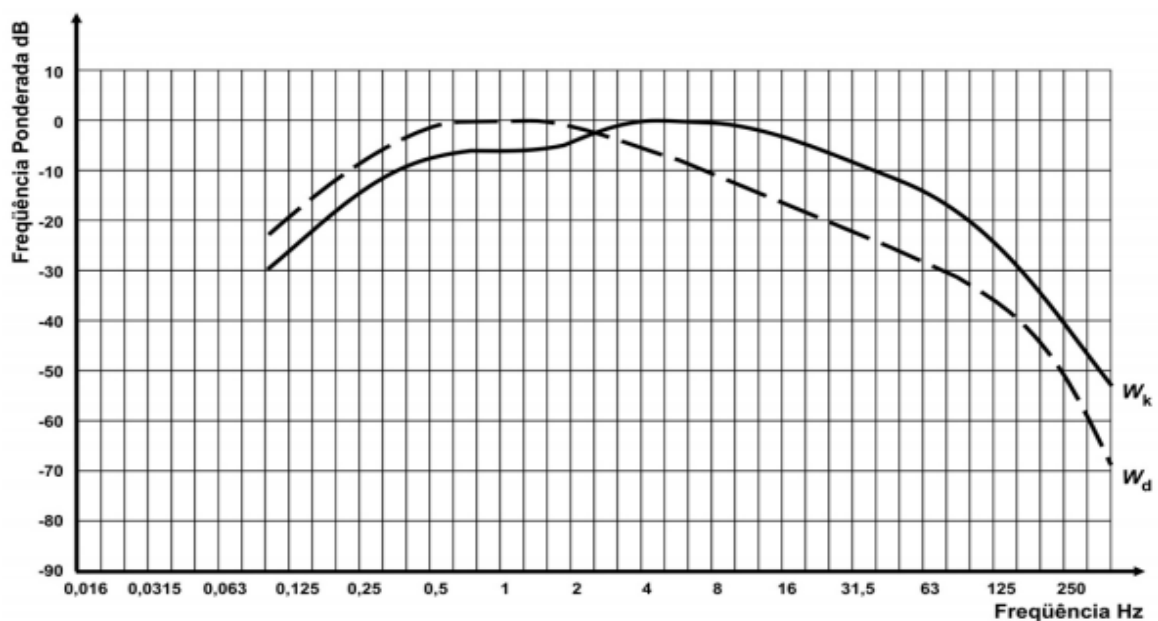


Figura 7 - Curvas de ponderação em função da frequência (ISO 2631/1, 1997)

A partir dos valores de aceleração obtidos, é possível calcular a aceleração combinada ponderada da vibração em coordenadas ortogonais através da equação (8):

$$a_v = \sqrt{k_x^2 a_{wx}^2 + k_y^2 a_{wy}^2 + k_z^2 a_{wz}^2} \quad (8)$$

Onde:

- $a_v$ : aceleração combinada ponderada;
- $a_{wx}$ : aceleração ponderada do eixo ortogonal x;
- $a_{wy}$ : aceleração ponderada do eixo ortogonal y;
- $a_{wz}$ : aceleração ponderada do eixo ortogonal z;
- $k_x, k_y, k_z$ : fatores multiplicadores ( $k_x = k_y = 1,4$  e  $k_z = 1,0$ )

De acordo com esta norma, assumindo que as respostas da vibração estão relacionadas à energia, dois diferentes tempos de exposição diária são equivalentes, baseado na equação (9).

$$a_{w1} t_1^{1/2} = a_{w2} t_2^{1/2} \quad (9)$$

Onde:

- $a_{w1}$ : aceleração ponderada, em *rms*, para a primeira exposição;
- $a_{w2}$ : aceleração ponderada, em *rms*, para a segunda exposição;
- $t_1$ : duração correspondente a primeira exposição;
- $t_2$ : duração correspondente a segunda exposição.

Outros estudos indicam uma dependência do tempo de acordo com a equação (10):

$$a_{w1} \cdot t_1^{1/4} = a_{w2} \cdot t_2^{1/4} \quad (10)$$



Segundo esta norma e observando a Figura 8, a zona de precaução, que indica potencial de risco à saúde, é delimitada por linhas tracejadas, que foram geradas a partir da equação (9). Acima da linha superior indica prováveis riscos à saúde e abaixo da linha inferior, os efeitos à saúde não foram claramente documentados e/ou objetivamente observados.

É destacado pela norma que a zona de precaução à saúde tanto para a equação (9) quanto para a equação (10) são a mesma no período de duração de 4h a 8h. Esse é o período onde é encontrada a maioria das observações dos efeitos da vibração à saúde.

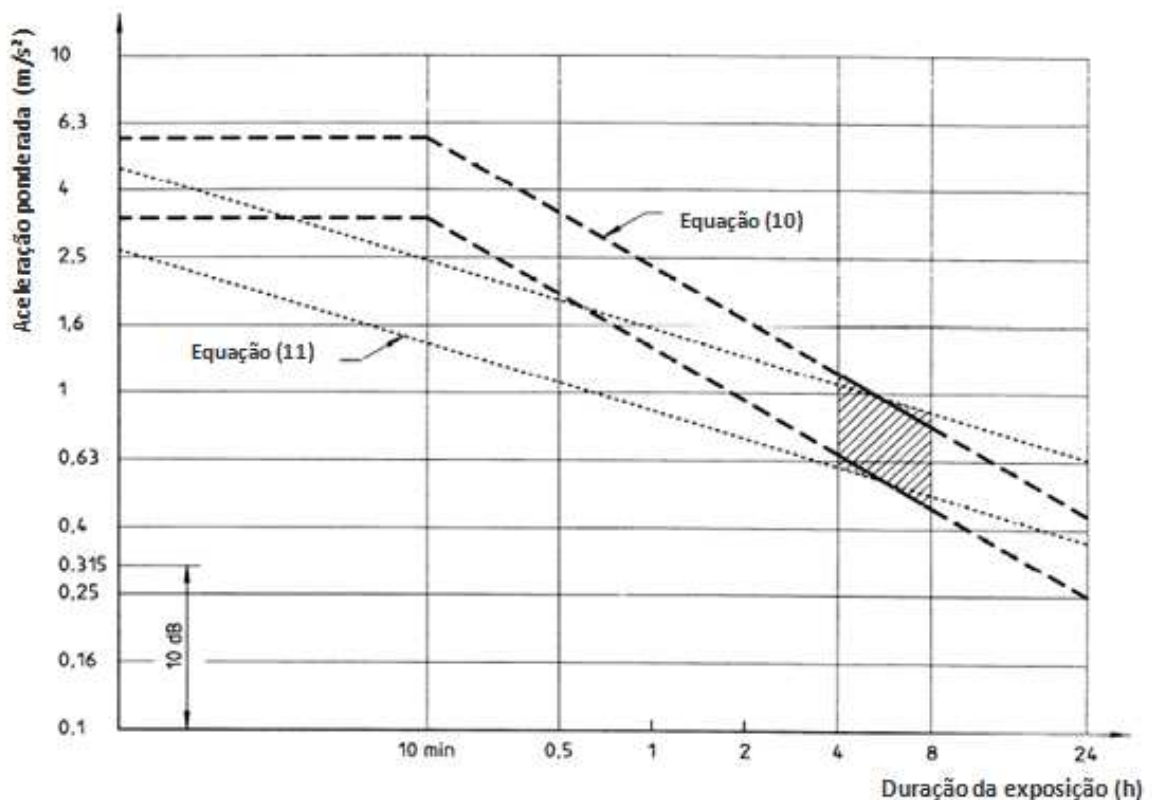


Figura 8 - Zonas de precaução à saúde (ISO 2631/1, 1997)

Em alguns casos, o método de se avaliar os valores de aceleração em *rms* pode subestimar os efeitos de vibração quando existem consideráveis valores de pico. Portanto, para casos que possuam valores de pico consideráveis, se recomenda que as acelerações sejam avaliadas em valores de dose de vibração (Vibration Dose Values), VDV, cujo cálculo é definido pela equação (11).

$$VDV = \left[ \int_0^T [a_w(t)]^4 dt \right]^{1/4} \quad (11)$$

Onde :

aw (t): aceleração ponderada (translacional ou rotacional) como função do tempo;

T: período de tempo em que a aceleração é medida.

## 2.5 CEB 209 (1991)

O CEB, em 1991, lançou o Boletim 209, que contém recomendações sobre a resposta humana às vibrações, devido ao carregamento dinâmico induzido por pessoas em diversos tipos de estrutura, como estádios, academias, passarelas e outras. A percepção humana com relação às vibrações é afetada por diversos parâmetros, entre eles, a direção da incidência da vibração em relação ao corpo humano, a atividade que está sendo realizada e a frequência de ocorrência da atividade. Na Tabela 7, pode-se perceber que para cada tipo de atividade humana é fornecida a faixa da frequência de excitação.

Tabela 7 - Faixas de frequência para os primeiros harmônicos associados a carregamentos humanos recomendados pelo CEB (CEB 209, 1991)

Atividade	Frequência da excitação (Hz)
Andar	1,6 a 2,4
Correr	2,0 a 3,5
Saltar	1,8 a 3,4
Dançar hard rock	1,5 a 3,0
Dançar light rock	1,5 a 3,0
Movimento lateral do corpo	0,6
Aplaudir e mover o corpo de pé	1,6 a 2,4

E na Tabela 8, são fornecidos os valores de aceleração máxima e velocidade máxima relacionados aos níveis de percepção humana. Esta tabela foi confeccionada a partir de valores coletados e comparados de diversos autores que pesquisaram sobre o assunto.

Tabela 8 - Faixas de percepção humana devido à vibração na vertical (CEB 209, 1991)

Descrição da vibração	Faixa de Frequência de 1-10 Hz Aceleração máxima (mm/s <sup>2</sup> )	Faixa de Frequência de 10-100 Hz Velocidade máxima (mm/s)
Apenas Perceptível	34	0,5
Claramente Perceptível	100	1,3
Desconfortável	550	6,8
Intolerável	1800	13,8

De acordo com o CEB 209 (1991) existe uma tolerância para os valores sugeridos acima de até duas vezes os valores indicados.

## 2.6 Guia do SCI/2009

A publicação P354 concebida pelo The Steel Construction Institute (SCI) fornece um novo guia de orientação que permitir a determinação da resposta de vibração de pisos com maior precisão. Este guia preconiza que a aceleração deve ser avaliada em termos de aceleração *rms*, ao invés de aceleração máxima, pois fornece uma melhor indicação de como a vibração varia ao longo do tempo. Além disso, da mesma maneira que as normas ISO 10137 (2007) e BS 6472-1 (2008), o guia preconiza que a percepção humana em relação à vibração depende da direção de incidência da vibração para o corpo humano, além da frequência da vibração, pois a sensibilidade do corpo humano se altera de acordo com esses parâmetros. Para o cálculo do valor limite da aceleração são utilizados coeficientes de ponderação, esses coeficientes são fornecidos pelas normas BS 6841 (1987) e ISO 2631-1 (1997). Essas curvas dependem da direção de vibração e da atividade

praticada, as três mais comuns são apresentadas graficamente nas Figuras 9 e 10, e são versões simplificadas das curvas da norma BS 6841 (1987).

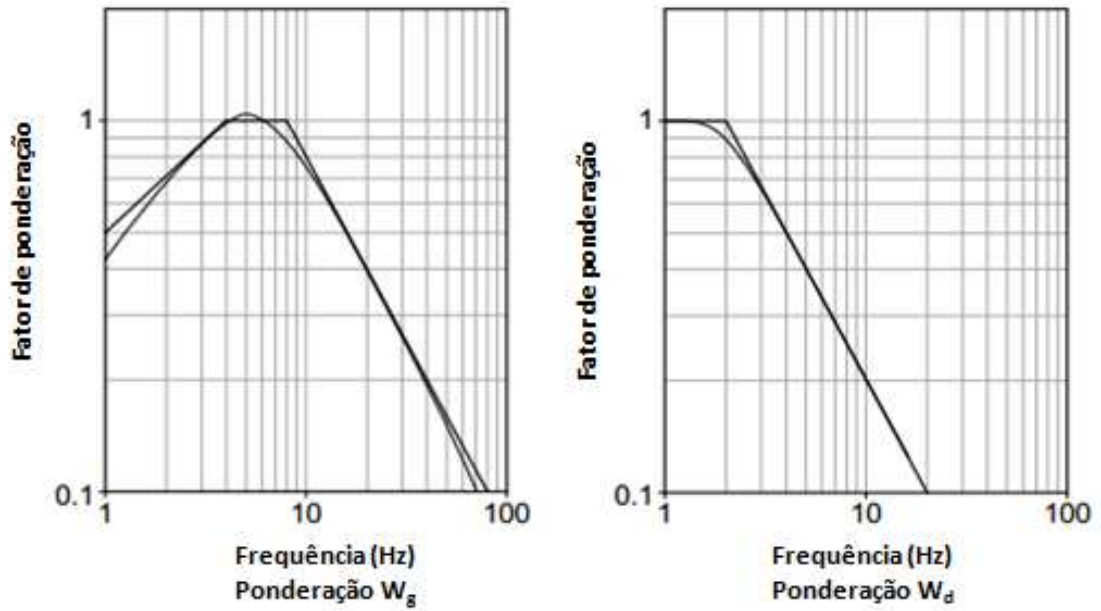


Figura 9 - Curvas de ponderação  $W_g$  e  $W_d$  (SCI, 2009)

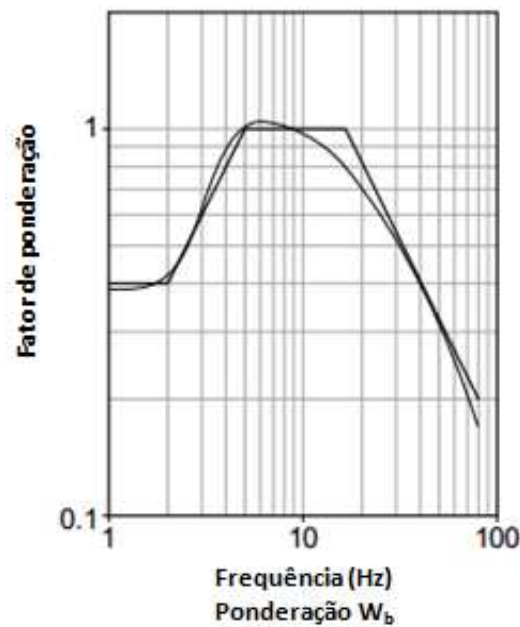


Figura 10 - Curva de ponderação  $W_b$  (SCI, 2009)

O guia SCI recomenda que para a avaliação das vibrações, no caso de vibrações intermitentes, devem ser utilizados valores de dose de vibração (VDV), conforme as normas BS 6472 (1992) e ISO 10137 (2007), que descrevem os níveis de percepção, ocasionados por vibrações de curta duração. A equação (12) mostra o cálculo da aceleração em VDV:

$$VDV = \left[ \int_0^T [a_w(t)]^4 dt \right]^{1/4} \quad (12)$$

Onde:

VDV: aceleração em valores de dose de vibração;

$a_w(t)$ : aceleração ponderada (translacional ou rotacional) como função do tempo;

t: período de tempo em que a aceleração é medida.

De acordo com o guia, ainda não existe um consenso a respeito de valores limites, com relação ao critério de conforto humano quando pisos são submetidos a atividades rítmicas. Porém, o guia recomenda que sejam considerados os valores limites de aceleração de pico fornecidos pelo guia prático do AISC (2003). Os valores da Tabela 9 foram obtidos a partir de testes onde níveis menos extremos de som e luz foram impostos sobre a multidão.

Tabela 9 - Reação a vários níveis de aceleração em arquibancadas em termos da aceleração da gravidade -  $g = 9,81 \text{ m / s}^2$  (SCI, 2009)

Aceleração <i>rms</i> % g	Resposta equivalente fator, R	Reação
< 3,5	< 69,4	Limite aceitável
< 12,7	< 249,7	Perturbador
< 24,7	< 342,7	Inaceitável
> 24,7	> 342,7	Provável condição de pânico

## 2.7 Valores limites de aceleração propostos por Bachmann e Ammann (1987)

Bachmann e Ammann (1987) sugerem níveis aceitáveis de aceleração para estruturas com diferentes tipos de ocupação, baseados em experiência própria e também nos critérios citados na literatura, de acordo com a Tabela 10.

Tabela 10 - Níveis aceitáveis de vibração para diferentes tipos de ambientes

Estrutura	Níveis aceitáveis
Estruturas para pedestres	$a \leq 5-10 \% g$
Estruturas para escritórios	$a \leq 2\% g$
Academia (salas de esportes)	$a \leq 5-10\% g$
Salas para concertos e danças	$a \leq 5-10 \%g$
Pisos de fábricas	$v \leq 5-10 \text{ mm/s}$

### 3 MODELAGEM DO CARREGAMENTO DINÂMICO

#### 3.1 Introdução

Sabe-se que ao projetar um sistema estrutural no qual suas frequências naturais, especialmente a frequência fundamental, estejam próximas das frequências das excitações dinâmicas mais comuns, tais como aquelas referentes às atividades humanas do caminhar, pular, saltar e dançar, certamente o sistema irá apresentar problemas referentes a vibrações excessivas. As cargas dinâmicas podem produzir elevados níveis de vibração, os quais podem tanto comprometer a segurança estrutural como causar alteração na sensação de conforto dos ocupantes dessas edificações.

De modo geral é bastante complexo modelar as cargas dinâmicas induzidas por seres humanos, quando estes executam uma determinada atividade, pois as peculiaridades dos carregamentos gerados envolvem aspectos individuais que são bastante distintos.

Os carregamentos dinâmicos são carregamentos em que a magnitude, direção e posição podem variar ao longo do tempo. Consequentemente, as respostas da estrutura, em termos de deslocamento, velocidade e aceleração também irão variar ao longo do tempo.

Devido a este fato de tanto o carregamento quanto a resposta da estrutura variarem no tempo é evidente que o problema dinâmico não tem uma única solução, ao contrário do problema estático. Por esse motivo são de interesse na análise de resultados, observar os valores do deslocamento, velocidade ou aceleração no domínio do tempo.

Para análise dos efeitos causados por cargas dinâmicas, primeiramente deve-se conhecer e descrever corretamente as cargas que irão atuar no sistema estrutural. Se tratando de atividades humanas, podemos tratar esses carregamentos como periódicos, ou seja, a variação da carga é repetida durante vários ciclos sucessivos.

Alves (1997) mostra que as cargas geradas por atividades humanas podem ser classificadas em duas categorias. A primeira categoria se refere àquelas atividades sem a perda de contato com a estrutura, como por exemplo, a caminhada e a dança de salão. A outra categoria se refere àquelas atividades em que existe a

perda de contato com a estrutura, como exemplo pode-se citar a ginástica aeróbica e a corrida.

Neste trabalho estuda-se a resposta dinâmica das arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília quando submetido a ações dinâmicas de torcida, estudando assim a atividade onde existe perda de contato com a estrutura. Os dois modelos de carregamento utilizados no presente trabalho foram elaborados por Faisca (2003) e Ellis e Ji (2004), sendo que ambos foram desenvolvidos baseados em testes experimentais. Estes dois modelos matemáticos são largamente utilizados para a modelagem de carregamentos dinâmicos humanos rítmicos, no que diz respeito a análise de conforto humano dos sistemas estruturais. Cabe ressaltar que os dados experimentais fornecidos em ambos os modelos de carregamento respaldam todas as análises desenvolvidas ao longo deste trabalho. Na sequência deste capítulo, estes modelos de carregamento são descritos detalhadamente e posteriormente é realizada uma comparação entre os resultados obtidos nos dois modelos.

### 3.2 Caracterização das ações dinâmicas

Descrever um carregamento produzido por pessoas em movimento envolve características próprias de cada indivíduo como a idade, o peso, a habilidade física, o tipo de calçado e a forma como cada indivíduo realiza a atividade.

As atividades realizadas por plateias em shows e torcidas envolvem a perda de contato com a estrutura, assim durante um determinado período o indivíduo está em contato com a estrutura e por alguns instantes o indivíduo se mantém no ar. Essas atividades são caracterizadas pela execução de saltos e principalmente pelo grau de sincronismo em que atuam os participantes.

A ação de saltar consiste na projeção da massa do corpo para cima e para frente, assim fazendo com que percorra certo período de tempo suspenso no espaço. Existem dois tipos de saltos: o salto vertical, onde o corpo é animado de uma velocidade dirigida apenas para cima, e o salto oblíquo, onde se tem uma velocidade vertical dirigida para cima, outra horizontal dirigida para frente. Os saltos podem ocorrer seguidos de movimentos horizontais, e podem ser executados, estando o indivíduo inicialmente parado ou em movimento. O salto é dividido em quatro fases de execução, que podem ser observadas na Figura 11.



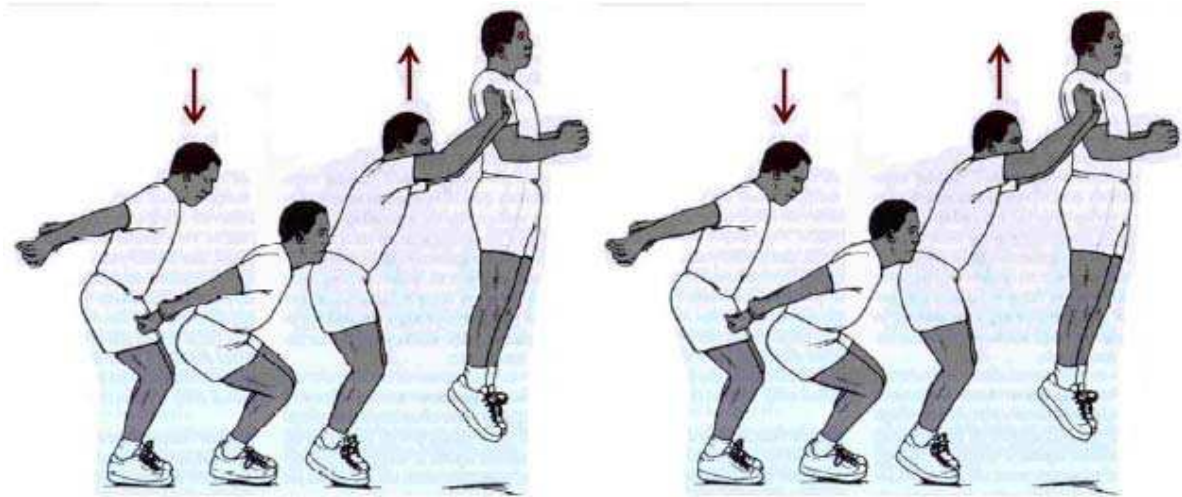


Figura 11 - Movimentos de um indivíduo durante um salto (FAISCA, 2003)

A primeira fase é a fase de preparação, onde o indivíduo se encontra na posição inicial, em contato com o solo. A segunda fase é a impulsão, onde o indivíduo primeiramente flexiona os joelhos, além de se elevar os membros superiores, para se projetar para frente e para cima e após ocorre a extensão dos membros inferiores elevando assim os centros de gravidade do corpo. A terceira fase é a fase de suspensão, onde o corpo perde o contato com o solo e segue uma trajetória no espaço. E por último tem a quarta fase, que é a fase da aterrissagem, quando o corpo volta a ter contato com o solo, com isso primeiramente ocorre novamente uma flexão dos joelhos para depois retornar à posição inicial para se iniciar um novo salto.

Através da Figura 12, que mostra a força aplicada em uma estrutura durante a execução de um salto, percebe-se que quando o indivíduo está no ar, a força aplicada sobre a estrutura vale zero. Na medida em que o indivíduo aterrissa, a força cresce até atingir seu pico e a partir desse instante o indivíduo começa a impulsionar para a realização do próximo salto.

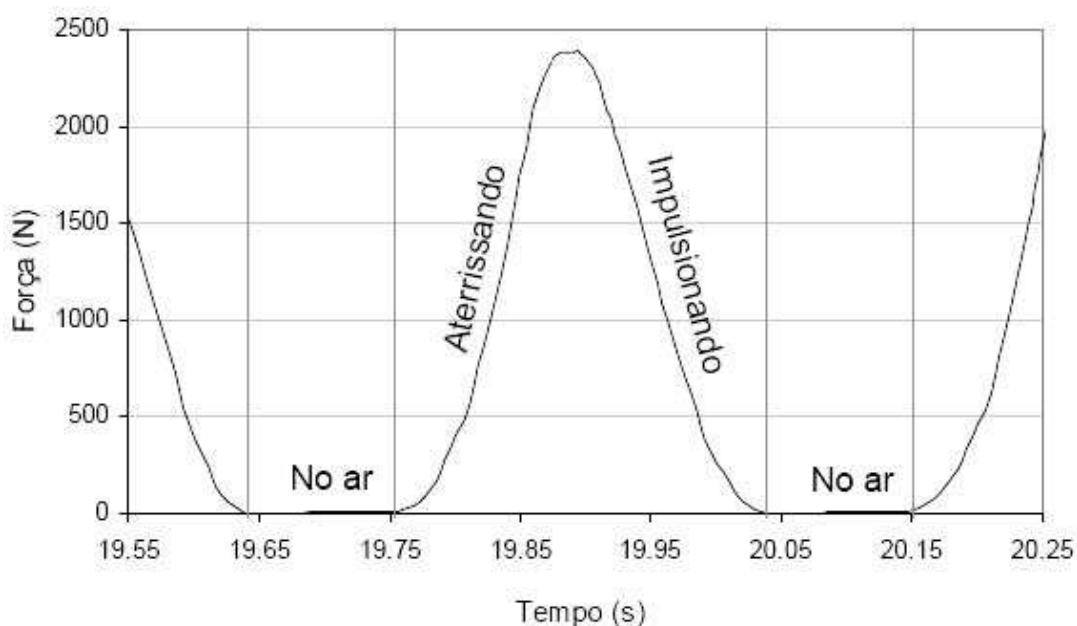


Figura 12 - Força aplicada numa estrutura durante um salto (FAISCA, 2003)

Bachmann et al. (1987), Ji e Ellis (1994), Murray et al. (1997) representaram matematicamente o carregamento dinâmico que caracteriza a atividade humana rítmica através de uma série de Fourier, considerando uma parte estática, devido ao peso individual e outra parte devido à carga dinâmica, variando no tempo. Para isso, a função semisseno é utilizada comumente por estes autores para a representação matemática da atividade rítmica.

### 3.3 Modelo de carregamento proposto por Faisca (2003) - Modelo de carregamento I (MC-I)

Este modelo foi desenvolvido com base na realização de uma série extensa de testes experimentais. Os resultados destes testes permitiram concluir que a função matemática que melhor se adapta as ações dinâmicas oriundas de atividades humanas de saltos à vontade e ginástica aeróbica é a chamada Função Hanning (Faisca, 2003). Desta forma, este modelo de carregamento foi desenvolvido para simular as excitações dinâmicas humanas rítmicas (saltos à vontade, ginástica aeróbica e show/torcida) e a Função Hanning é empregada para descrever matematicamente este tipo de carregamento. A representação matemática deste tipo de carregamento dinâmico, que é realizada por meio da Função Hanning, é expressa pela equação (13).

$$\begin{aligned}
 F(t) &= CD \left\{ K_p P \left[ 0,5 - 0,5 \cos \left( \frac{2\pi}{T_c} t \right) \right] \right\} && \text{Para } t \leq T_c \\
 F(t) &= 0 && \text{Para } T_c \leq t \leq T
 \end{aligned}
 \tag{13}$$

Onde:

- $F(t)$ : representação matemática do carregamento no tempo em (N);  
 $CD$ : coeficiente de defasagem;  
 $K_p$ : coeficiente de impacto;  
 $P$ : peso da pessoa em (N);  
 $T$ : período da atividade em (s);  
 $T_c$ : período de contato da atividade em (s);  
 $t$ : tempo em (s).

A Figura 13 facilita o entendimento da função matemática utilizada, pois ilustra os dois intervalos de tempo significativos da referida função. Ressalta-se que a força dinâmica normalizada (FDN) é representada na ordenada da referida figura.

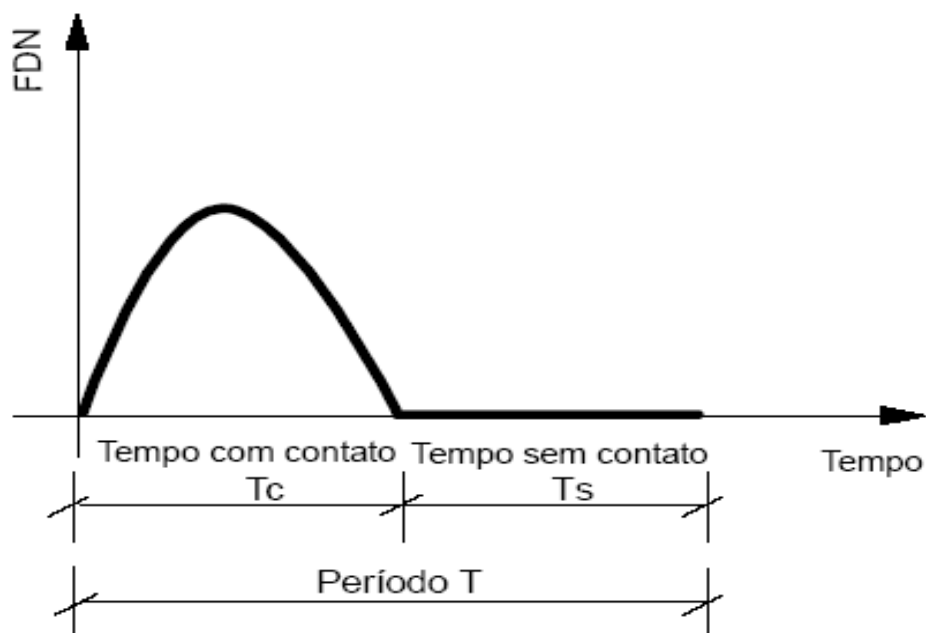


Figura 13 - Representação genérica da função de carregamento dinâmico

Destaca-se que o coeficiente de impacto ( $K_p$ ), é um coeficiente de majoração da carga, que considera o impacto do salto sobre a estrutura. Enquanto que o parâmetro CD é um coeficiente de ponderação das ações dinâmicas definidas em função da atividade realizada e do número de pessoas que atuam sobre a estrutura. Este coeficiente leva em conta os efeitos de multidão, ou seja, o grau de sincronismo entre as pessoas que atuam sobre a estrutura. Deste modo, a definição deste parâmetro considera possíveis defasagens e variações de ritmo que levariam a redução da intensidade do carregamento.

A Figura 14 representa o gráfico do parâmetro CD (coeficiente de defasagem) para três atividades estudadas por Faisca (2003) extrapoladas para um grande número de pessoas. Isso permite que as cargas possam ser usadas para representar multidões. Percebe-se através dessa figura, que o coeficiente de defasagem não varia muito para a atividade aeróbica como varia para a atividade de saltos à vontade e para a atividade de show/torcida, na medida em que o número de pessoas é aumentado. Isso ocorre porque há um maior sincronismo na atividade aeróbica, cujo CD fica entre os valores de 0,9 a 1,0. Na atividade de saltos à vontade os valores de CD estão aproximadamente entre 0,56 e 1,0. Enquanto que na atividade de show/torcida, os valores de CD se encontram entre 0,70 e 1,0.

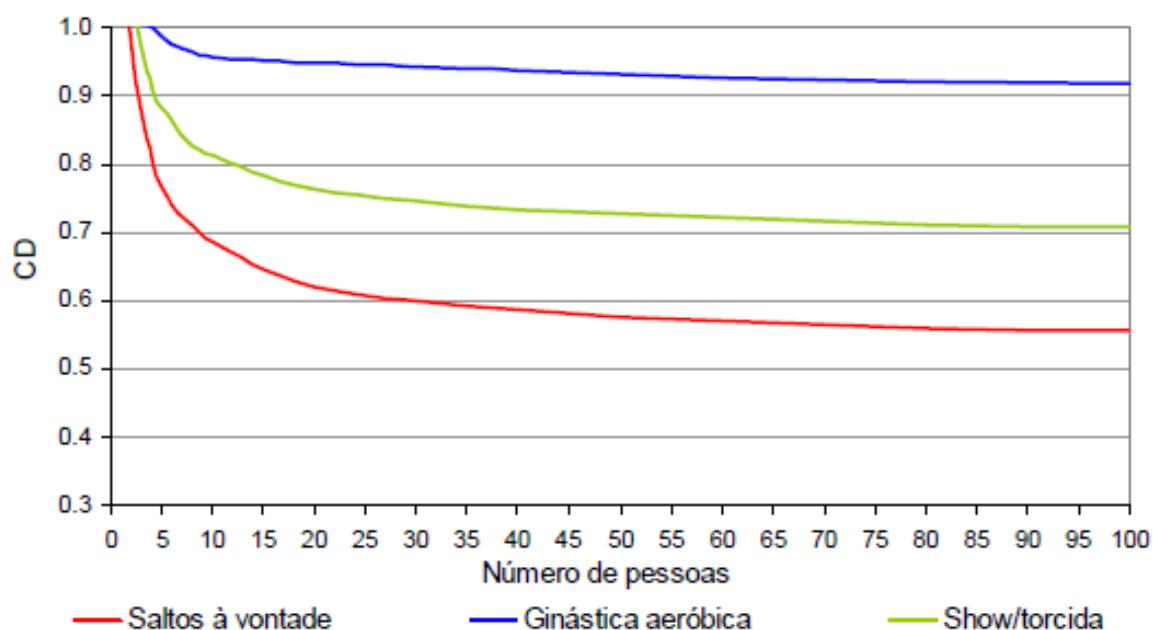


Figura 14 - Coeficientes de defasagem para as atividades (FAISCA, 2003)

Na Tabela 11 são apresentados os valores dos demais parâmetros obtidos experimentalmente por Faisca (2003) para representar a atividade de salto à vontade, ginástica aeróbica e torcida.

Tabela 11 - Parâmetros utilizados na função de carregamento (FAISCA, 2003)

Atividades	T (s)	T <sub>c</sub> (s)	K <sub>p</sub>
Saltos à vontade	0,44 ± 0,15	0,32 ± 0,09	3,17 ± 0,58
Ginástica aeróbica	0,44 ± 0,09	0,34 ± 0,09	2,78 ± 0,60
Show/Torcida	0,37 ± 0,03	0,33 ± 0,09	2,41 ± 0,51

Para ilustrar a modelagem do carregamento aeróbico utilizado neste trabalho, a Figura 15 apresenta um exemplo do sinal da força ao longo do tempo correspondente à atividade de torcida, enquanto que a Figura 16 apresenta a transformada de Fourier. Para tal foram utilizados os seguintes parâmetros: T<sub>c</sub>=0,32s, T=0,40s, K<sub>p</sub>=2,41 e CD=0,72. O peso (P) de cada indivíduo é considerado como sendo igual a 800N (Bachmann et al., 1995).

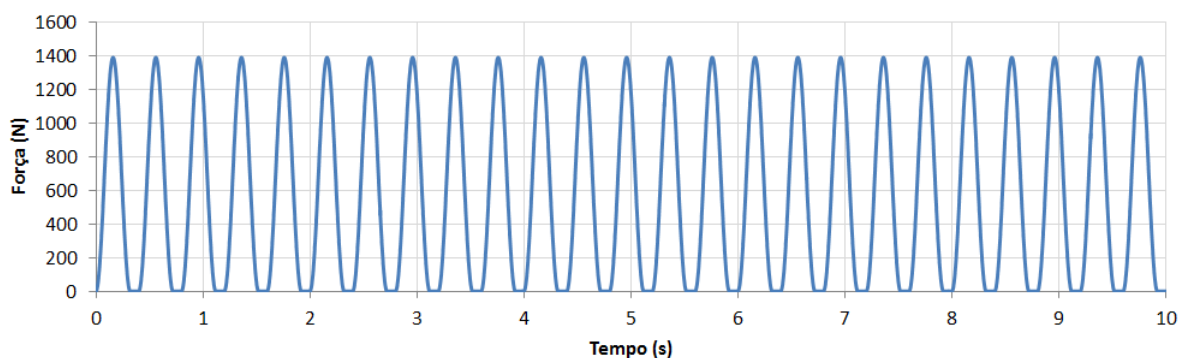


Figura 15 - Sinal de força no tempo para atividade de torcida (T=0,40s, T<sub>c</sub>=0,32s, K<sub>p</sub>=2,41 e CD=0,72)

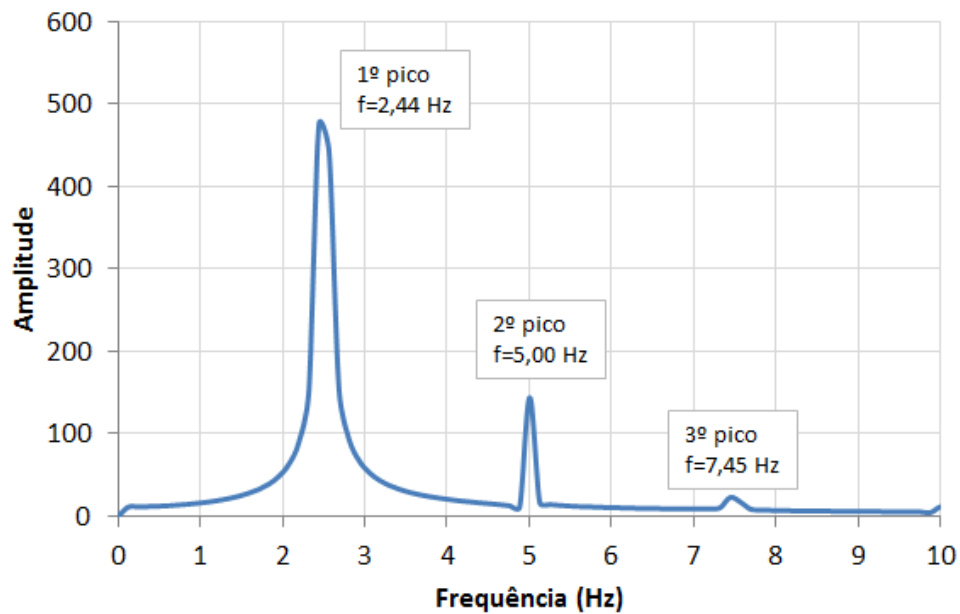


Figura 16 - Transformada de Fourier para atividade de torcida ( $T=0,40s$ ,  $T_c=0,32s$ ,  $K_p=2,41$  e  $CD=0,72$ )

### 3.4 Modelo de carregamento proposto por Ellis e Ji (2004) - Modelo de carregamento II (MC-II)

Este modelo de carregamento foi desenvolvido levando em consideração a carga de multidão existente em estruturas durante a prática de atividades humanas rítmicas. Segundo Ellis e Ji (2004), para a definição dessa carga de multidão, alguns fatores devem ser levados em consideração, entre eles, a densidade da multidão, a área ocupada pela multidão, a faixa de frequência da atividade rítmica praticada, o efeito dinâmico da multidão e a interação homem-estrutura.

O guia técnico intitulado “Design of Floors for Vibration: A New Approach” (SCI, 2009), que foi publicado pelo SCI (The Steel Construction Institute), apresenta este modelo de carregamento proposto por Ellis e Ji (2004).

Para a determinação da função matemática representativa do carregamento produzido por atividades humanas rítmicas foram elaborados testes experimentais com diferentes grupos compostos por até sessenta e quatro pessoas. Os valores dos coeficientes de Fourier também foram determinados experimentalmente. A representação matemática do carregamento está expressa na equação (14).

$$F(t)=G \left\{ 1 + \sum_{n=1}^{\infty} r_{n,v} \sin(2n\pi f_p t + \phi_n) \right\} \quad (14)$$

Onde:

- F: representação matemática do carregamento no tempo em (N);  
 G: peso de uma pessoa (N);  
 $r_{n,v}$ : coeficiente de Fourier induzida por v pessoas;  
 n: número de termos de Fourier;  
 v: número de pessoas;  
 $\phi_n$ : diferença de fase;  
 $f_p$ : frequência do carregamento;  
 t: tempo (s).

Na Tabela 12 são apresentados os valores dos parâmetros (coeficiente de Fourier e diferença de fase) que variam de acordo com o valor do  $\alpha$ , que representa a relação entre o período de contato e o período do carregamento, que depende do tipo de atividade praticada.

Tabela 12 - Parâmetros utilizados na função de carregamento (ELLIS E JI, 2004)

$\alpha$	Tipo de atividade	Parâmetros	N					
			1	2	3	4	5	6
2/3	Baixo impacto	$r_n$	9/7	9/55	2/15	9/247	9/391	2/63
		$\phi_n$	$-\pi/6$	$-5\pi/6$	$-\pi/2$	$-\pi/6$	$-5\pi/6$	$-\pi/2$
1/2	Alto impacto	$r_n$	$\pi/2$	2/3	0	2/15	0	2/35
		$\phi_n$	0	$-\pi/2$	0	$-\pi/2$	0	$-\pi/2$
1/3	Saltos normais	$r_n$	9/5	9/7	2/3	9/55	9/91	2/15
		$\phi_n$	$\pi/6$	$-\pi/6$	$\pi/2$	$-5\pi/6$	$-\pi/6$	$-\pi/2$

Para este modelo é necessário considerar a distribuição espacial das pessoas. Existe uma variação nos valores dos coeficientes de Fourier, em função dos diferentes estilos de salto e coordenação das pessoas. Apenas os três primeiros coeficientes de Fourier foram determinados, sendo que estes coeficientes dependem do número de pessoas ( $v$ ) que pratica a atividade humana rítmica. As equações (15), (16) e (17) expressam o cálculo destes coeficientes.

$$r_{1,v} = 1,61.v^{-0,082} \quad (15)$$

$$r_{2,v} = 0,94.v^{-0,24} \quad (16)$$

$$r_{3,v} = 0,44.v^{-0,31} \quad (17)$$

À medida que se aumenta o número de pessoas praticando a atividade humana rítmica, os valores dos coeficientes de Fourier são reduzidos, porém continuam sendo reconhecidos como valores que geram carregamentos significativos.

Os testes experimentais foram realizados com grupos de até 64 pessoas, devido a preocupação com a segurança relacionada aos pisos utilizados nos ensaios, porém o desenvolvimento do modelo de carregamento permite avaliações para grupos maiores. Para grupos de até 8.192 pessoas foram utilizados valores combinados de todas as variações e foram selecionados grupos com tamanhos que podiam ser potências de 2.

Conforme dito anteriormente, os valores dos coeficientes de Fourier são reduzidos, à medida que o número de pessoas praticando a atividade rítmica aumenta. Essa afirmação se torna mais clara quando são analisados os valores para grupos de até 8.192 pessoas. Pode ser visto também, que a partir de um determinado número de pessoas, os coeficientes de Fourier não reduzem mais com o aumento da quantidade de pessoas, e sim passa a atingir um valor constante, que pode ser analisado na Figura 17.



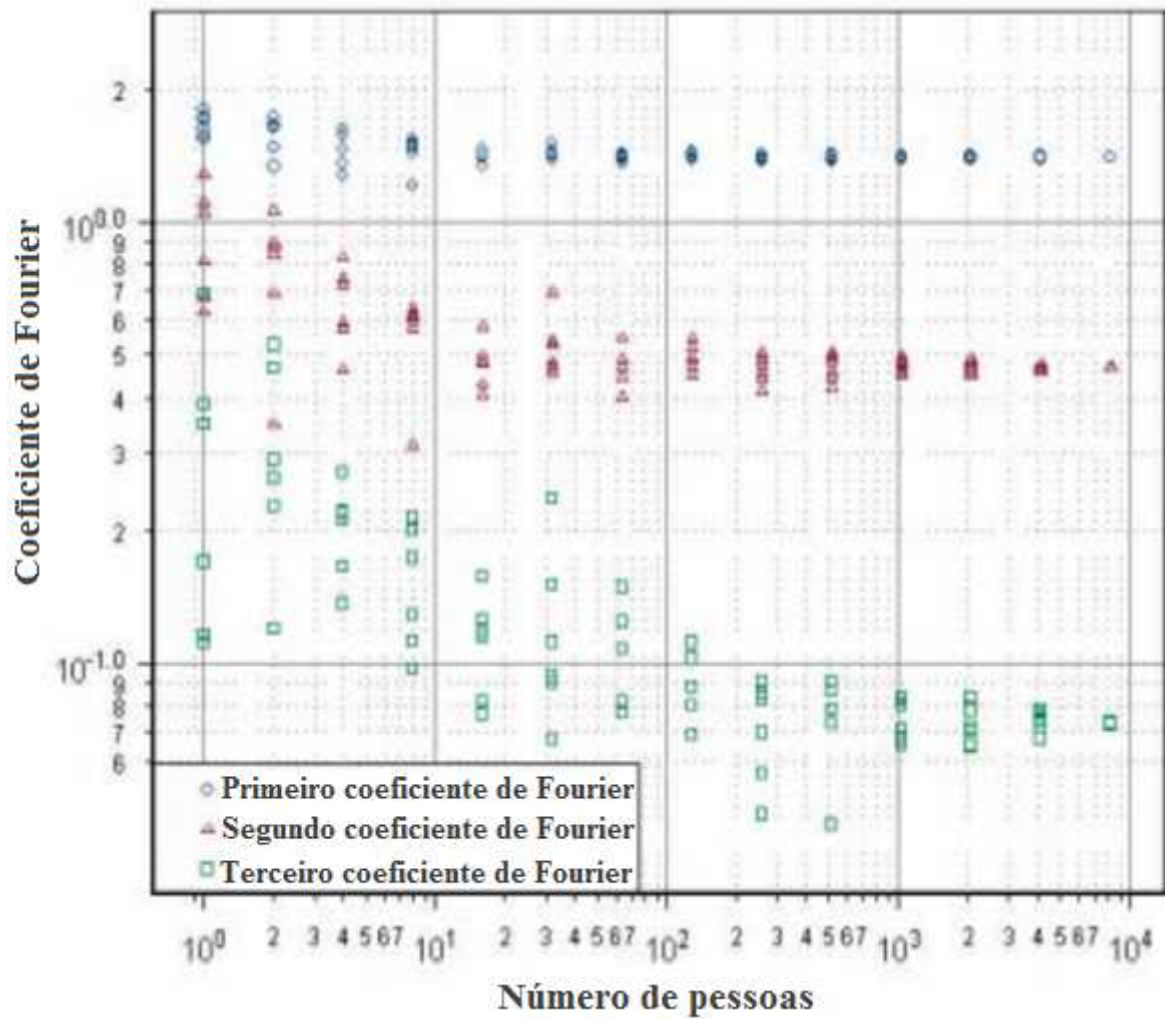


Figura 17 - Valores dos coeficientes de Fourier para grupos de até 8.192 pessoas (ELLIS E JI, 2004)

É importante perceber que para o cálculo do carregamento para grande número de pessoas, outros fatores que não estavam incluídos, podem se tornar importantes. Um exemplo descrito por Ellis e Ji (2004) é que para um grande grupo pode haver um atraso de tempo entre as pessoas que estão mais próximas dos altofalantes em um musical e as pessoas que estão mais longe e isso tem sido observado em arquibancadas.

É possível quantificar os efeitos da alteração do desvio padrão para a variação de fase. Para ilustração, Ellis e Ji (2004) repetiram os cálculos para grupos de até 8.192 pessoas, com três valores diferentes da variação de fase ( $0,18\pi$ ,  $0,12\pi$  e  $0$ ). Na Tabela 13 são apresentados estes resultados.

Tabela 13 - Valores dos coeficientes de Fourier para grupos de até 8.192 pessoas (ELLIS E JI, 2004)

Diferença de fase	Coeficientes de Fourier					
	1	2	3	4	5	6
$0,18\pi$	1,40	0,469	0,072	0,0070	0,0024	0,0018
$0,12\pi$	1,52	0,655	0,157	0,0281	0,0073	0,0019
0	1,62	0,852	0,283	0,0831	0,0434	0,0245

A Figura 18 apresenta um exemplo do sinal da força ao longo do tempo correspondente à atividade humana rítmica, enquanto que a Figura 19 apresenta a transformada de Fourier, com frequência de 2,5 Hz, para 64 pessoas.

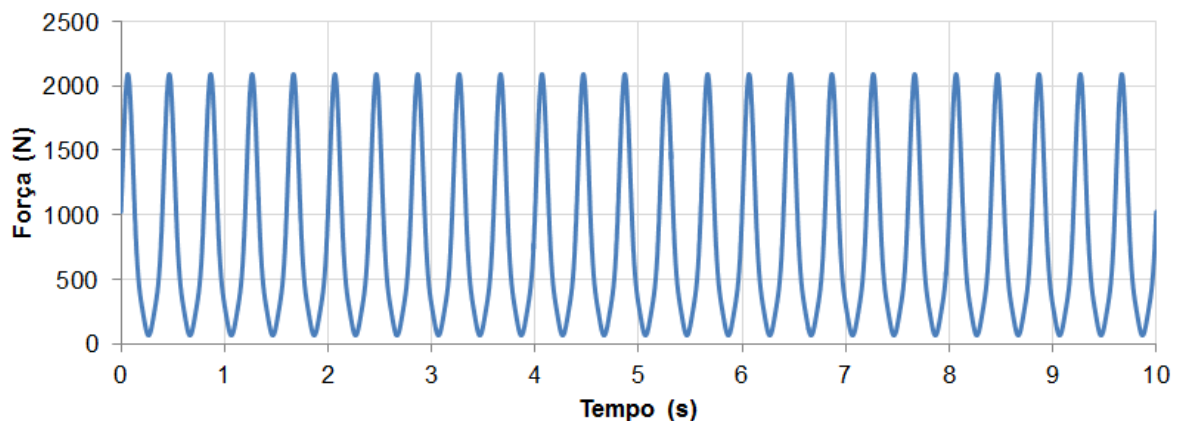


Figura 18 - Sinal de força no tempo para atividade humana rítmica ( $v = 64$ ,  $r_{1,v} = 1,14$ ,  $r_{2,v} = 0,35$ ,  $r_{3,v} = 0,12$ )

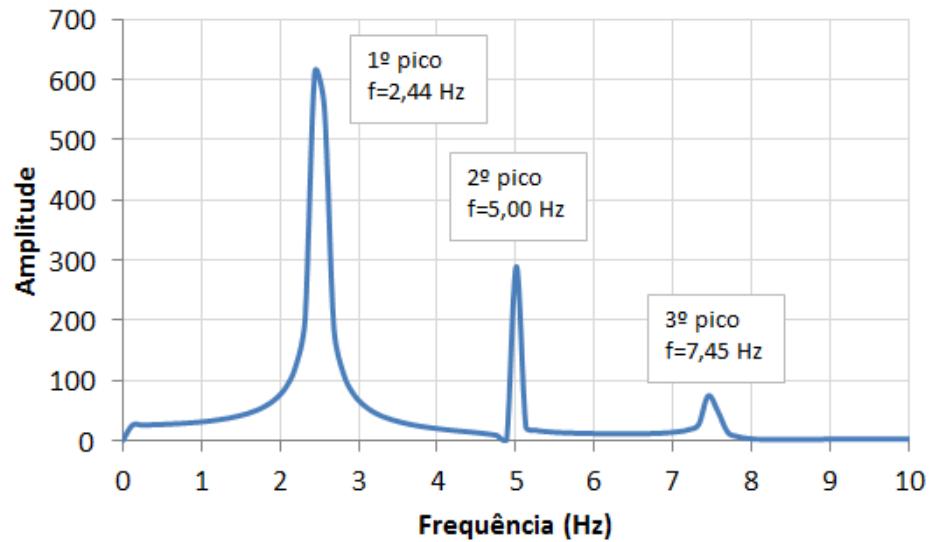


Figura 19 - Transformada de Fourier para atividade humana rítmica ( $v = 64$ ,  $r_{1,v} = 1,14$ ,  $r_{2,v} = 0,35$ ,  $r_{3,v} = 0,12$ )

### 3.5 Comparação entre os modelos de carregamento

Para comparação entre os dois modelos de carregamento apresentados neste capítulo [Faisca (2003) e Ellis e Ji (2004)], serão mostrados nas Figuras 20 a 22, gráficos da força no domínio da frequência (Transformada de Fourier). A Figura 20 apresenta a transformada de Fourier para um carregamento de uma pessoa, que é um carregamento para ser analisado do ponto de vista acadêmico. Já a Figura 21 ilustra a transformada de Fourier para um carregamento de 32 pessoas, que foi o número de pessoas utilizado por Faisca (2003) em seus ensaios. E a Figura 22 mostra a transformada de Fourier para um carregamento de 64 pessoas, que representa o maior número de pessoas utilizado por Ellis e Ji (2004) em seus ensaios. Essa comparação tem como objetivo levar a um melhor entendimento dos diferentes comportamentos dos dois modelos de carregamento estudados.

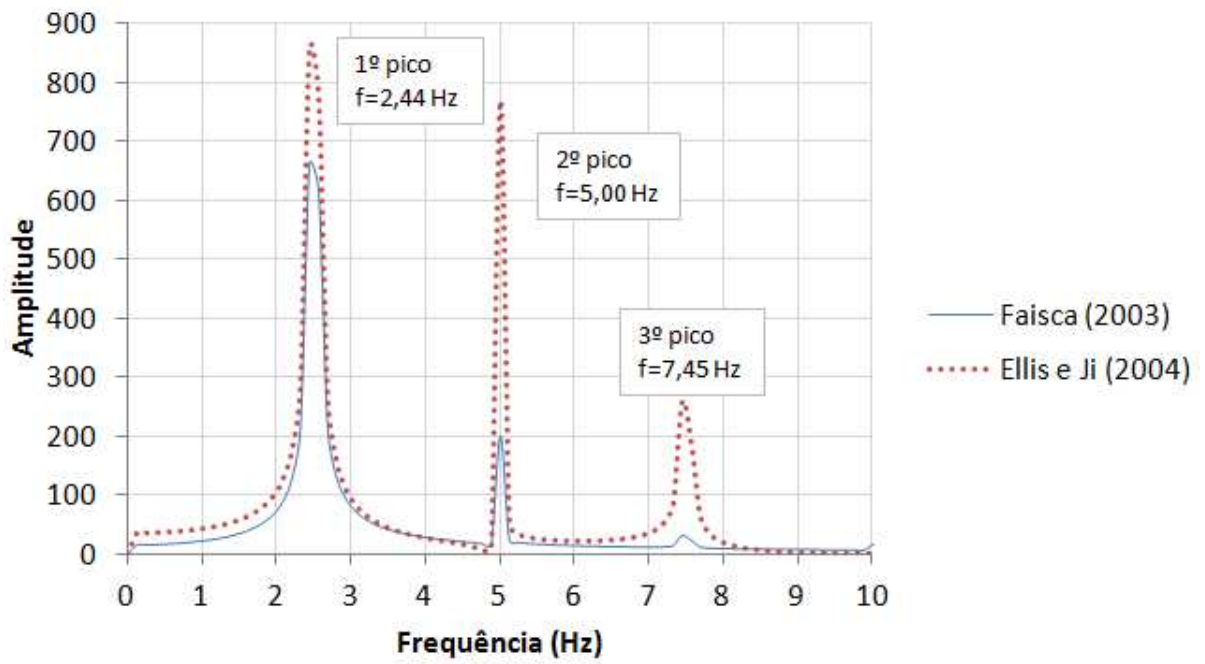


Figura 20 - Transformadas de Fourier para carregamento de 1 pessoa

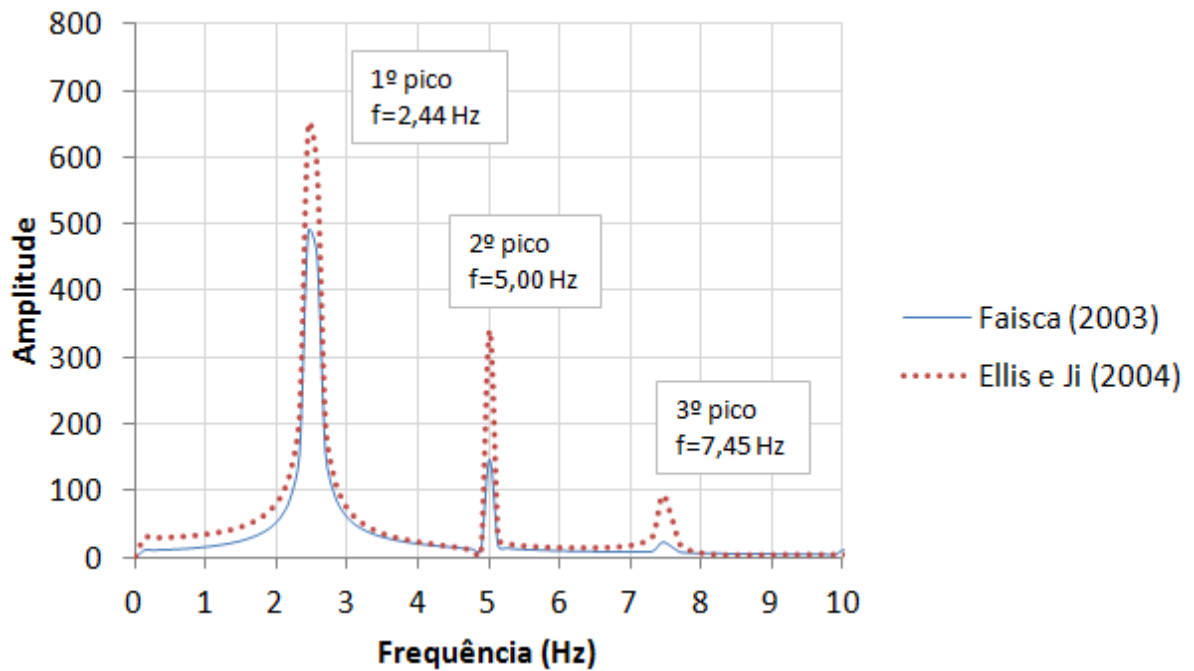


Figura 21 - Transformadas de Fourier para carregamento de 32 pessoas

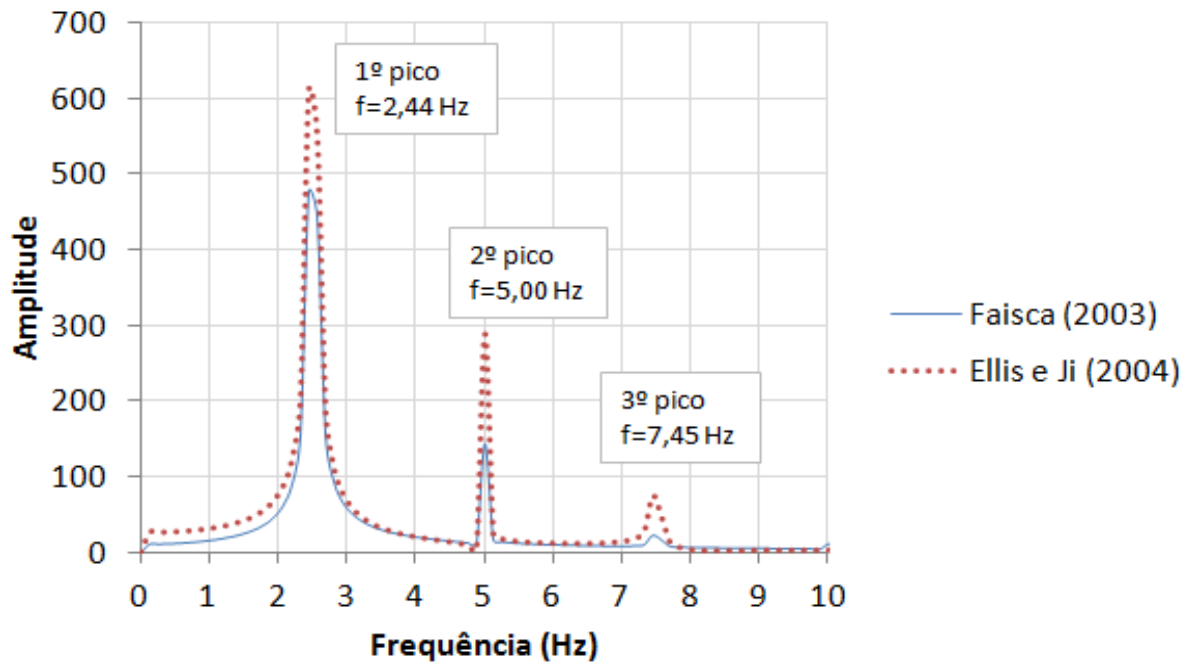
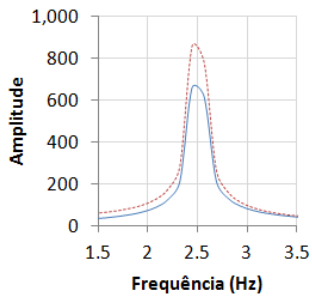
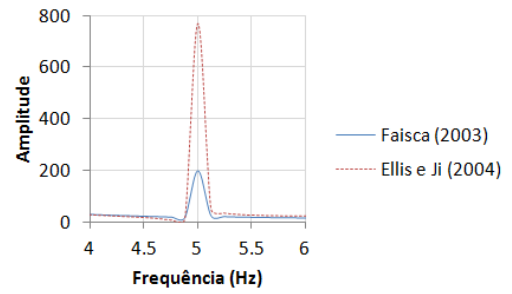


Figura 22 - Transformadas de Fourier para carregamento de 64 pessoas

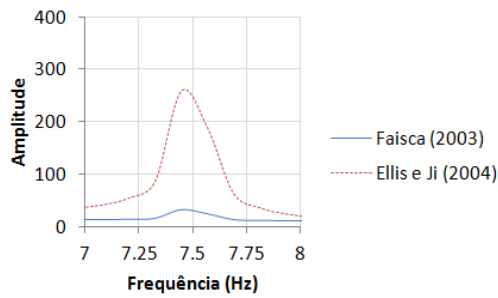
Conforme pode ser visto nas Figuras 20 a 22, o modelo de carregamento de Ellis e Ji (2004) fornece amplitudes maiores quando comparado com o modelo de carregamento de Faisca (2003), nos três casos de carregamento apresentados. Esta ocorrência pode ser explicada devido ao fato de que os parâmetros utilizados por Ellis e Ji (2004) possuem amplitudes maiores, ou seja, a transferência de energia na resposta dinâmica é superior àquela apresentada no modelo de carregamento de Faisca (2003). As Figuras 23 a 25 apresentam os picos de maneira mais aproximada para uma melhor visualização.



a) Aproximação do primeiro pico

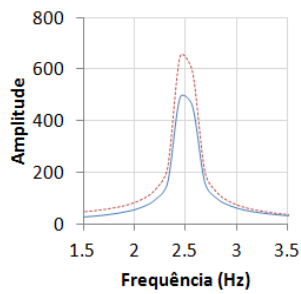


b) Aproximação do segundo pico

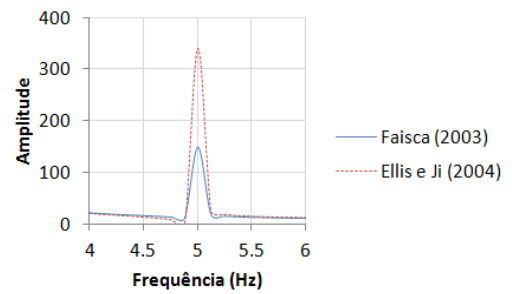


c) Aproximação do terceiro pico

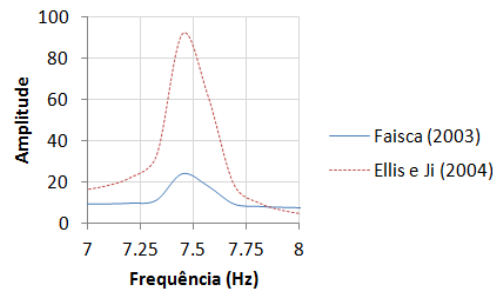
Figura 23 - Aproximação da comparação das Transformadas de Fourier para carregamento de 1 pessoa



a) Aproximação do primeiro pico



b) Aproximação do segundo pico



c) Aproximação do terceiro pico

Figura 24 - Aproximação da comparação das Transformadas de Fourier para carregamento de 32 pessoas

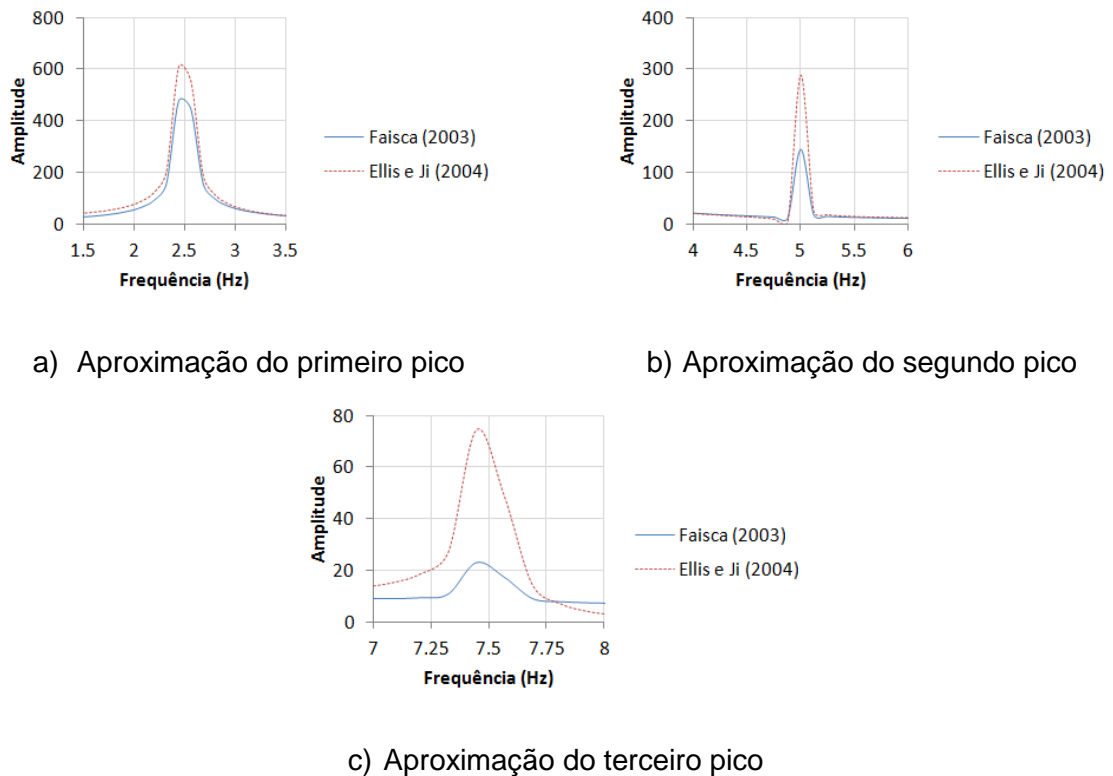


Figura 25 - Aproximação da comparação das Transformadas de Fourier para carregamento de 64 pessoas

### 3.6 Coeficiente de impacto

O coeficiente de impacto ( $K_p$ ) é um coeficiente de majoração da carga, que considera o impacto do salto sobre a estrutura. Alguns autores propõem formulações para o coeficiente de impacto.

Sim (2006) propõe uma equação para calcular o coeficiente de impacto em função da razão de contato  $\alpha$ , que é a razão entre o tempo de contato e o período da atividade, conforme as equações (18) e (19).

$$\alpha = \frac{t_c}{T_p} \leq 1 \quad (18)$$

$$K_p = \frac{\pi}{2\alpha} \quad (19)$$

Onde:

- $\alpha$ : razão de contato;
- $t_c$ : tempo de contato com a estrutura;
- $T_p$ : período da atividade;
- $K_p$ : coeficiente de impacto.

A Figura 26 apresenta o gráfico do coeficiente de impacto ( $K_p$ ) em função da razão entre o tempo de contato ( $t_c$ ) e o período da atividade ( $T_p$ ), proposto por Sim (2006).

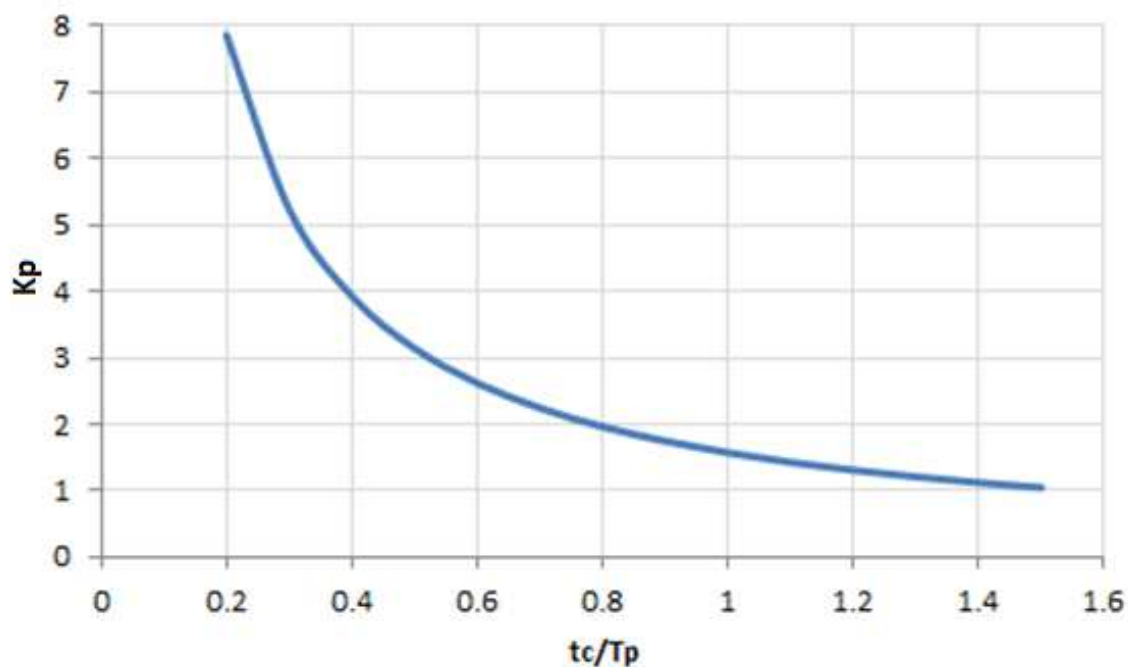


Figura 26 - Relação entre coeficiente de impacto e a razão de contato (SIM, 2006)

E Magluta et al. (1995), através de testes experimentais propuseram valores de coeficientes de impacto para as atividades de pular e correr em função do tempo de contato ( $t_c$ ) e do período da atividade ( $T_p$ ), conforme a equação (20).

$$K_p = 2,34 \left( \frac{T_p}{t_c} \right) - 1,05 \quad (20)$$



Onde:

- $K_p$ : coeficiente de impacto;  
 $T_p$ : período da atividade;  
 $t_c$ : tempo de contato com a estrutura.

A Figura 27 apresenta o gráfico do coeficiente de impacto ( $K_p$ ) em função da razão entre o tempo de contato ( $t_c$ ) e o período da atividade ( $T_p$ ), proposto por Magluta et al. (1995).

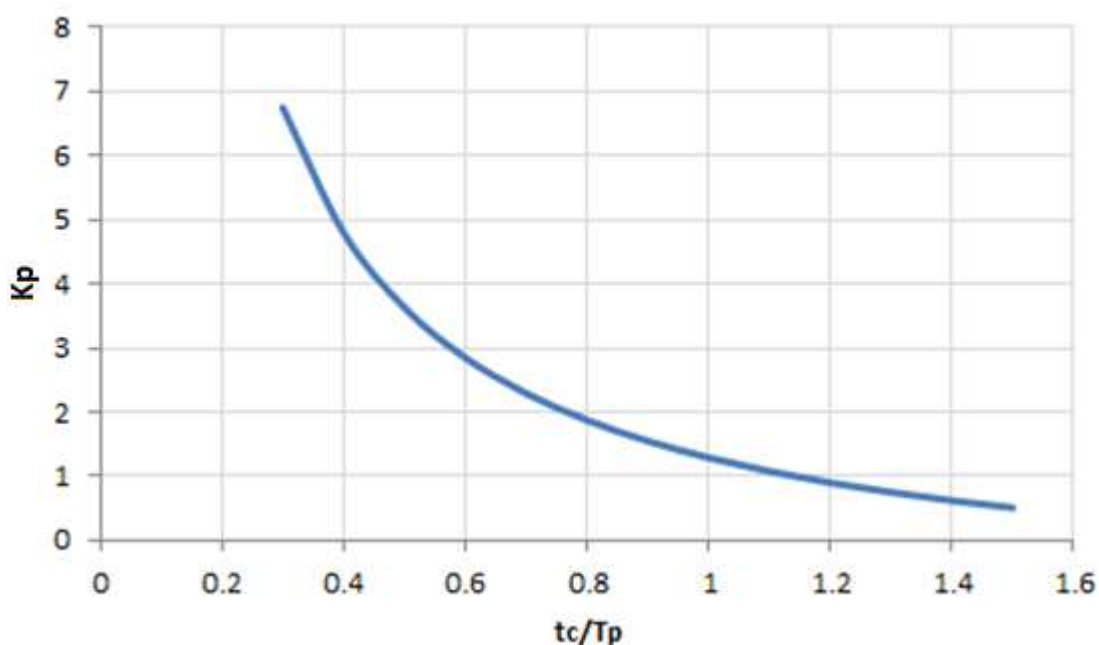


Figura 27 - Gráfico do coeficiente de impacto em função da razão entre o tempo de contato e o período da atividade (MAGLUTA ET AL., 1995)

As duas formulações propostas para o cálculo de impacto possuem valores muito semelhantes. Neste trabalho para o cálculo do coeficiente de impacto foi utilizada a formulação do Sim (2006).

## 4 MODELO ESTRUTURAL

### 4.1 Introdução

O presente capítulo apresenta as características referentes ao novo projeto estrutural do Estádio Nacional de Brasília, também conhecido como Estádio Mané Garrincha. As informações relativas à geometria da estrutura e as características físicas dos materiais empregados serão apresentadas. A estrutura em questão é suscetível a vibrações provenientes da atividade rítmica humana.

O Estádio Nacional de Brasília é um complexo multiuso com uma área de 1,6 milhões de metros quadrados, que está preparado para receber eventos esportivos e culturais. O estádio fica ao lado do Eixo Monumental, uma das principais vias de Brasília, e próximo a alguns dos ícones turísticos da cidade, como o Memorial JK. Possui capacidade para 71.400 pessoas (Lima, 2013).

O estádio foi inaugurado em 1974, porém para ser palco dos confrontos da Copa do Mundo de 2014, foi demolido em 2010, para a construção de um novo estádio que atendesse a todas as exigências da FIFA. A inauguração do novo estádio aconteceu em 2013 e neste mesmo ano foi utilizado para jogos da Copa das Confederações.

### 4.2 Modelo estrutural do Estádio de Brasília

O modelo estrutural investigado corresponde às arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília, composto por lajes, vigas, pilares e degraus de concreto armado. No referido estádio, existem quatro tipos de setores diferentes nas arquibancadas. O setor escolhido para ser estudado nesta investigação foi o setor 4G, uma vez que por ser um setor de largura intermediária, representa um comportamento médio dos diferentes setores existentes (Lima, 2013). A Figura 28 mostra a planta do Estádio, com o setor 4G em destaque.

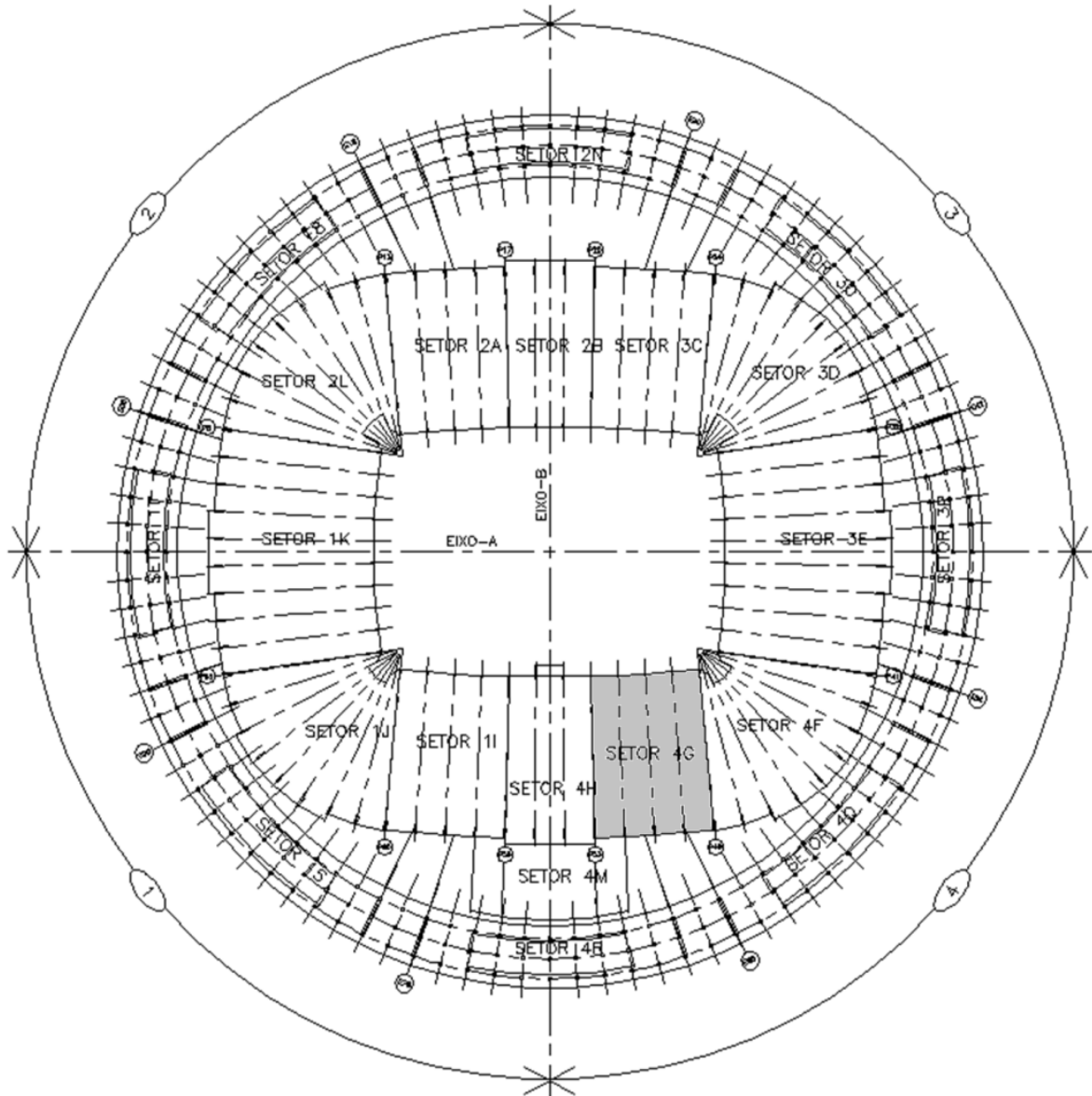


Figura 28 - Planta do Estádio (LIMA, 2013)

As arquibancadas, que possuem capacidade para comportar 71.400 pessoas (Lima, 2013), são divididas em três diferentes níveis: superior, intermediário e inferior. A altura total do estádio é de 50,59 metros até a cobertura e a sua estrutura conta com mais de 288 pilares, com 36 metros de altura. A menor distância entre os assentos da arquibancada e o gramado é de 7,5 metros e as dimensões do gramado são de 105m x 68m.

Os degraus das arquibancadas superior e inferior possuem 0,80m de largura e a altura varia de 57cm a 62cm na arquibancada superior e de 32,2cm a 43cm na arquibancada inferior. Os pilares possuem seções diferentes, sendo que os pilares da extremidade possuem largura de 40cm, enquanto que os pilares intermediários possuem largura de 60cm. A geometria de toda estrutura do setor 4G se encontra descrita no Apêndice. A Figura 29 mostra o corte radial da estrutura da arquibancada do estádio e as Figuras 30 e 31 mostram o corte mais aproximado das arquibancadas superior e inferior, respectivamente.

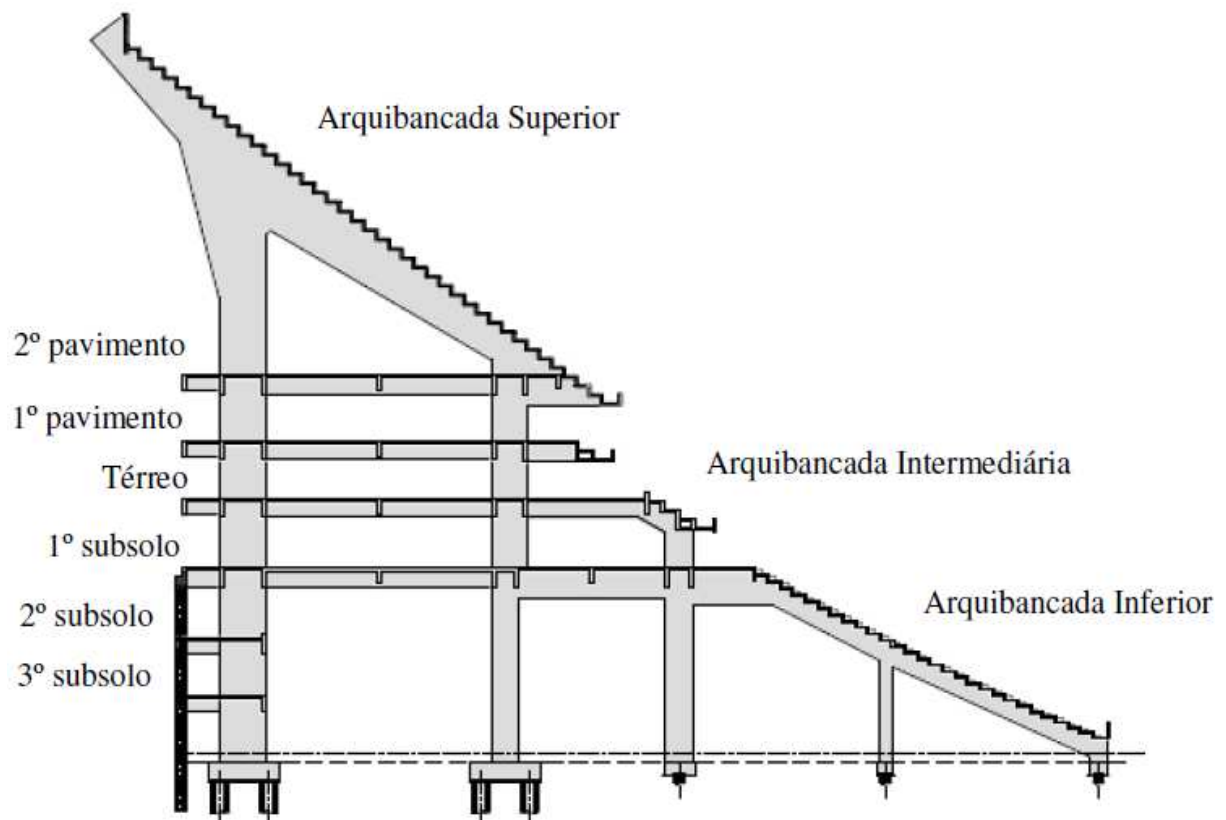


Figura 29 - Corte do Estádio (LIMA, 2013)

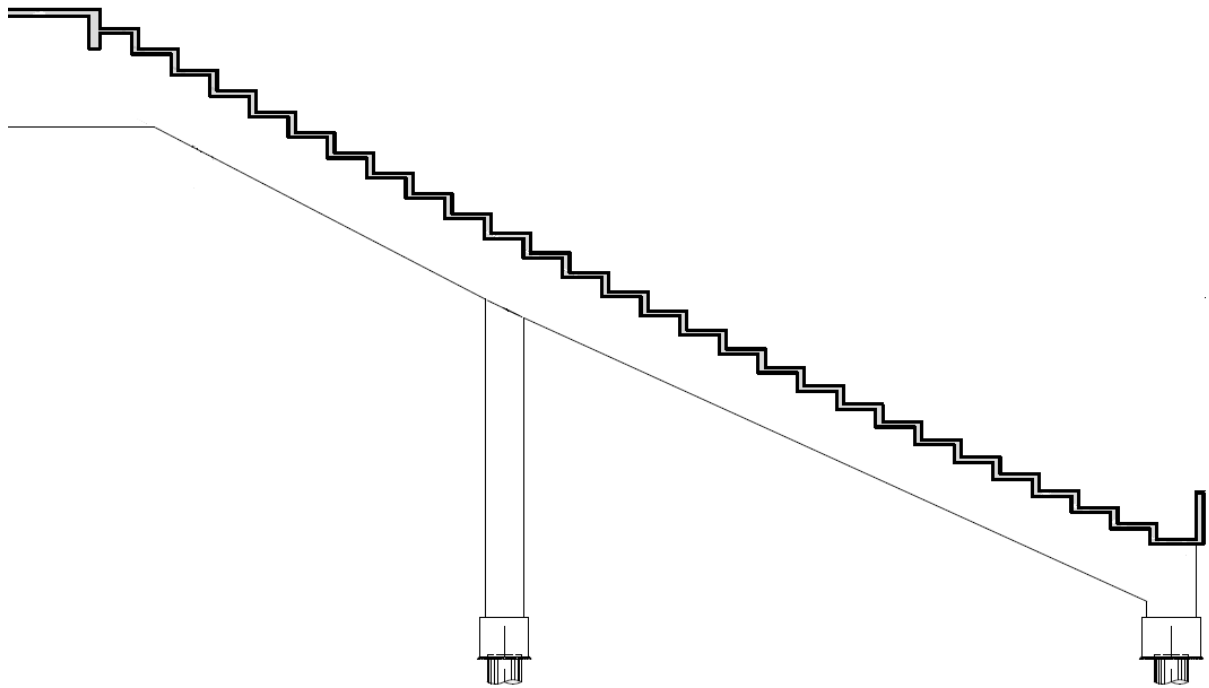


Figura 30 - Corte da arquibancada inferior.

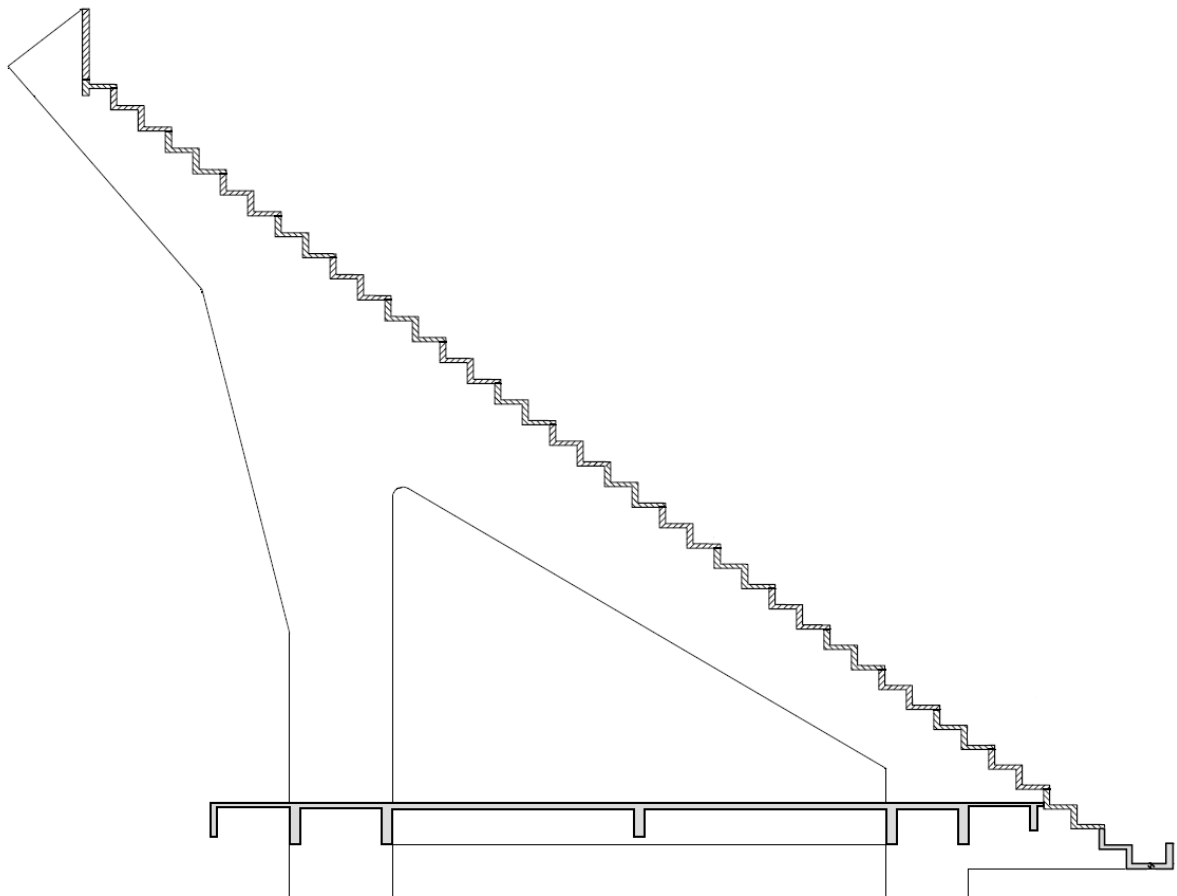


Figura 31 - Corte da arquibancada superior.

Conforme pode ser visto na Figura 29, o estádio é uma estrutura composta por um grande pórtico, constituído por quatro linhas de pilares, onde a primeira e a segunda linha de pilares são interligadas por vigas inclinadas, que são denominadas vigas-jacaré, que tem como função apoiar os degraus da arquibancada superior na estrutura. As vigas que se apoiam sobre os pilares são denominadas vigas principais (transversais) e aquelas que se apoiam sobre vigas principais são denominadas de vigas secundárias (internas).

Os diversos setores das arquibancadas são separados por juntas de dilatação, que tornam os setores estruturalmente independentes entre si. Como pode ser visto na Figura 28, existem três setores em cada lateral, um setor atrás de cada gol e um setor em cada canto, totalizando doze setores.

As arquibancadas inferior e intermediária foram executadas em concreto moldado no próprio canteiro de obras. A arquibancada superior contou com a utilização de 1.064 peças de concreto pré-moldadas, com intuito de acelerar a execução da obra (INFRAESTRUTURA URBANA).

O desenho da arquibancada levou em conta a análise dinâmica de posicionamento dos pilares de sustentação. Eles foram colocados em pontos estratégicos, de forma a garantir amortecimento e evitar a vibração da estrutura de concreto, causada pela movimentação das torcidas (INFRAESTRUTURA URBANA).

Com relação às lajes existentes embaixo das arquibancadas superior e intermediária, estas se apoiam nas vigas transversais e possuem seis pavimentos distintos, que são 3º subsolo, 2º subsolo, 1º subsolo, térreo, 1º pavimento e 2º pavimento. O 3º subsolo está no nível do gramado e é onde se encontra os vestiários, espaço para entrevista, circulação dos ônibus das delegações, garagem coberta e cômodos técnicos e de serviços. No 2º subsolo se encontra a arquibancada inferior e o acesso vip (acesso para a tribuna de honra e da presidência). No 1º subsolo é onde se encontra o acesso para a arquibancada inferior, instalações sanitárias e bares da arquibancada inferior e cômodos técnicos e de serviços. No térreo se encontra o acesso para a arquibancada intermediária, que é reservada para salas de imprensa e camarotes, além de espaço para eventos e convenções. No 1º pavimento também se encontra o acesso para a arquibancada intermediária, que é reservada para salas de imprensa e camarotes. E no 2º

pavimento é onde se encontra o acesso para a arquibancada superior e instalações sanitárias e bares da arquibancada superior.

Circunscrevendo as arquibancadas há três linhas concêntricas de pilares, sobre os quais se apoia uma cobertura circular que tem uma coroa de concreto armado em sua parte externa, e uma parte interna metálica, coberta por uma membrana especial, protegendo toda a arquibancada e, ainda, parte do campo. As arquibancadas e a cobertura são estruturas independentes. Para o acesso dos usuários, há oito rampas, distribuídas ao redor da arena, que leva o público de um nível mais baixo da área externa ao piso do nível 1º subsolo (Lima, 2013).

Quanto às características físicas dos materiais, o concreto possui módulo de elasticidade longitudinal secante ( $E_{cs}$ ) de 30GPa, coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) igual a 0,2 e densidade ( $\gamma_c$ ) de 25kN/m<sup>3</sup>. Em seguida, as Figuras 32 a 34 mostram o estádio na época da construção, enquanto que as Figuras 35 a 37 mostram o estádio já totalmente construído.

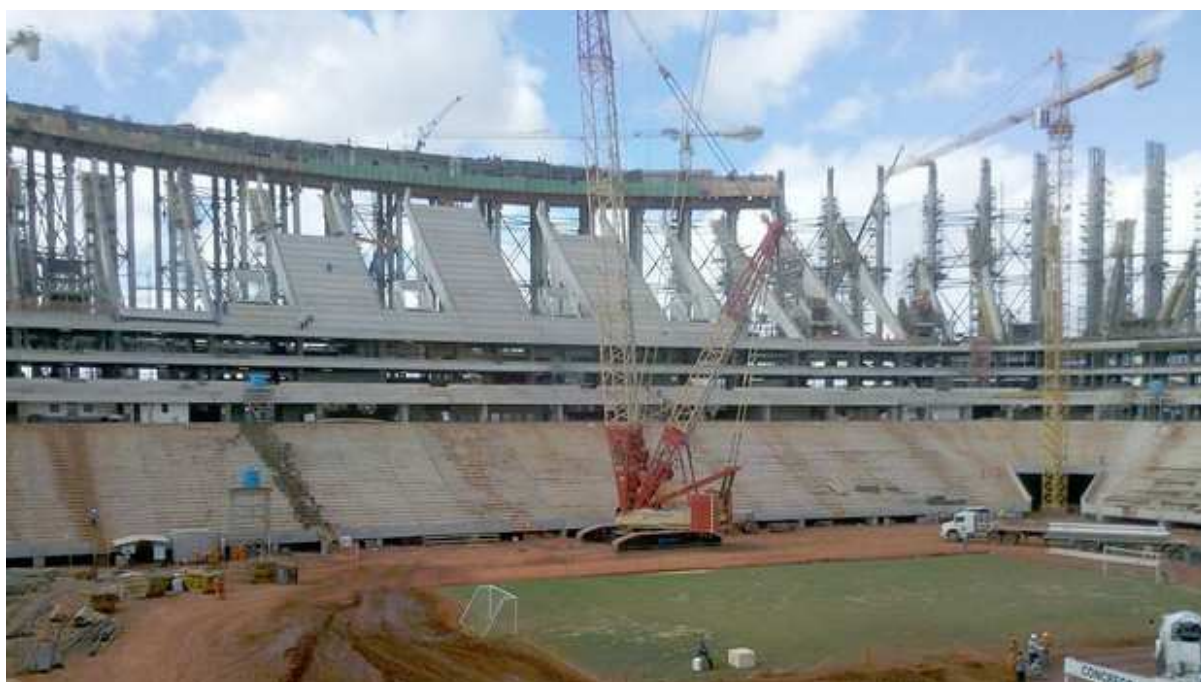


Figura 32 - Estádio Nacional de Brasília durante construção (LIMA, 2013)



Figura 33 - Estádio Nacional de Brasília durante construção (LIMA, 2013)



Figura 34 - Detalhe do setor da arquibancada analisado neste trabalho (LIMA, 2013)



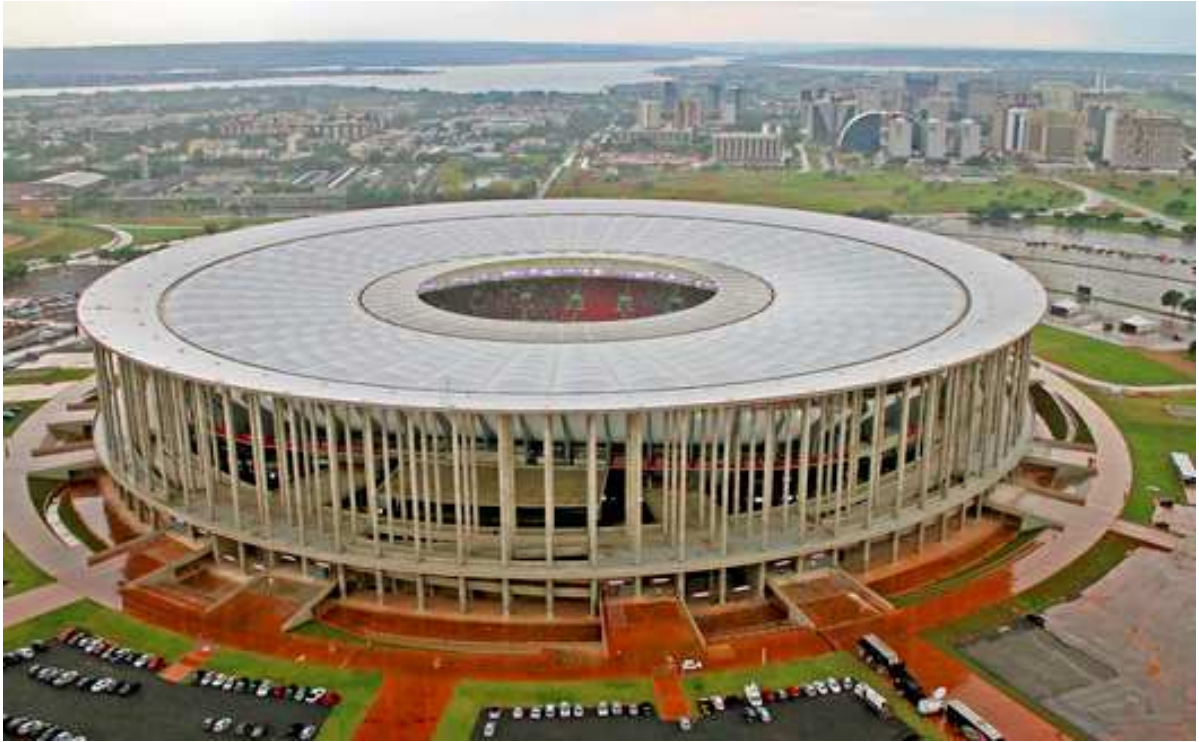


Figura 35 - Estádio Nacional de Brasília (CASTRO MELLO ARQUITETOS)



Figura 36 - Estádio Nacional de Brasília (CASTRO MELLO ARQUITETOS)



Figura 37 - Estádio Nacional de Brasília (CASTRO MELLO ARQUITETOS)

#### 4.3 Posicionamento do carregamento dinâmico

Para o carregamento dinâmico foram utilizados os dois modelos de carregamento descritos no capítulo 3, correspondentes aos modelos propostos por Faisca (2003) e Ellis e Ji (2004). Para tanto, foram aplicados cinco diferentes situações de carregamentos descritas na Tabela 14. Deste modo, pode-se verificar a influência do número de pessoas sobre a resposta dinâmica do sistema estrutural estudado.

Tabela 14 - Situações de carregamento

Situações	Carregamentos
SC-I	100% de ocupação nas arquibancadas
SC-II	Somente arquibancada superior cheia
SC-III	75% de ocupação nas arquibancadas
SC-IV	50% de ocupação nas arquibancadas
SC-V	25% de ocupação das arquibancadas

Na situação SC-I, onde todas as arquibancadas estão cheias, para a arquibancada inferior foi considerada a distribuição de  $1,6\text{kN/m}^2$  (Lima, 2013). Esse valor foi calculado a partir dos valores da capacidade máxima de público do estádio (71.400 pessoas), da área total das arquibancadas e do peso ( $P$ ) de cada indivíduo, que é considerado como sendo igual a  $800\text{N}$  (Bachmann et al., 1995). Para a arquibancada intermediária, por ser uma área de camarotes e de salas de imprensa, onde a taxa de ocupação por pessoas é muito menor, foi considerado, de maneira conservadora, o valor de  $1\text{kN/m}^2$ . E para a arquibancada superior supôs-se a possibilidade de ter uma ocupação um pouco maior e, portanto, foi considerado, também de maneira conservadora, o valor de  $1,8\text{kN/m}^2$  (Lima, 2013). Abaixo, nas Figuras 38 a 42, podemos observar cada situação de carregamento estudada.

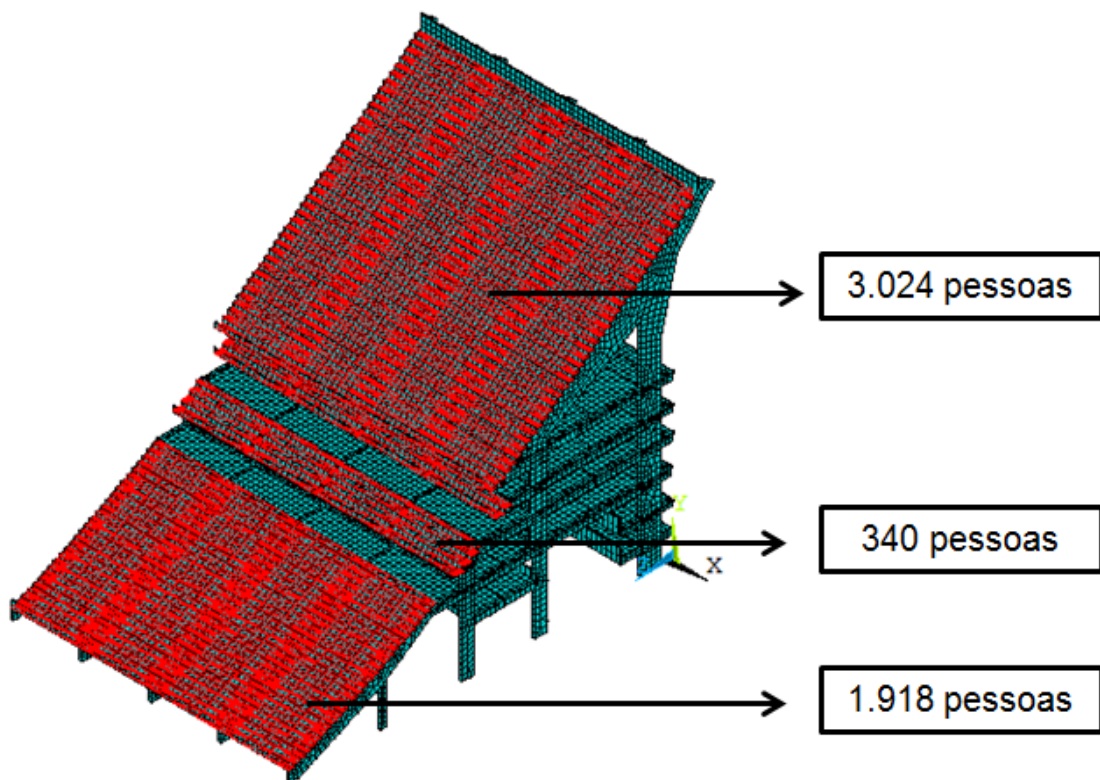


Figura 38 - Situação de carregamento SC-I

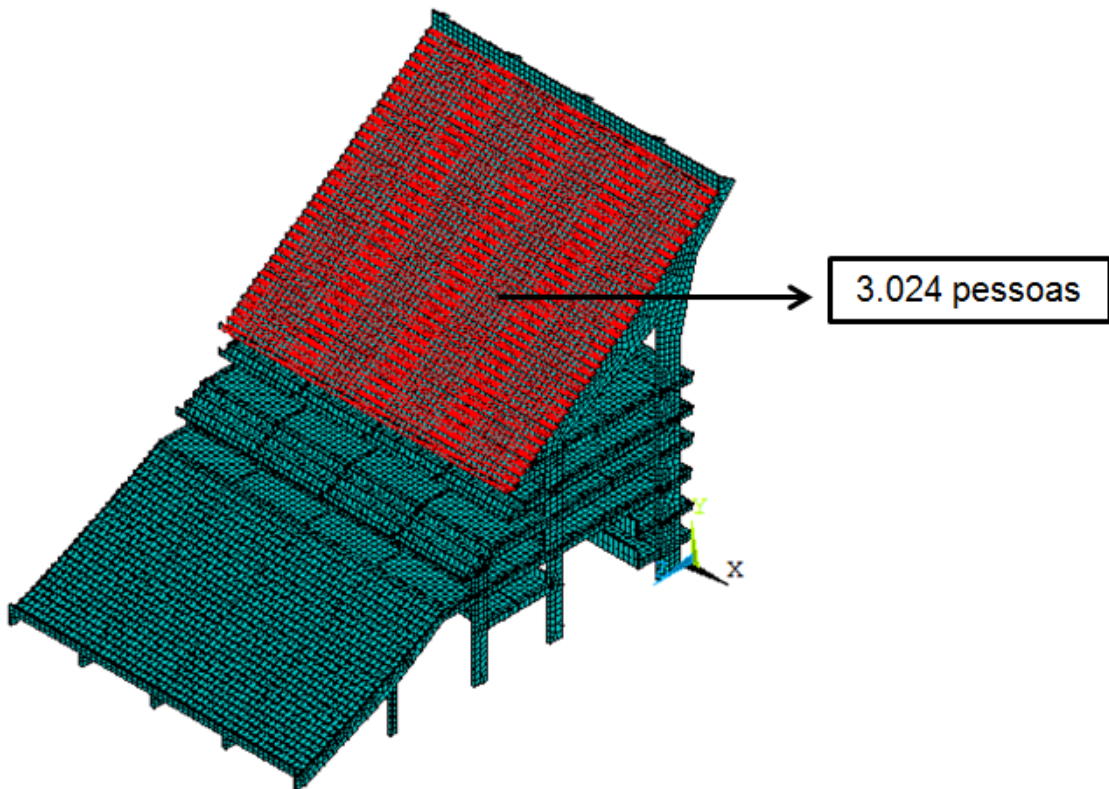


Figura 39 - Situação de carregamento SC-II

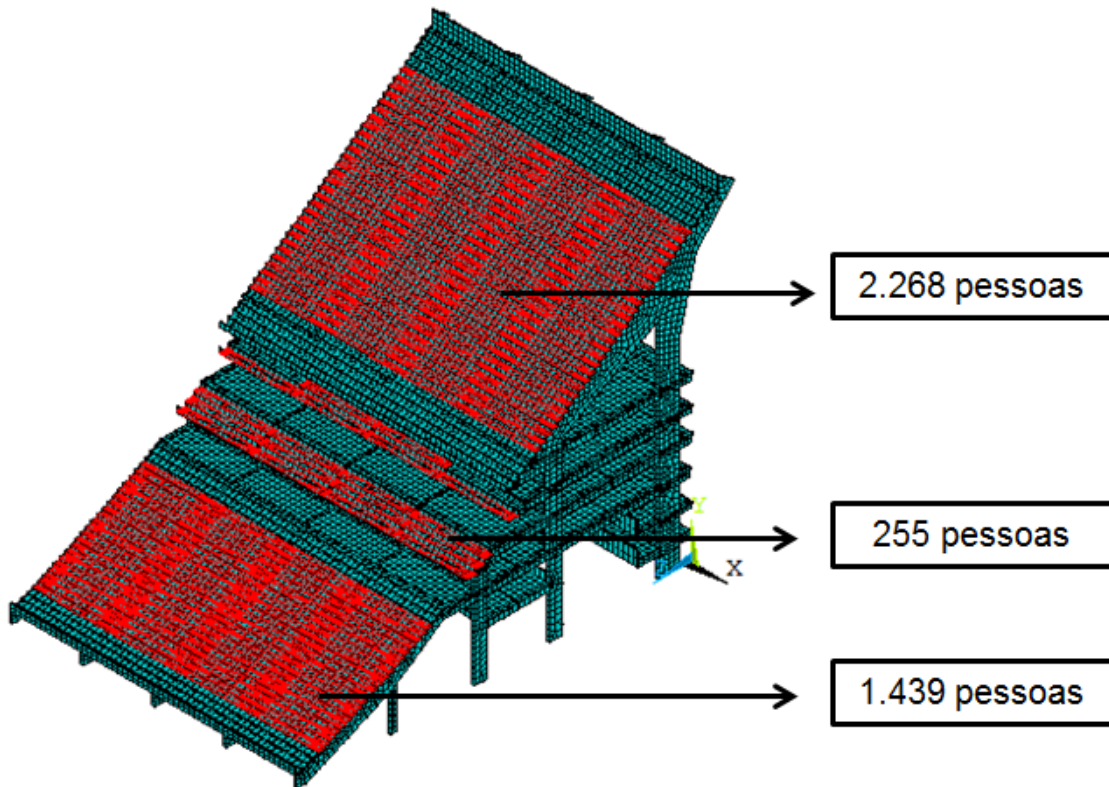


Figura 40 - Situação de carregamento SC-III

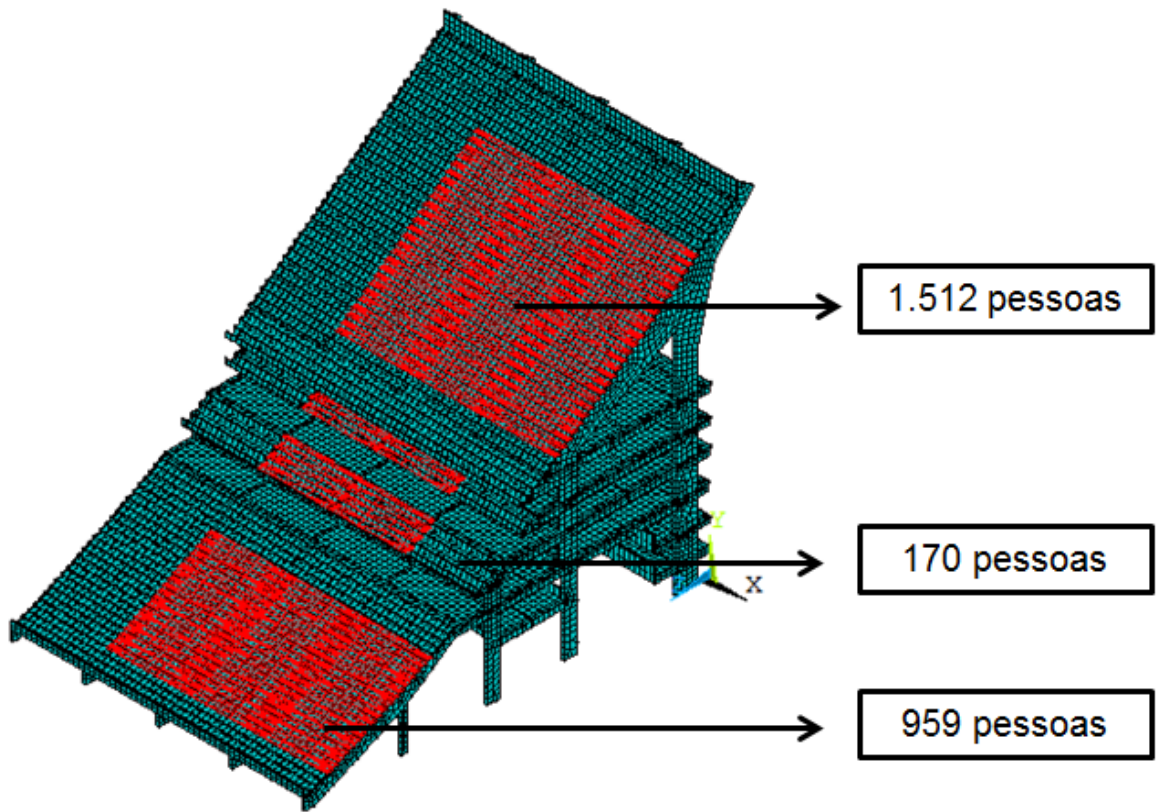


Figura 41 - Situação de carregamento SC-IV

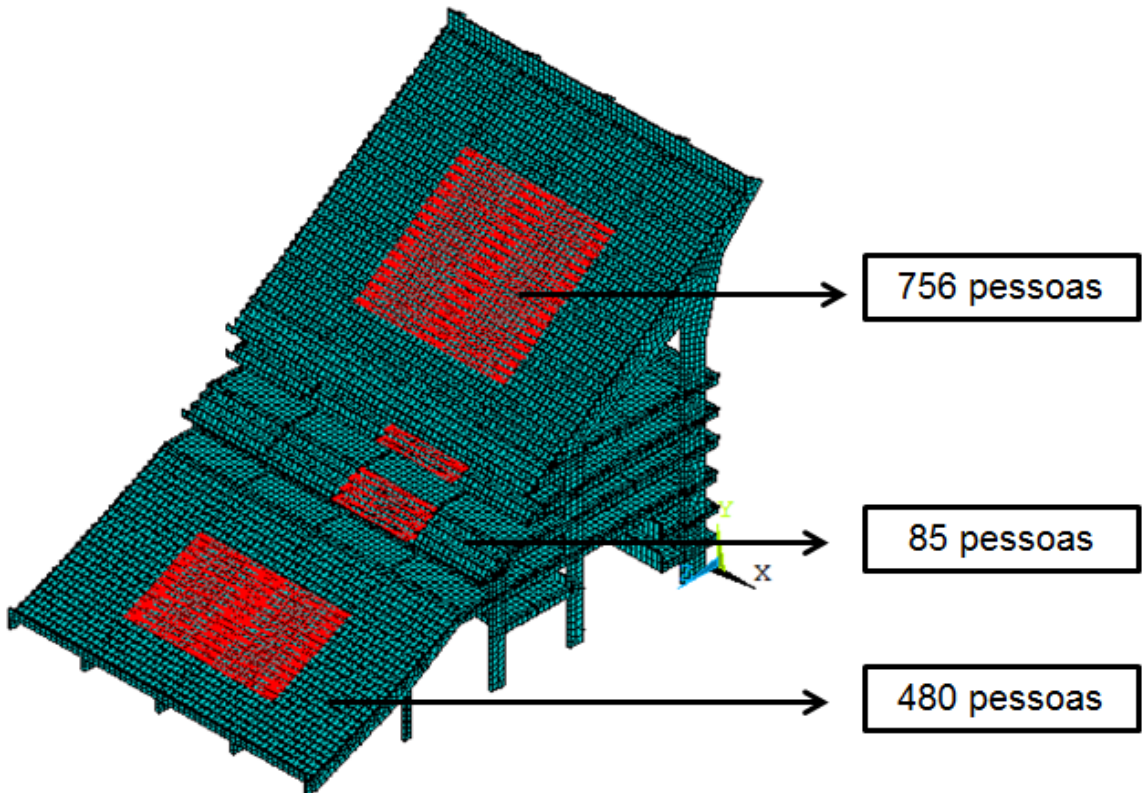


Figura 42 - Situação de carregamento SC-V

## 5 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

### 5.1 Introdução

Neste capítulo é apresentado o processo de modelagem numérico-computacional do sistema estrutural abordado no capítulo 4. O modelo computacional é necessário para a avaliação do comportamento dinâmico das arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília. São abordados neste capítulo a discretização em elementos finitos do modelo estrutural, as condições de contorno e as simplificações.

### 5.2 Modelagem

Para a modelagem numérica-computacional foi utilizado o programa ANSYS (2007), que se baseia no Método dos Elementos Finitos. O ANSYS (2007) pode ser utilizado em diversas classes de problemas que envolvem a engenharia, pois resolve diversos tipos de análises estruturais. Os primeiros parâmetros que são calculados em uma análise estrutural são os deslocamentos e as rotações. Já as deformações, tensões e força de reação são derivadas dos deslocamentos nodais. Os tipos de análises estruturais que podem ser executadas no ANSYS (2007) são a análise estática, modal, harmônica, dinâmica, espectral e de flambagem. Como o objetivo deste estudo é avaliar o conforto humano, com os resultados das análises modal e dinâmica será possível fazer essa avaliação.

A análise modal é utilizada para determinar os modos de vibração e as frequências naturais de uma estrutura. E a análise dinâmica é utilizada para determinar a resposta de uma estrutura às cargas variáveis no tempo.

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um procedimento numérico utilizado para a solução de problemas da mecânica do contínuo dentro de uma tolerância aceitável. O método é aplicado a partir da divisão de um sistema, a ser analisado, em partes discretas menores, que é a discretização do modelo. A discretização consiste em modelar o corpo pela divisão em um sistema equivalente de corpos menores (elementos finitos), ou unidades, interconectados em pontos comuns a dois ou mais elementos (nós ou pontos nodais), incluindo as condições de contorno

(apoios) e os carregamentos. Ressalta-se que ao longo da modelagem é considerado um comportamento elástico-linear para o material concreto armado.

Uma grande vantagem desse método é a sua capacidade de resolução de problemas cuja solução analítica seria excessivamente complexa ou até mesmo inexistente. A utilização do Método dos Elementos Finitos permite a construção de modelos com geometria irregular, carregamentos gerais, materiais diferentes, condições de contorno diversas, diferentes tipos de análises e tratamento de não linearidades geométricas ou do material.

Para representar o pórtico, as lajes e os degraus foi utilizado o elemento denominado SHELL63 (ANSYS, 2007). E para representar as vigas internas foi utilizado o elemento denominado BEAM44 (ANSYS, 2007).

O elemento finito SHELL63 (ANSYS, 2007) é um elemento de casca, definido por quatro nós e considera efeitos de membrana e/ou de flexão. Este elemento possui seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações associadas às direções X, Y e Z, como mostrado na Figura 43.

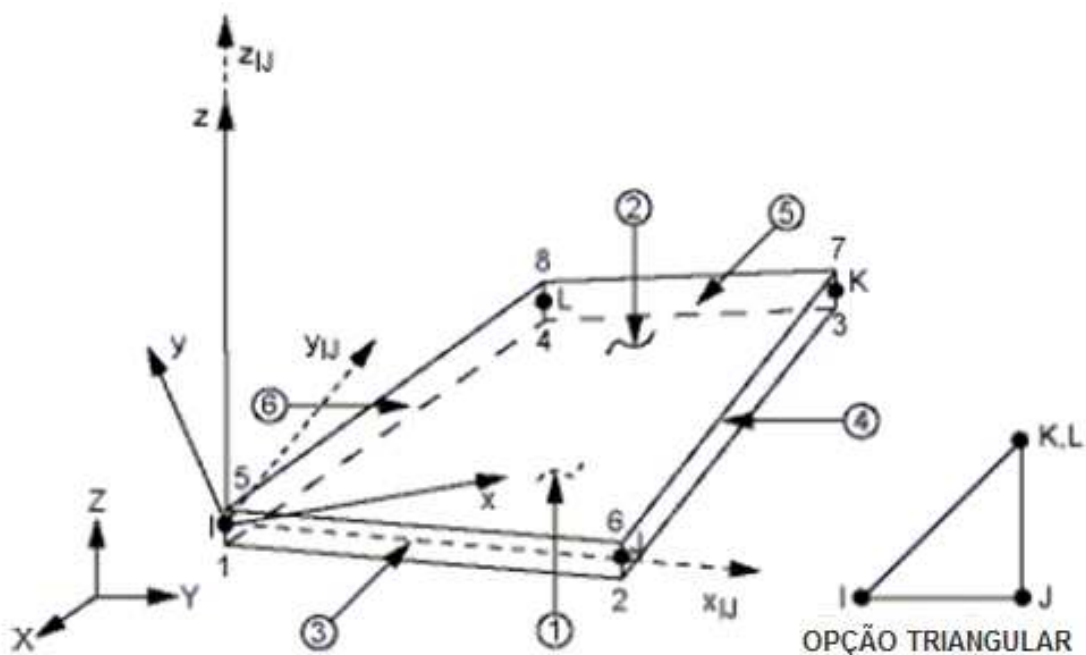


Figura 43 - Elemento finito de casca SHELL63 (ANSYS, 2007)

O elemento BEAM44 (ANSYS, 2007) é um elemento uniaxial, tridimensional, composto por dois nós, possuindo seis graus de liberdade por nó, sendo três translações e três rotações associadas às direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ , como ilustrado na Figura 44. Permite a utilização de diferentes geometrias nas extremidades opostas da barra. A orientação do elemento vai do nó I para o nó J, sendo esse eixo o  $x$ . Os eixos principais  $y$  e  $z$  estão localizados na seção transversal.

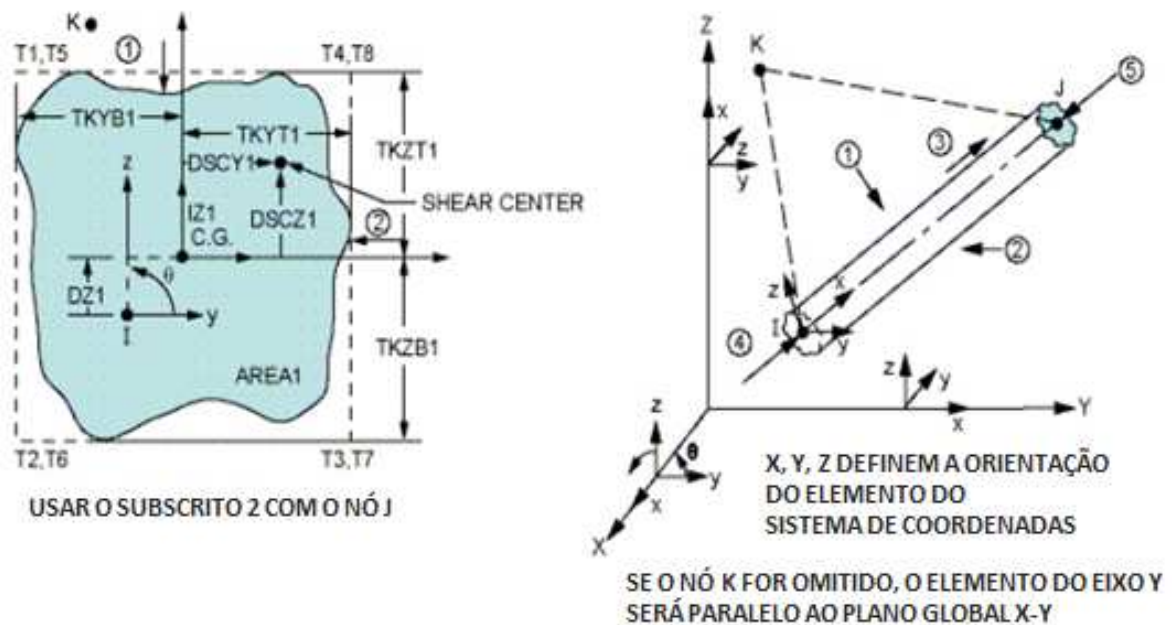


Figura 44 - Elemento finito de viga BEAM44 (ANSYS, 2007)

O modelo numérico possui um grau de refinamento adequado, permitindo uma boa representação do comportamento estrutural da arquibancada investigada, apresentando 30.712 nós, 54.275 elementos finitos de casca SHELL63 (ANSYS, 2007), 2.218 elementos finitos de viga BEAM44 (ANSYS, 2007) e possui 329.514 graus de liberdade.

Foram adotadas as seguintes considerações para a representação do modelo computacional: as seções transversais permanecem planas após as solicitações de carregamento (hipótese de Bernoulli) e o material (concreto) trabalha no regime elástico-linear com isotropia.



Toda estrutura foi modelada de acordo com a geometria descrita no projeto de forma, considerando que o material utilizado, que é o concreto armado, possui módulo de elasticidade secante igual a 30 GPa. As condições de contorno foram aplicadas sobre o modelo numérico na base da estrutura, ou seja, nos pilares, de modo a restringir todos os deslocamentos e rotações nas três direções, simulando, desta forma, um engaste. As Figuras 45 a 53 apresentam o modelo estrutural em elementos finitos da arquibancada investigada e a Tabela 15 quantifica os elementos, nós e graus de liberdade do modelo.

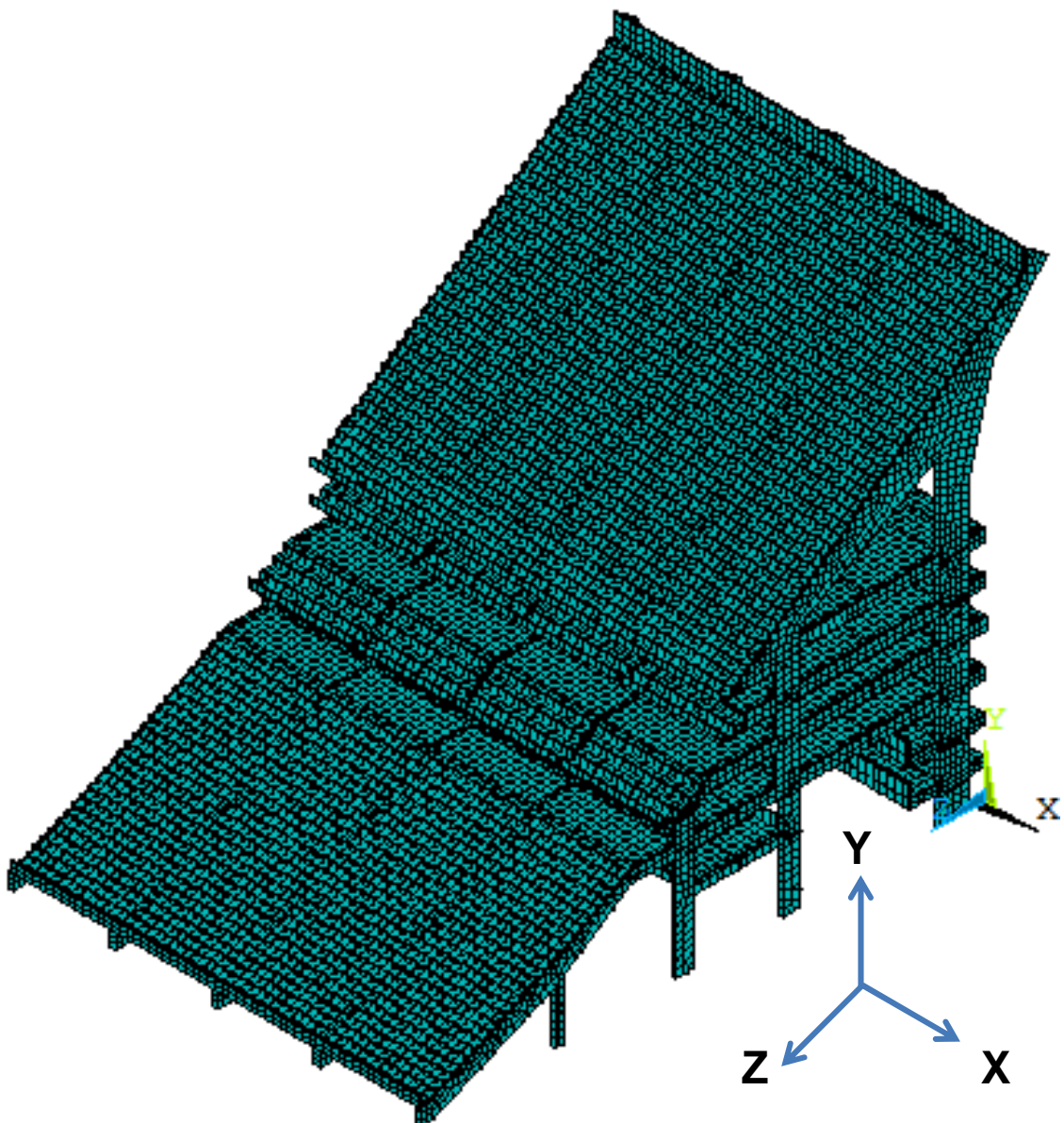


Figura 45 - 1º vista isométrica do modelo discretizado.

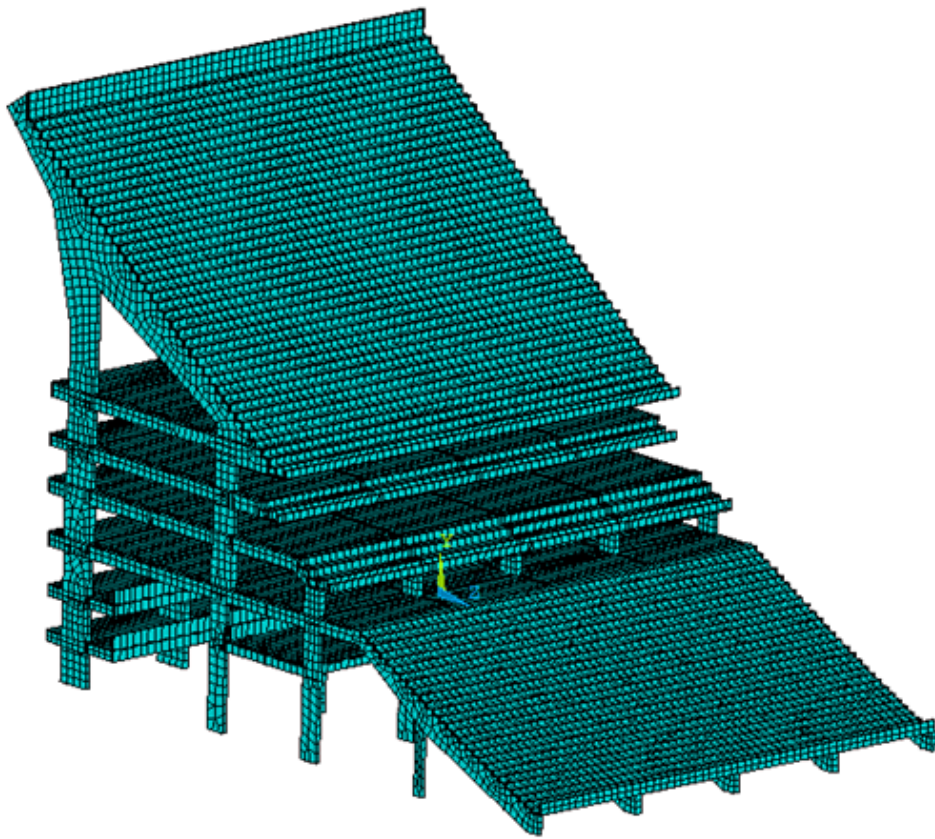


Figura 46 - 2º vista isométrica do modelo discretizado

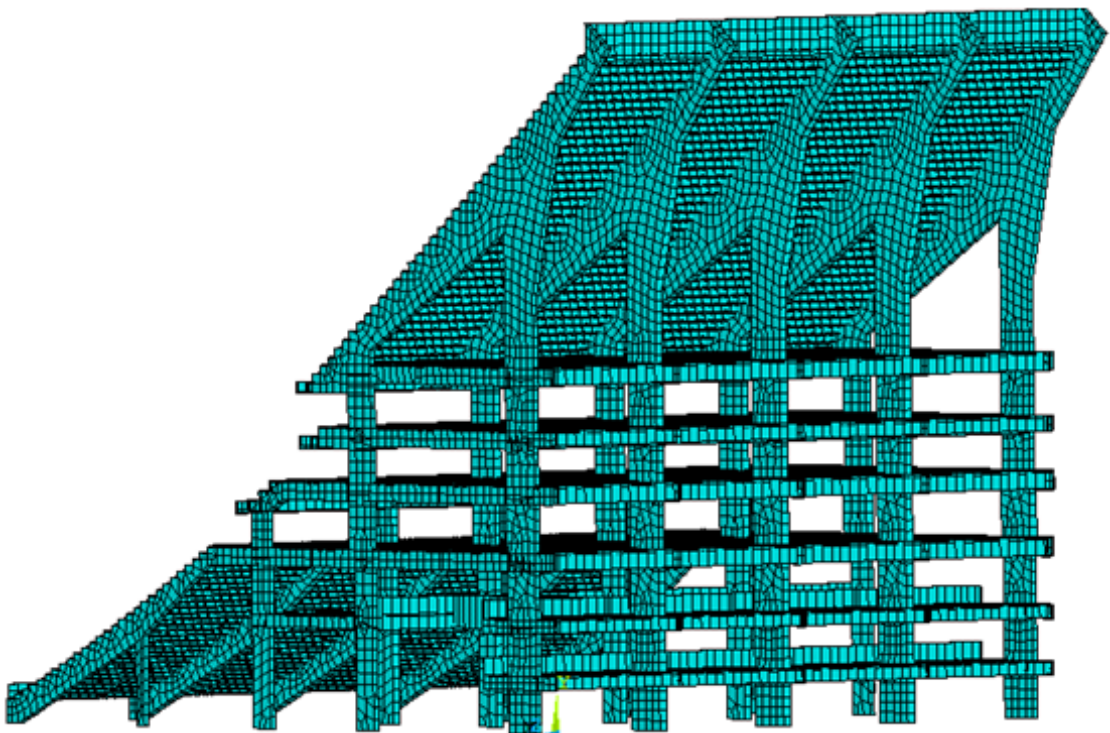


Figura 47 - 3º vista isométrica do modelo discretizado

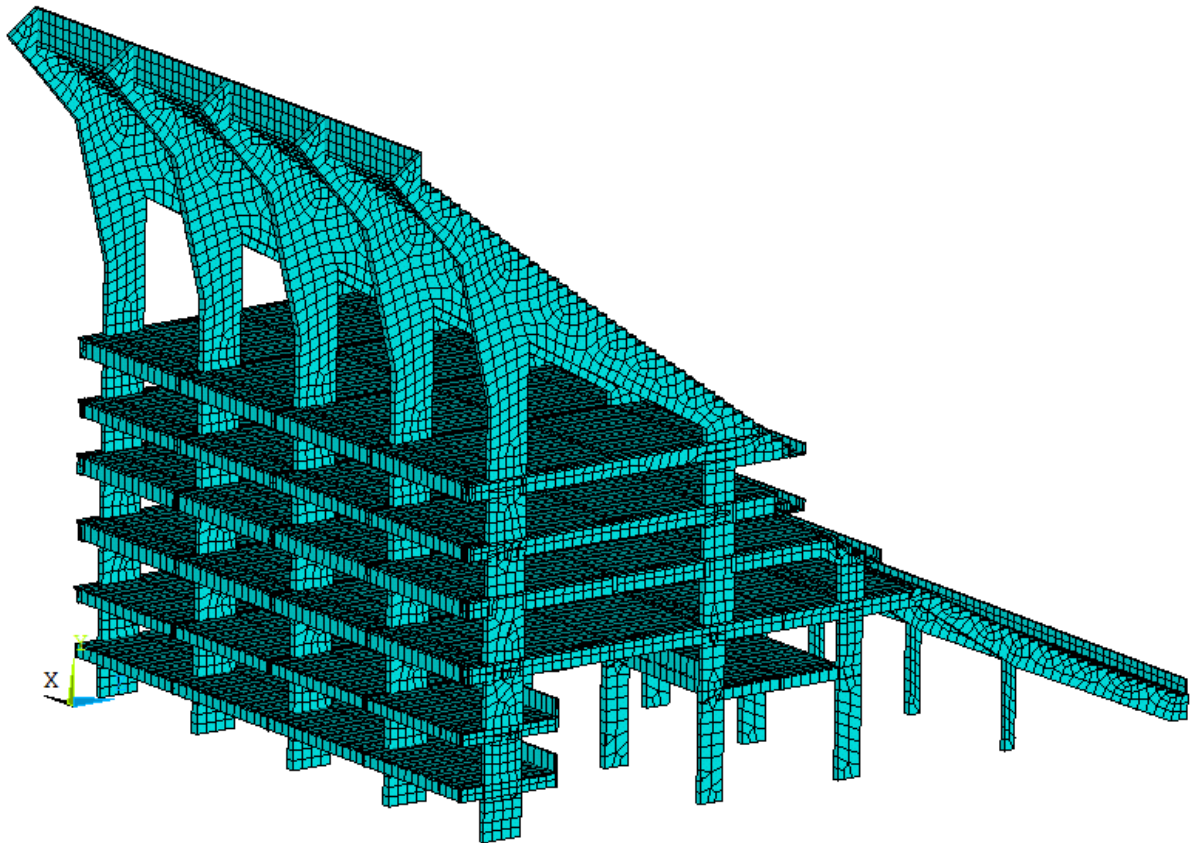


Figura 48 - 4º vista isométrica do modelo discretizado

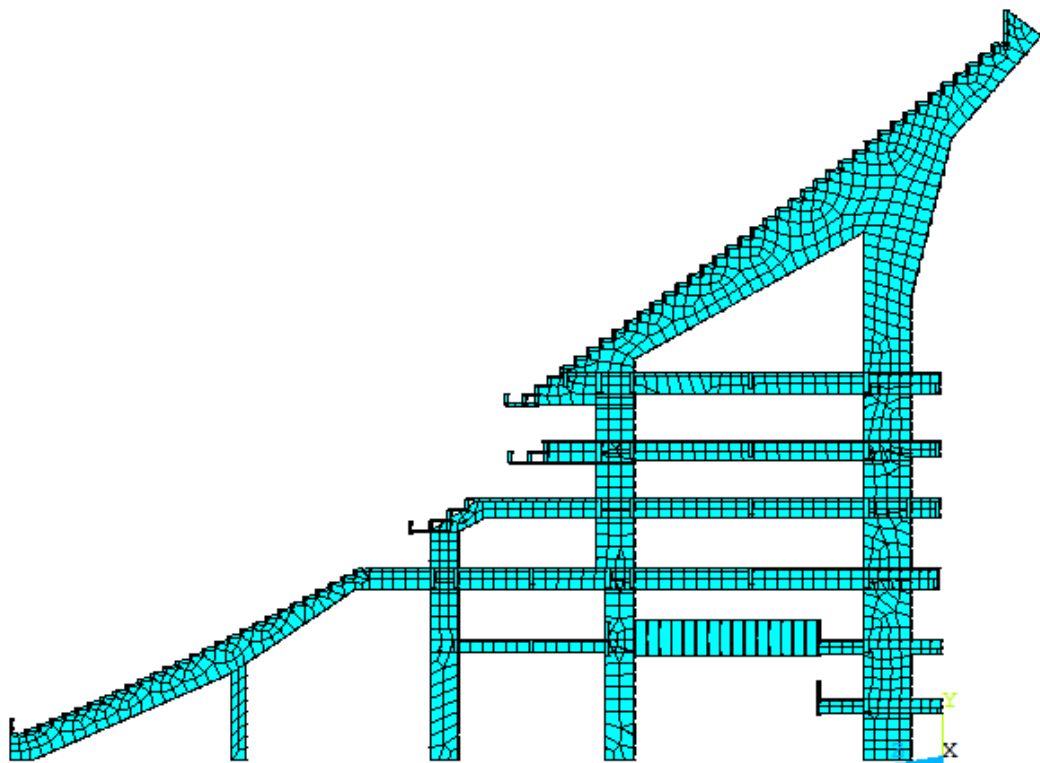


Figura 49 - Vista da lateral esquerda do modelo discretizado

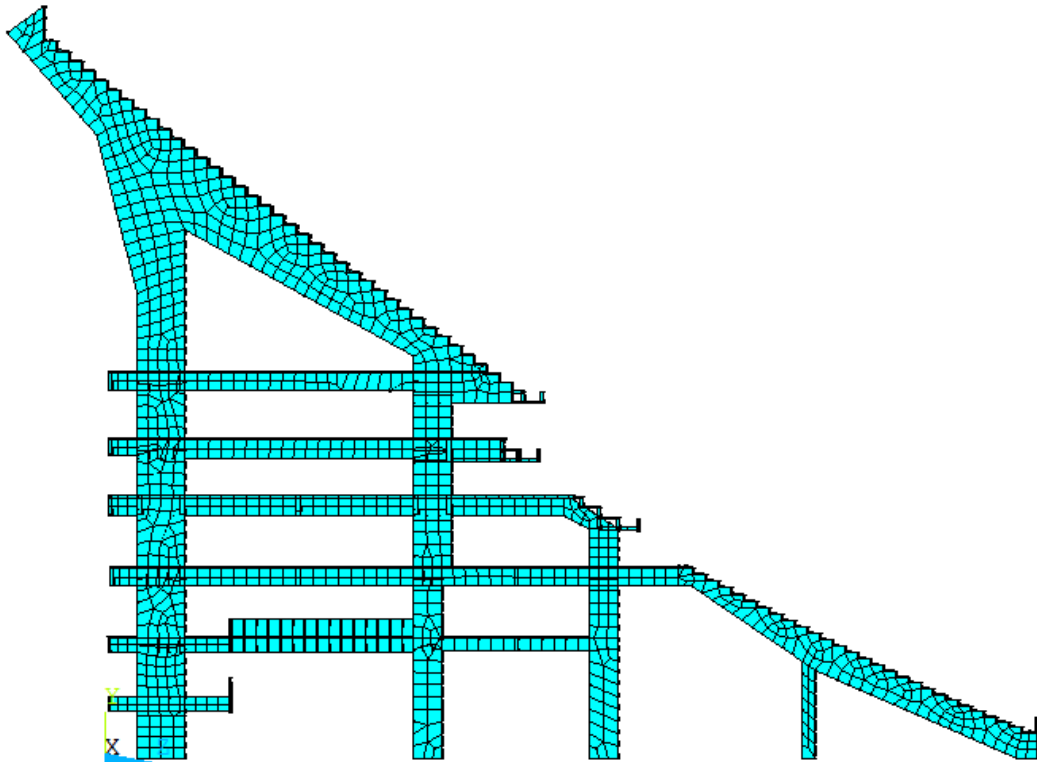


Figura 50 - Vista da lateral direita do modelo discretizado

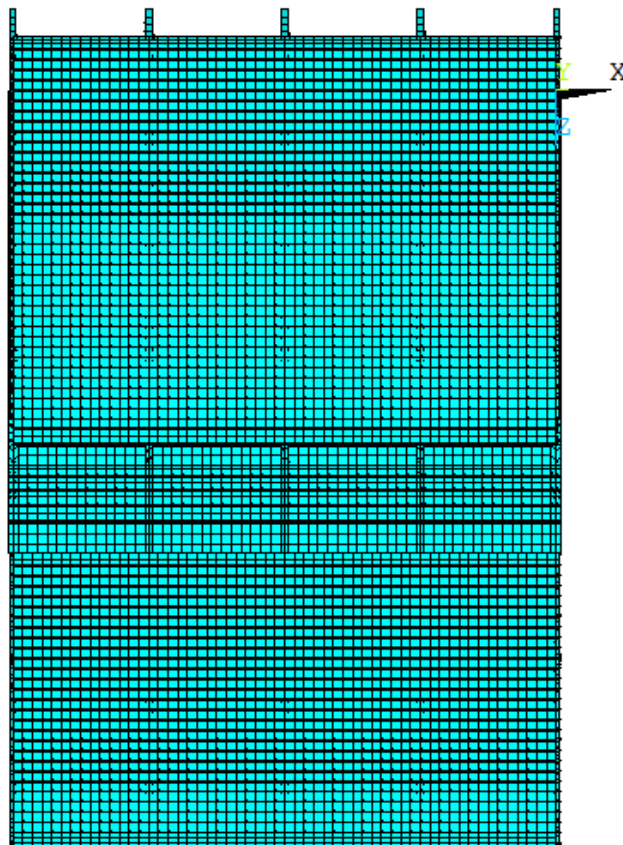


Figura 51 - Vista de cima do modelo discretizado

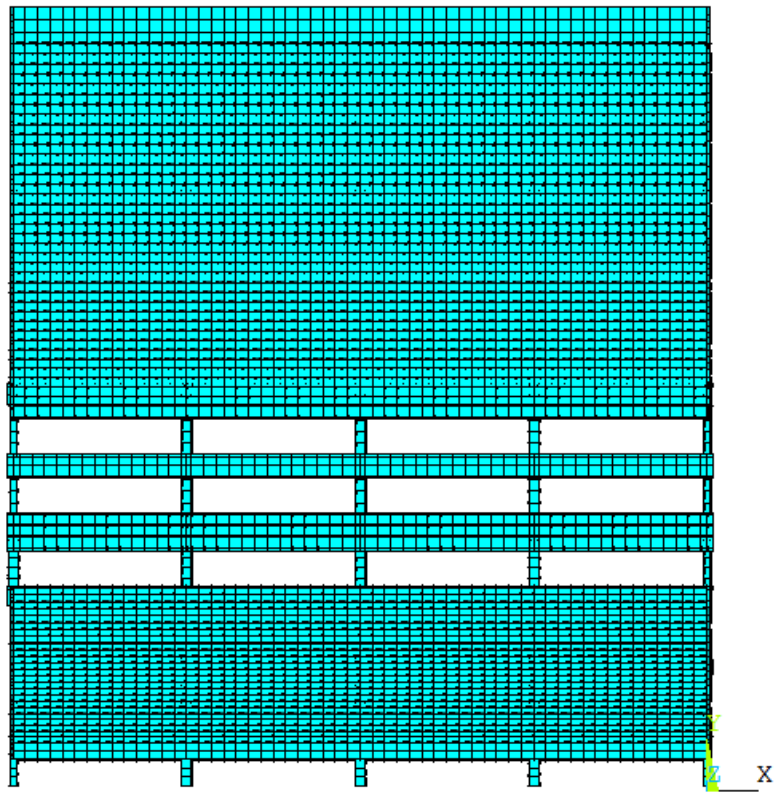


Figura 52 - Vista frontal do modelo discretizado

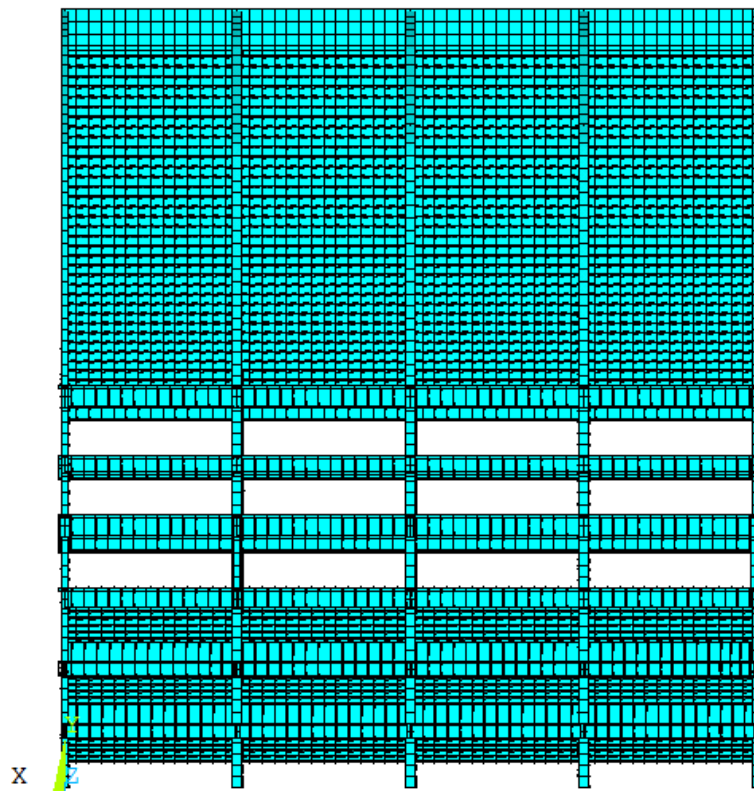


Figura 53 - Vista da parte de trás do modelo discretizado

Tabela 15 - Quantitativo do modelo.

Elementos	56.493
SHELL63	54.275
BEAM44	2.218
Nós	30.712
Graus de Liberdade	329.514

### 5.3 Modelagem do amortecimento

O amortecimento é definido como sendo o processo pelo qual a energia proveniente do movimento vibratório é dissipada. Entretanto, avaliar o amortecimento de uma estrutura é tarefa bastante difícil, pois o amortecimento não depende apenas das propriedades intrínsecas dos materiais que compõem a estrutura, mas também de materiais e elementos que estejam acoplados à estrutura.

Para avaliar corretamente o amortecimento de uma estrutura seria necessário realizar ensaios experimentais, situação que demanda um alto custo. Por isso, o amortecimento é usualmente obtido através da matriz de amortecimento de Rayleigh, que considera uma contribuição da matriz de rigidez ( $\delta$ ) e uma contribuição da matriz de massa ( $\alpha$ ), apresentada na equação (21). Sendo que  $M$  é a matriz de massa e  $K$  é a matriz de rigidez do sistema estrutural, segundo Clough e Penzien (1993) e Chopra (2007).

$$C = \alpha M + \delta K \quad (21)$$

A taxa de amortecimento modal pode ser escrita em termos da frequência natural circular (rad/s), de acordo com a equação (22):

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\delta\omega_{0i}}{2} \quad (22)$$

Onde:

$\xi_i$  : taxa de amortecimento do modo  $i$ ;

$\omega_{0i}$  : frequência natural circular do modo  $i$ ;

Isolando  $\alpha$  e  $\delta$  da equação (22) para duas frequências naturais importantes, tem-se as equações (23) e (24):

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{01} - \delta\omega_{01}\omega_{01} \quad (23)$$

$$\delta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}\omega_{02} - \omega_{01}\omega_{01}} \quad (24)$$

A partir de duas frequências naturais é possível descobrir os valores de  $\alpha$  e  $\delta$ . Em geral, a frequência natural  $\omega_{01}$  é tomada como a menor frequência natural, ou frequência fundamental da estrutura, e  $\omega_{02}$  como a segunda frequência mais importante no carregamento.

O guia SCI (2009) menciona que vários sistemas estruturais, na prática, possuem uma taxa de amortecimento da ordem de 1%. Essa taxa de amortecimento está relacionada ao sistema estrutural no “osso”, ou seja, antes da estrutura estar acabada, onde poucos elementos não estruturais contribuem para o amortecimento. Embora o guia cite que os valores de taxa de amortecimento para sistemas estruturais no “osso” não são usados regularmente, pois a estrutura não estará assim quando for ocupada, pode ser útil a avaliação do nível de vibrações nesta situação, pois podem aumentar os comentários adversos em relação ao conforto humano antes de a construção estar completamente acabada.

De acordo com a ISO 10137 (2007), a taxa de amortecimento para pisos depende do tipo de construção, material, presença de elementos não estruturais, idade, qualidade da construção, amplitude e frequência da vibração. A presença ou ausência de fissuras também é significativa para estrutura de concreto. Esta norma recomenda que o amortecimento do sistema estrutural esteja situado na faixa de 1% a 3%.

## 6 ANÁLISE MODAL

A partir do conhecimento das frequências naturais (autovalores) da estrutura e seus respectivos modos de vibração (autovetores) se verifica o comportamento da estrutura face ao carregamento dinâmico; essa análise é chamada de análise modal. Segundo Avelino (2008), a análise modal reflete o comportamento dinâmico básico da estrutura e constitui uma indicação de como esta responderá ao carregamento atuante sobre a mesma. Este problema clássico de autovalores e de autovetores é resolvido numericamente mediante o emprego do programa computacional ANSYS (2007).

### 6.1 Análise das frequências naturais (autovalores)

Foram obtidas as frequências naturais dos quinze primeiros modos de vibração para o modelo estrutural analisado. A Tabela 16 mostra os resultados obtidos para as frequências naturais e a comparação com os valores obtidos por Lima (2013).

Tabela 16 - Frequências Naturais do modelo estrutural

Frequências Naturais (Hz)	ANSYS (2007)	Lima (2013)	Diferença (%)
$f_{01}$	0,96	1,02	6,00
$f_{02}$	2,27	2,27	0,00
$f_{03}$	2,45	2,48	1,20
$f_{04}$	2,81	2,78	1,10
$f_{05}$	5,09	4,95	2,80
$f_{06}$	5,50	5,07	8,50
$f_{07}$	5,55	5,12	8,40
$f_{08}$	5,69	5,48	3,80
$f_{09}$	5,73	5,71	0,30
$f_{10}$	6,88	6,31	9,00
$f_{11}$	7,00	6,66	5,10
$f_{12}$	7,18	6,67	7,60
$f_{13}$	7,34	-	-
$f_{14}$	7,60	-	-
$f_{15}$	7,67	-	-



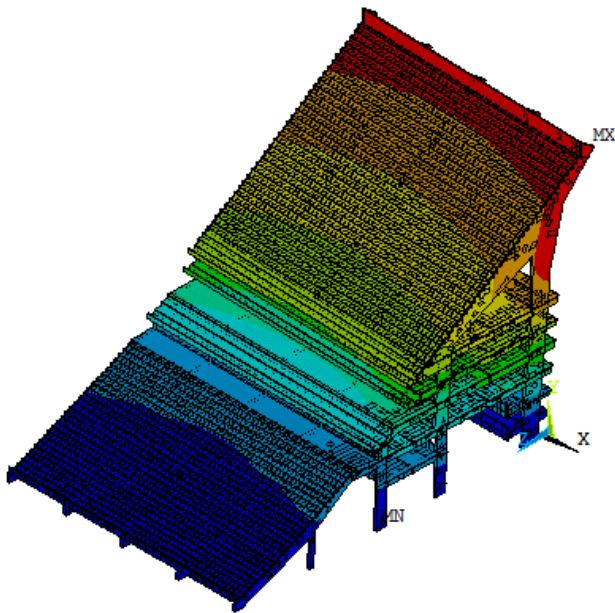
Comparando-se os resultados das frequências naturais obtidos neste trabalho de pesquisa com os resultados obtidos no estudo de Lima (2013), foi possível observar uma diferença quantitativa máxima da ordem de 9%. Esta diferença pode ser explicada devido à utilização de diferentes tipos de elementos finitos, diferença na discretização da malha e utilização de modelos numéricos distintos desenvolvidos em programas computacionais diferentes ANSYS (2007) e SAP2000, que foi utilizado por Lima (2013).

## 6.2 Análise dos modos de vibração (autovetores)

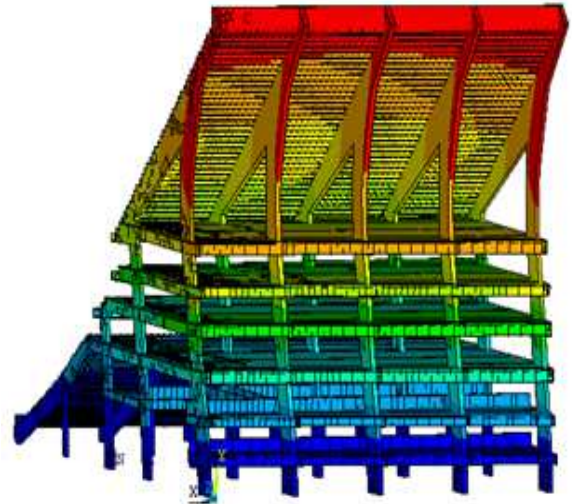
A descrição dos modos de vibração é encontrada na Tabela 17. E as Figuras 54 a 61 apresentam os oito primeiros modos de vibração (autovetores) do modelo estrutural associado as suas respectivas frequências naturais (autovalores).

Tabela 17 - Descrição dos modos de vibração

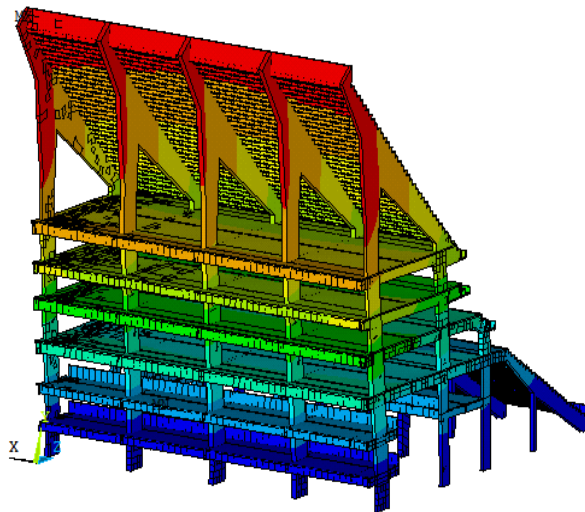
Modo de vibração	Frequência (Hz)	Descrição
$f_{01}$	0,96	Flexão em relação ao eixo x (tangencial) + discreta torção em torno do eixo vertical y
$f_{02}$	2,27	Flexão em relação ao eixo z (radial).
$f_{03}$	2,45	Torção em torno do eixo vertical y
$f_{04}$	2,81	Flexão em relação ao eixo x (tangencial) + discreta torção em torno do eixo vertical y
$f_{05}$	5,09	Flexão em relação ao eixo x (tangencial) + discreta torção em torno do eixo vertical y
$f_{06}$	5,50	Flexão nos pilares em relação ao eixo x (tangencial) e na arquibancada superior
$f_{07}$	5,55	Flexão nos pilares em relação ao eixo x (tangencial) e na arquibancada superior + discreta torção em torno do eixo vertical y
$f_{08}$	5,69	Flexão nos pilares em relação ao eixo x (tangencial) e na arquibancada superior + discreta flexão na arquibancada inferior



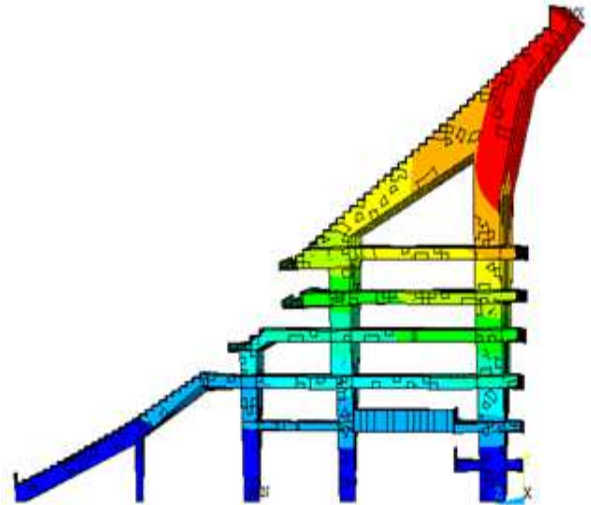
a) Vista isométrica frontal



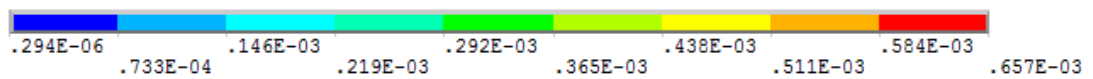
b) 1º vista isométrica de trás



c) 2º vista isométrica de trás

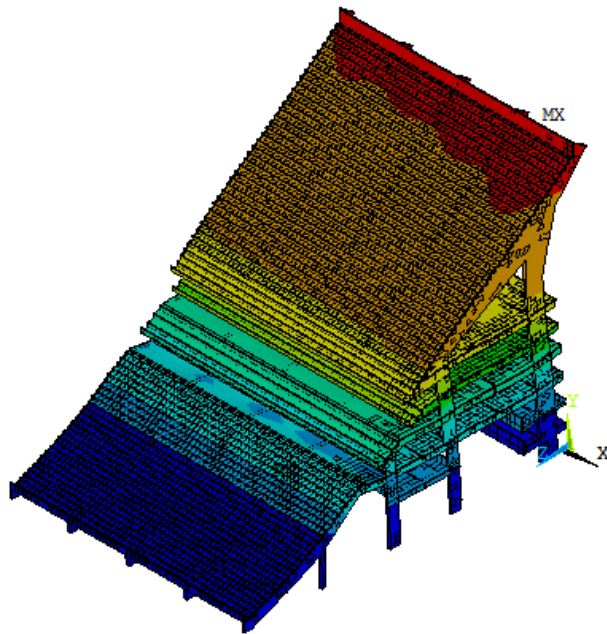


d) Vista lateral

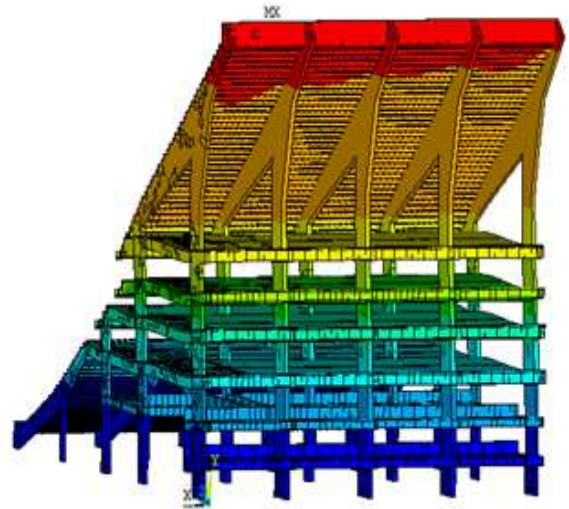


e) Escala de deslocamentos

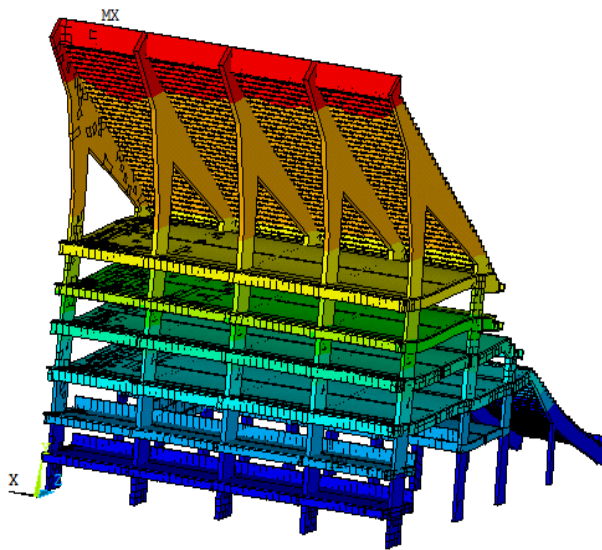
Figura 54 - 1º Modo de vibração do modelo estrutural ( $f_{01}=0,96$  Hz)



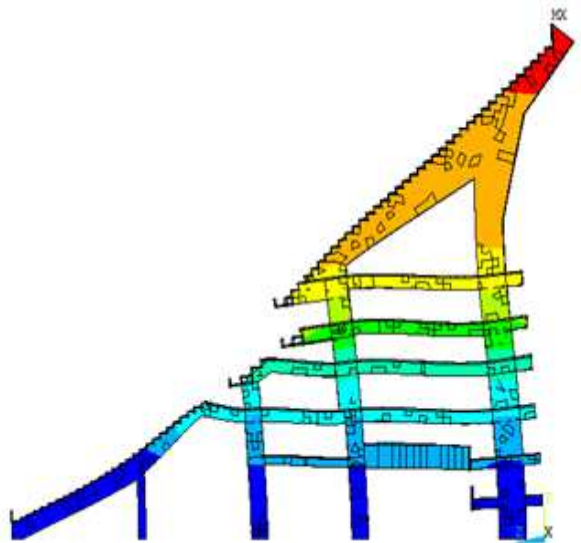
a) Vista isométrica frontal



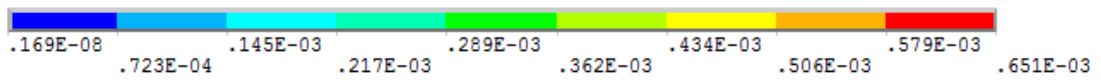
b) 1º vista isométrica de trás



c) 2º vista isométrica de trás

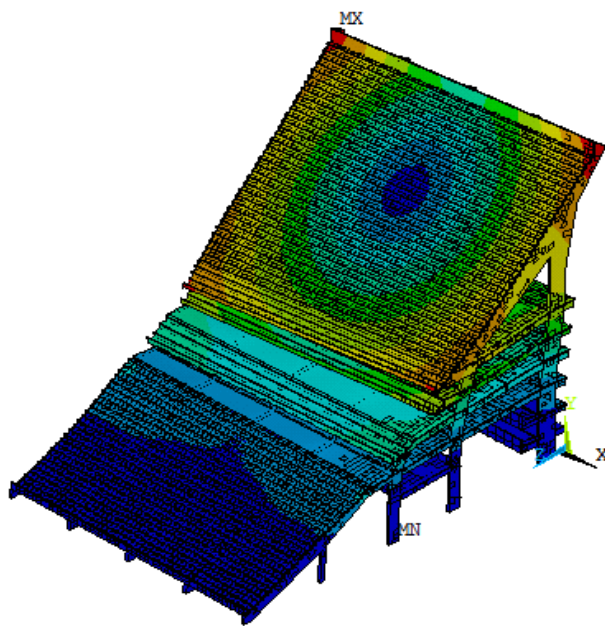


d) Vista lateral

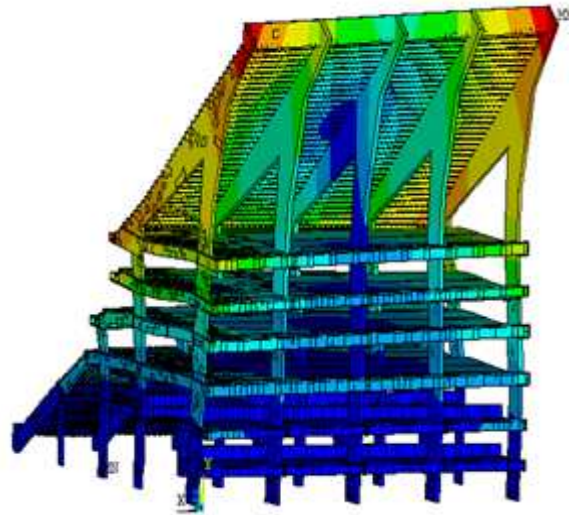


e) Escala de deslocamentos

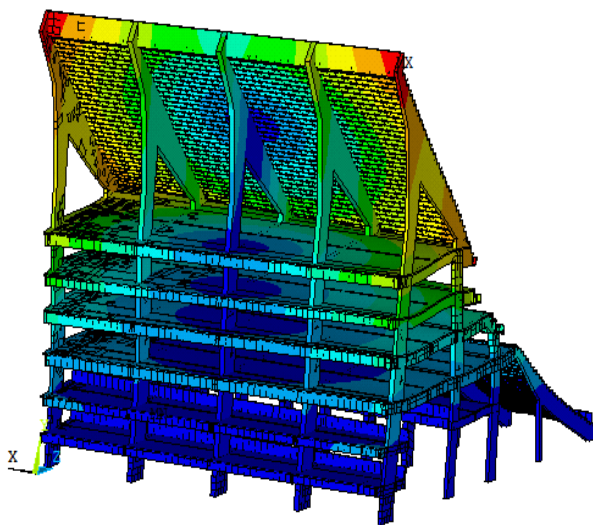
Figura 55 - 2º Modo de vibração do modelo estrutural ( $f_{02}=2,27$  Hz)



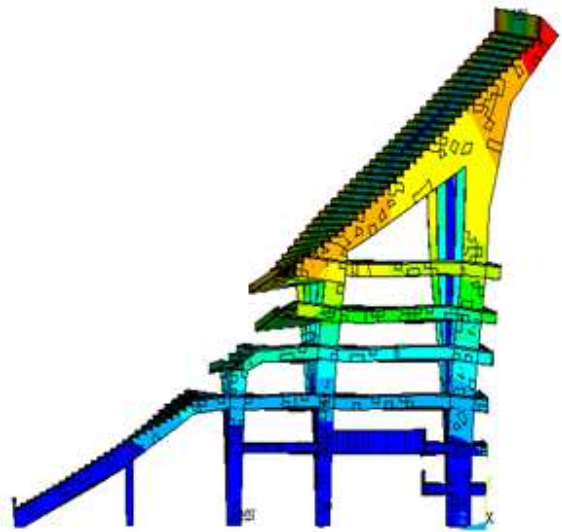
a) Vista isométrica frontal



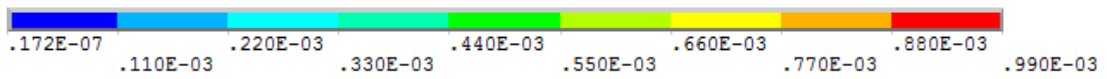
b) 1º vista isométrica de trás



c) 2º vista isométrica de trás

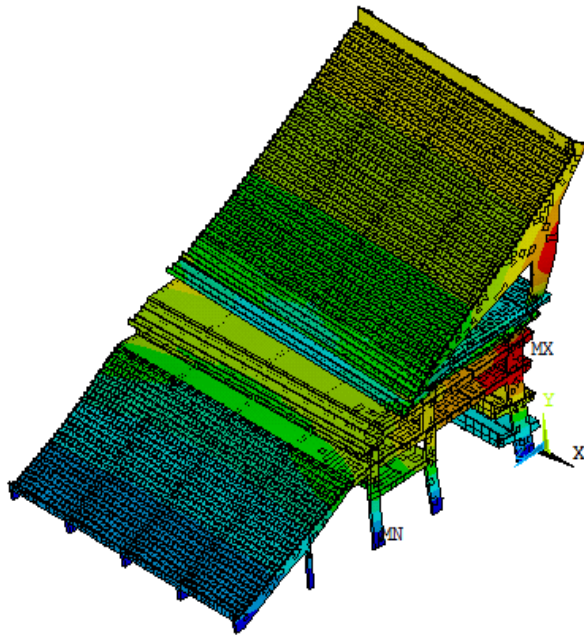


d) Vista lateral

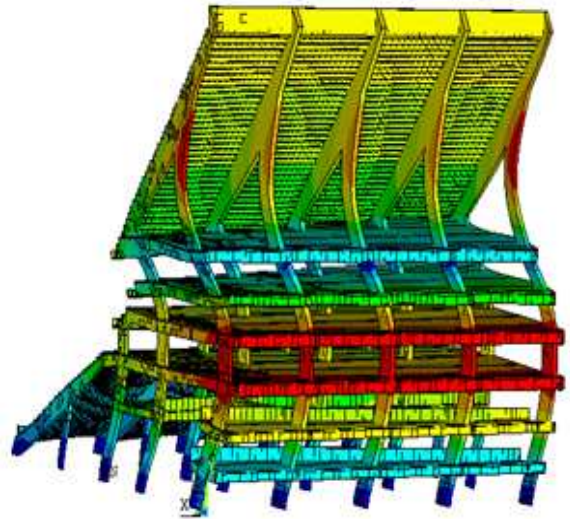


e) Escala de deslocamentos

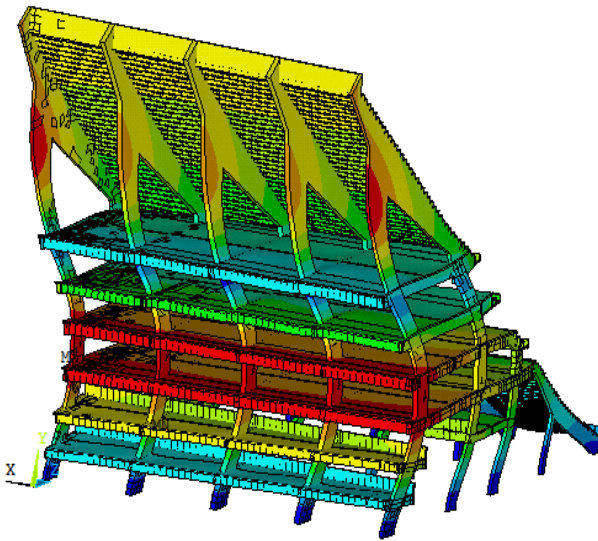
Figura 56 - 3º Modo de vibração do modelo estrutural ( $f_{03}=2,45$  Hz)



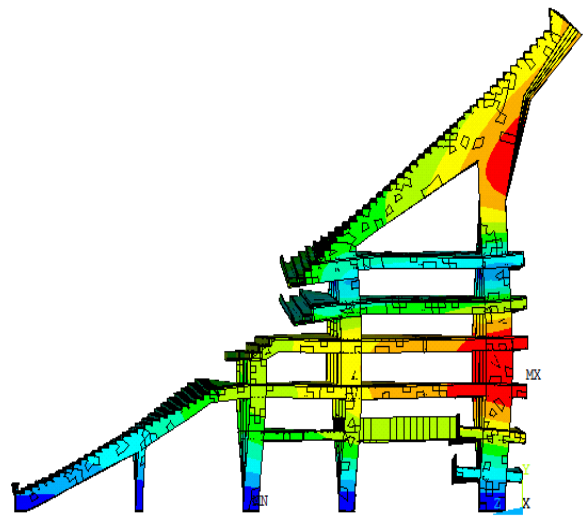
a) Vista isométrica frontal



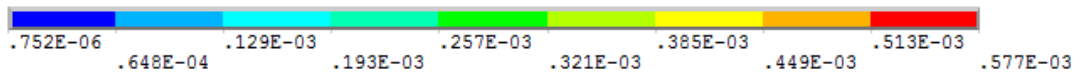
b) 1º vista isométrica de trás



c) 2º vista isométrica de trás

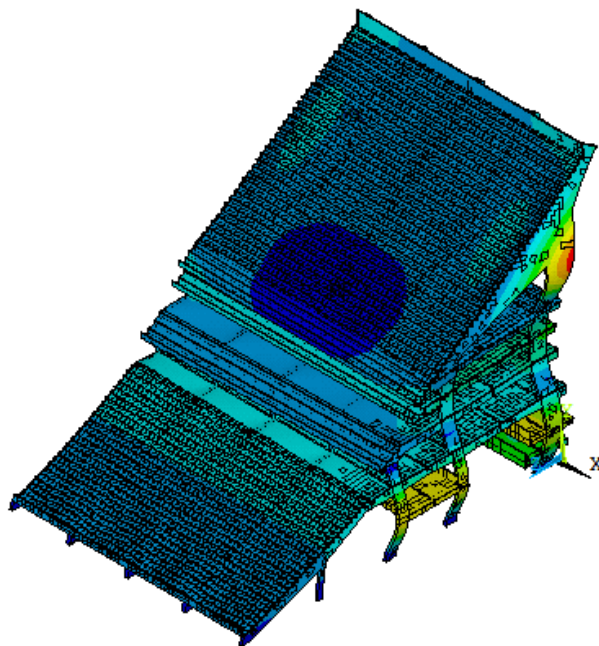


d) Vista lateral

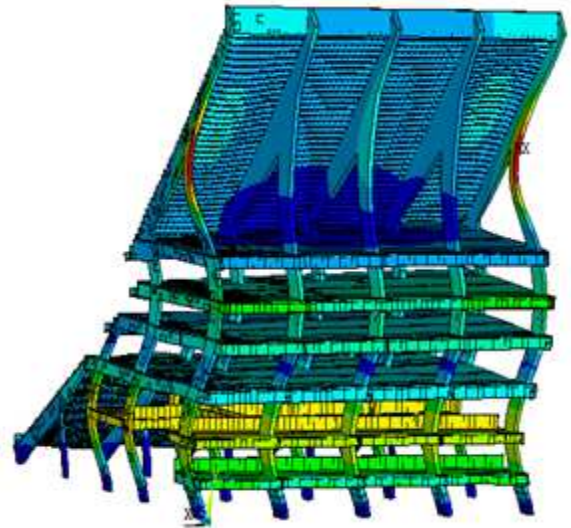


e) Escala de deslocamentos

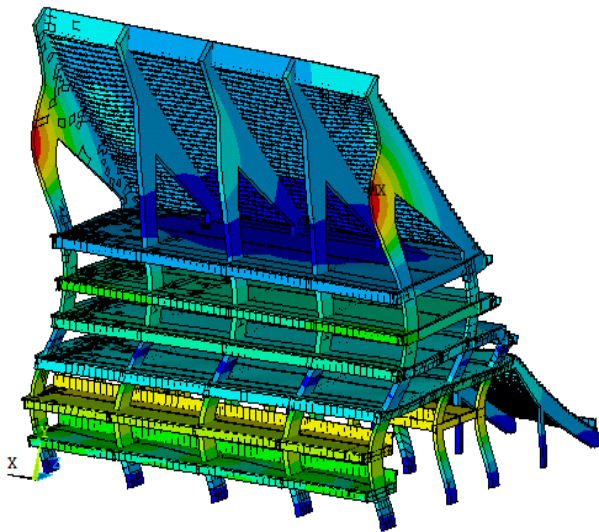
Figura 57 - 4º Modo de vibração do modelo estrutural ( $f_{04}=2,81$  Hz)



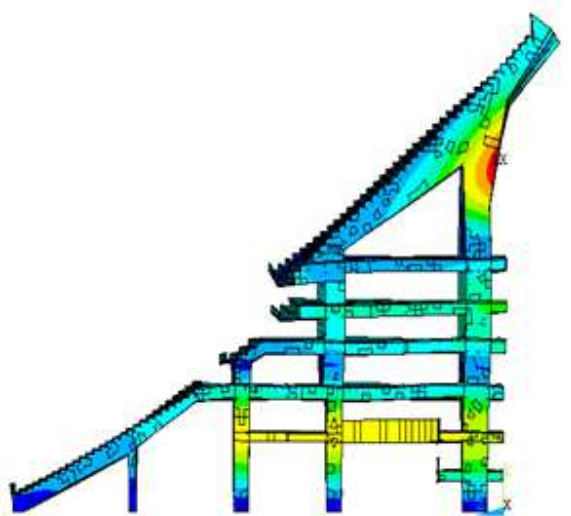
a) Vista isométrica frontal



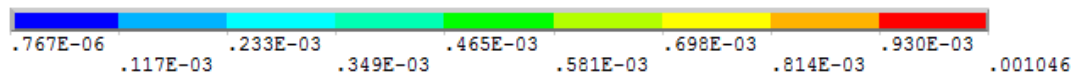
b) 1º vista isométrica de trás



c) 2º vista isométrica de trás

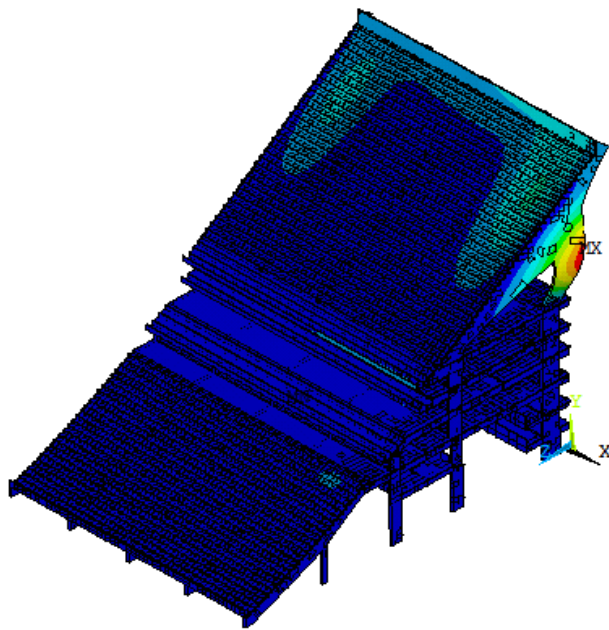


d) Vista lateral

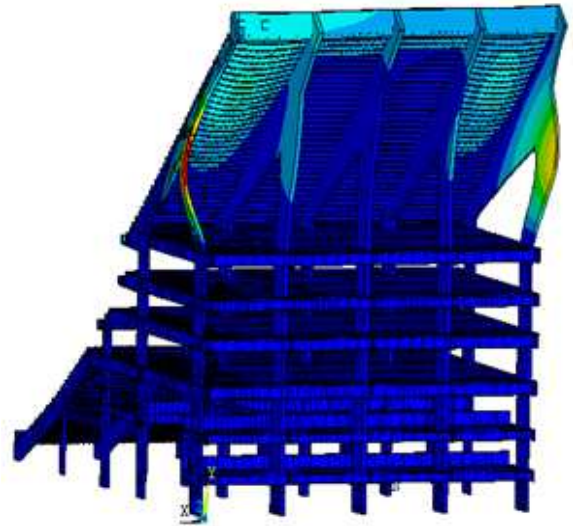


e) Escala de deslocamentos

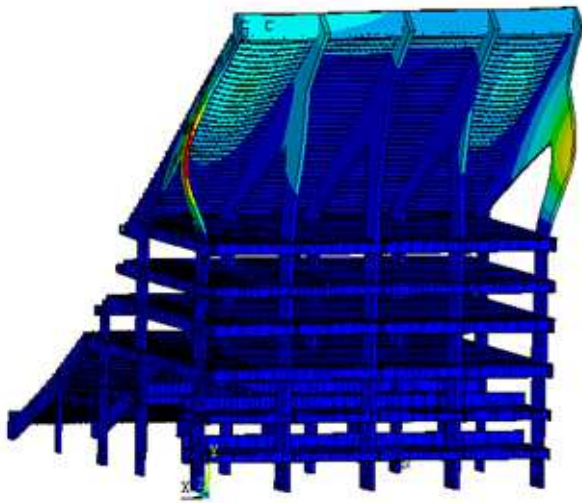
Figura 58 - 5º Modo de vibração do modelo estrutural ( $f_{05}=5,09$  Hz)



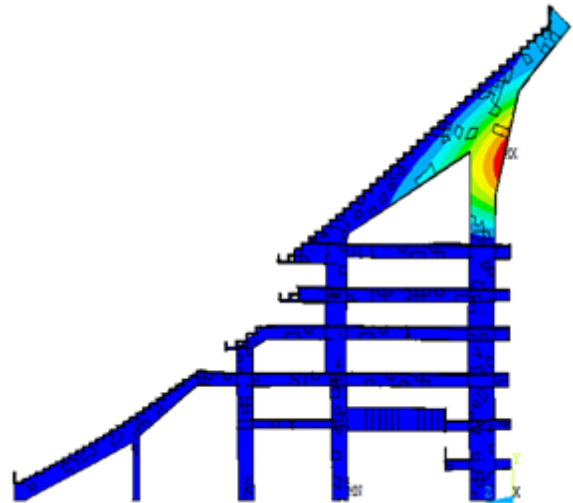
a) Vista isométrica frontal



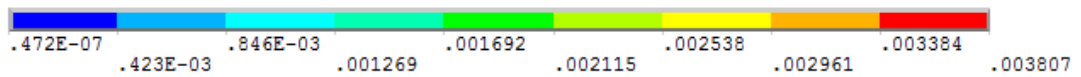
b) 1º vista isométrica de trás



c) 2º vista isométrica de trás

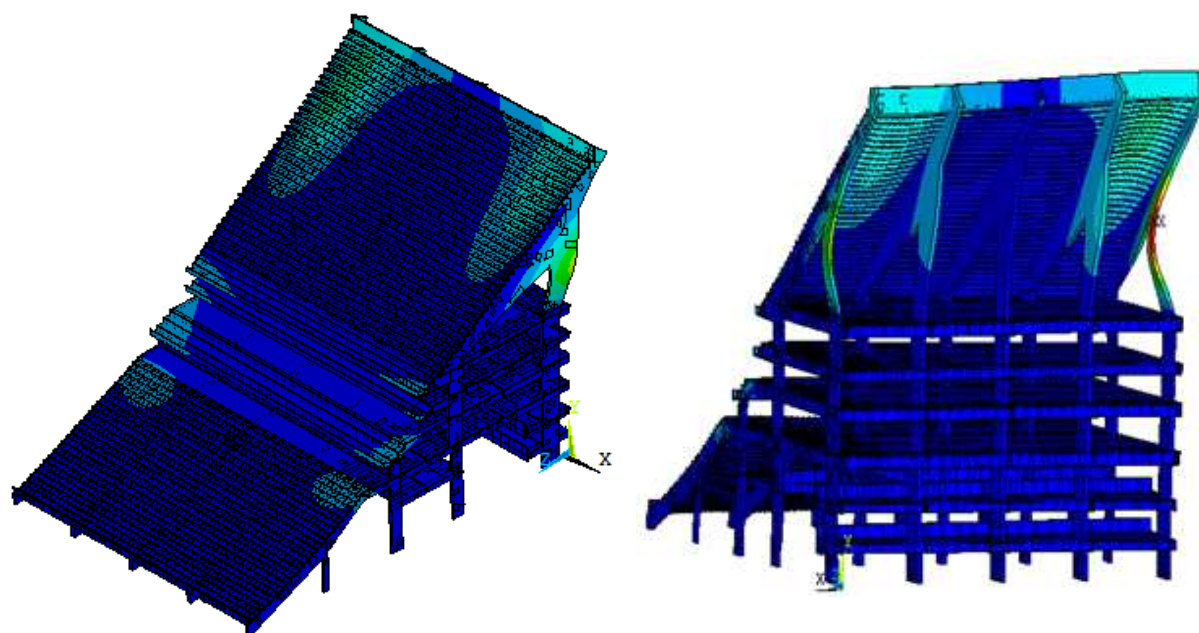


d) Vista lateral



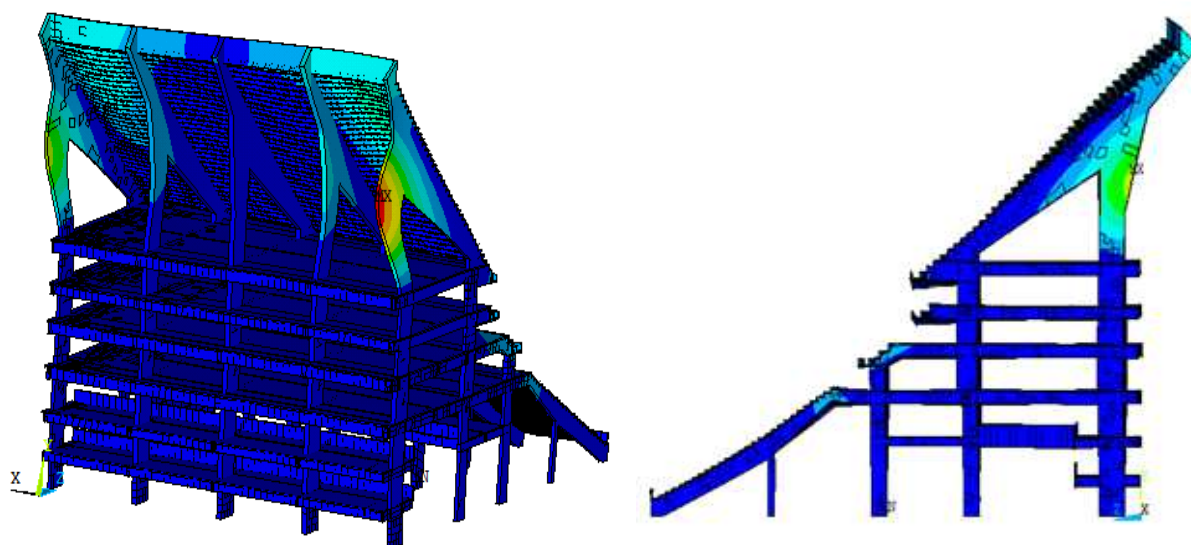
e) Escala de deslocamentos

Figura 59 - 6º Modo de vibração do modelo estrutural ( $f_{06}=5,50$  Hz)



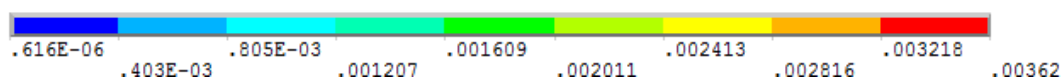
a) Vista isométrica frontal

b) 1º vista isométrica de trás



c) 2º vista isométrica de trás

d) Vista lateral



e) Escala de deslocamentos

Figura 60 - 7º Modo de vibração do modelo estrutural ( $f_{07}=5,55$  Hz)



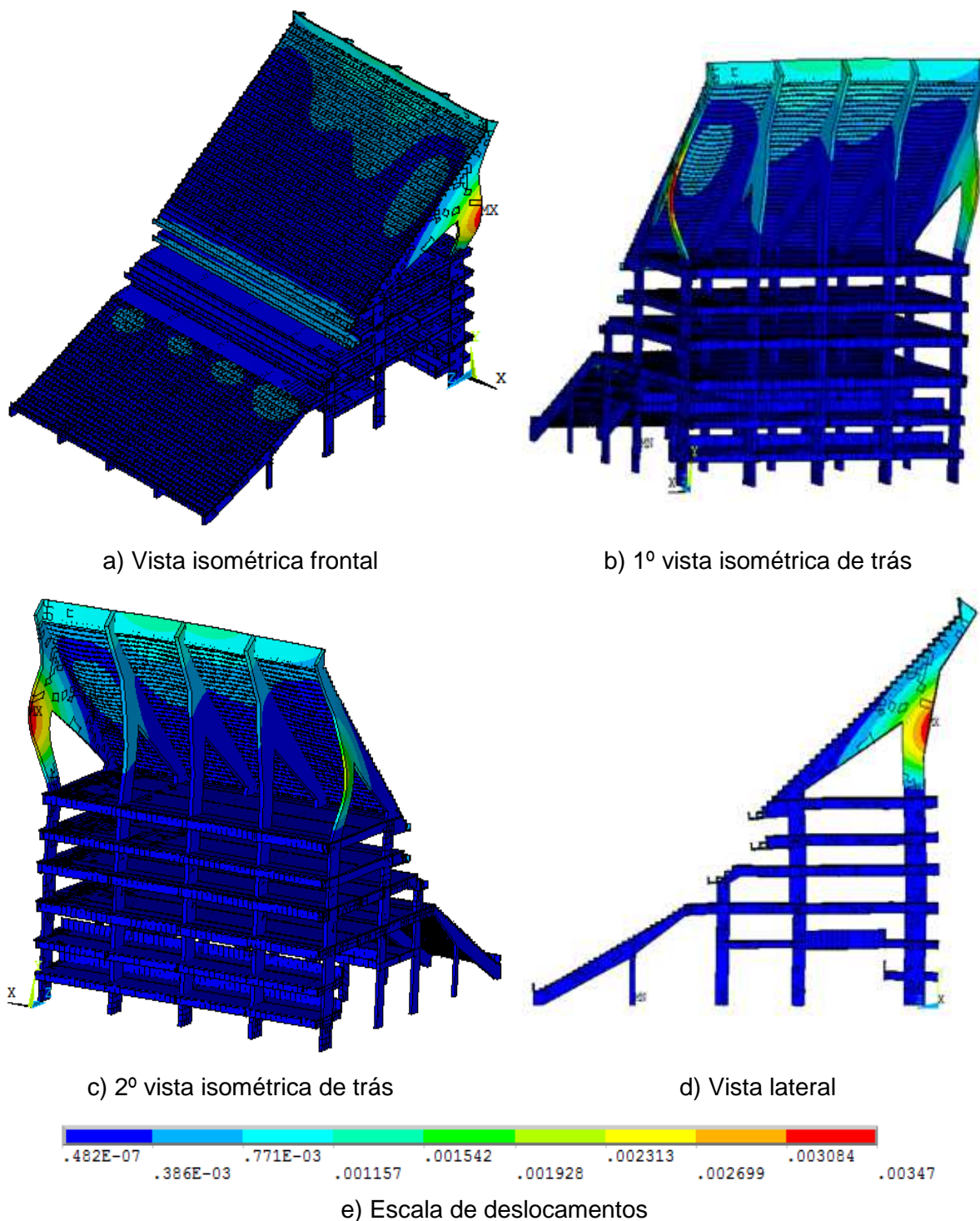


Figura 61 - 8º Modo de vibração do modelo estrutural ( $f_{08}=5,69$  Hz)

A partir da análise dos modos de vibração, verifica-se que os cinco primeiros modos de vibração identificam que a estrutura se movimenta de maneira global. Enquanto que do sexto ao oitavo modo de vibração, existe a predominância na movimentação dos pilares. No primeiro modo de vibração existe a predominância

dos efeitos de flexão em relação ao eixo x (direção tangencial) e a existência de uma discreta torção em torno do eixo vertical y. Para o segundo modo de vibração, observa-se a predominância dos efeitos de flexão em relação ao eixo z (direção radial). No terceiro modo de vibração percebe-se uma preponderância dos efeitos de torção em torno do eixo vertical y. Para o quarto e quinto modos de vibração nota-se o predomínio dos efeitos de flexão em relação ao eixo x (direção tangencial) e a existência de uma discreta torção em torno do eixo vertical y. Para o sexto modo de vibração, observa-se a predominância dos efeitos de flexão nos pilares em relação ao eixo x (direção tangencial) e na arquibancada superior. O sétimo modo de vibração apresenta os efeitos de flexão nos pilares em relação ao eixo x (direção tangencial) e na arquibancada superior, além de uma discreta torção em torno do eixo vertical y. Finalmente, no oitavo modo de vibração verificam-se os efeitos de flexão nos pilares em relação ao eixo x (direção tangencial), na arquibancada superior e uma discreta flexão na arquibancada inferior.

Na comparação do comportamento físico do sistema estrutural investigado, a partir da análise dos modos de vibração obtidos neste trabalho de pesquisa com os que foram obtidos no estudo de Lima (2013), foi possível observar que até o sétimo modo de vibração, o sistema estrutural apresenta um comportamento físico muito semelhante.

Cabe ressaltar que, a partir do oitavo modo de vibração, o comportamento físico da estrutura passa a apresentar diferenças mais significativas na comparação dos resultados. Esta diferença, da mesma forma que a diferença nos valores das frequências naturais, pode ser explicada devido à utilização de diferentes tipos de elementos finitos, diferença na discretização da malha e utilização de modelos numéricos distintos desenvolvidos em programas computacionais diferentes ANSYS (2007) e SAP2000, que foi utilizado por Lima (2013).

Percebe-se que a frequência fundamental da arquibancada ( $f_{01}=0,96$  Hz) está abaixo do valor mínimo de 9,6 Hz estabelecido pela NBR 6118 ( $f_n > 1,2f_{crítica}$ ). Portanto, a análise modal realizada na arquibancada estudada revela um forte indício de que esta estrutura possa apresentar problemas relacionados à vibrações excessivas, principalmente em caso de ressonância.

## 7 ANÁLISE DE VIBRAÇÃO FORÇADA

### 7.1 Generalidades

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos a partir da análise de vibração forçada (dinâmica transiente) da arquibancada estudada. Para tanto, são realizadas análises de vibração forçada através da utilização do programa computacional ANSYS (2007). A análise de vibração forçada procura avaliar o comportamento dinâmico da arquibancada, no que concerne ao conforto humano oriundo de ações dinâmicas provenientes de ações humanas relativas à prática da atividade da torcida, a partir dos resultados obtidos em termos dos deslocamentos e acelerações máximas, acelerações *rms* e acelerações em VDV.

Para a análise de vibração forçada deste trabalho foi adotada a frequência de 2,50Hz como frequência característica do carregamento baseado em investigações realizadas anteriormente. Essas investigações mostraram que a frequência de 2,50Hz foi onde se obteve as maiores amplitudes da resposta dinâmica (Lima, 2013). Esse valor de frequência se encontra em ressonância com o terceiro modo de vibração. Entretanto, para uma melhor avaliação, se faz necessária uma maior variação nos parâmetros ( $K_p$ ,  $T_c$ ,  $T$ ).

Foram escolhidos quatro diferentes pontos de leitura das respostas dinâmicas. Para essa escolha foram verificados e analisados os modos de vibração apresentados no capítulo seis e foram escolhidos pontos com maiores amplitudes modais. O ponto 1 se encontra na extremidade do último degrau da arquibancada superior. O ponto 2 se encontra no centro do último degrau da arquibancada superior. O ponto 3 se encontra no meio do primeiro vão (entre as vigas), na altura do pilar. E o ponto 4 se encontra na extremidade do primeiro degrau da arquibancada superior. A Figura 62 apresenta o posicionamento desses pontos.

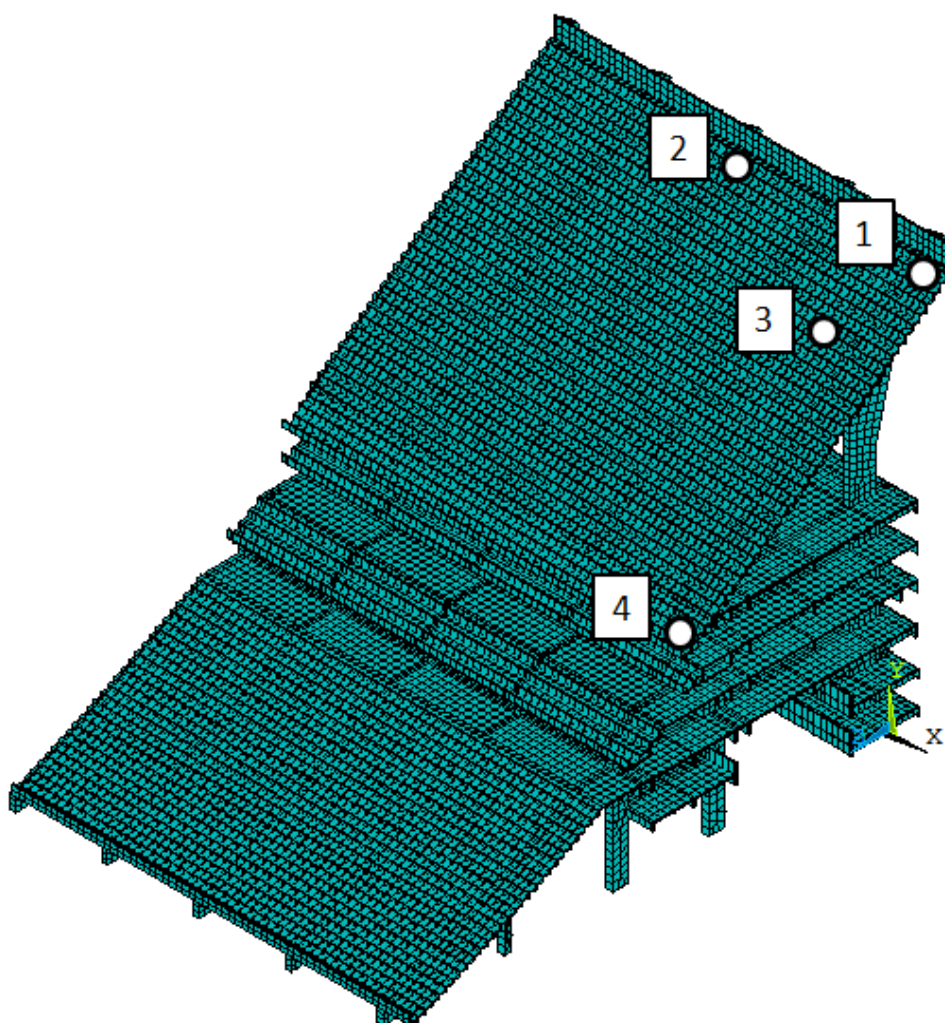


Figura 62 - Posicionamento dos pontos de análise da arquibancada.

O intervalo de integração ( $\Delta t$ ) utilizado nas análises numéricas transientes foi igual a 0,002s ( $\Delta t = 2 \times 10^{-3}$ s) e o tempo total das análises foi de 10s, sendo suficiente para que a resposta dinâmica da estrutura seja analisada na fase permanente. O amortecimento estrutural foi considerado como sendo igual a 1%, ficando assim situado na faixa de 1% a 3%, de acordo com a ISO 10137 (2007) e também dentro do valor mencionado pelo SCI (2009). Entretanto, cabe ressaltar que em outras referências o valor do amortecimento estrutural sofre variações [CEB 209 (1991); Nóbrega (2004)].

## 7.2 Estudo do comportamento geral no domínio do tempo e da frequência para as cinco situações de carregamento (SC-I a SC-V)

As cinco diferentes situações de carregamento estudadas foram avaliadas nos quatro pontos de leitura descritos anteriormente e foram obtidas as respostas em termos de deslocamentos e acelerações máximas no eixo x (direção tangencial), eixo y (altura) e eixo z (direção radial).

Para representar o comportamento da estrutura durante a ação do carregamento, serão expostos a seguir os gráficos dos deslocamentos e das acelerações, no domínio do tempo e da frequência, de todas as situações de carregamento no eixo y, pois foi o eixo que obteve as maiores respostas e os gráficos apenas da situação de carregamento mais crítica (situação SC-I) nos eixos x e z. É importante ressaltar que os gráficos de deslocamento e aceleração no domínio da frequência foram obtidos através da utilização da Transformada de Fourier.

### 7.2.1 Modelo de carregamento de Faisca (2003)

Neste modelo de carregamento, para a avaliação do comportamento das arquibancadas do estádio estudado quando submetidas aos carregamentos dinâmicos correspondentes a atividade de torcida, descritos no capítulo três, foram utilizados os seguintes parâmetros:  $T=0,40s$ ,  $T_c=0,32s$ ,  $T_s=0,08s$ ,  $CD=0,70$  e  $K_p=1,96$ . Para o cálculo do coeficiente de impacto ( $K_p$ ) foi utilizada a formulação do Sim (2006), também descrita no capítulo três.

Nas Figuras 63 a 67 são apresentados os gráficos de deslocamento e nas Figuras 68 a 72 os gráficos de aceleração, no domínio do tempo e da frequência, respectivamente, em relação ao eixo vertical y (Figura 45), no ponto de maior amplitude de resposta dinâmica nas situações de carregamento investigadas (Ponto 3: Figura 62). As situações de carregamento investigadas estão detalhadas nas Figuras 38 a 42, vistas anteriormente no capítulo 4.

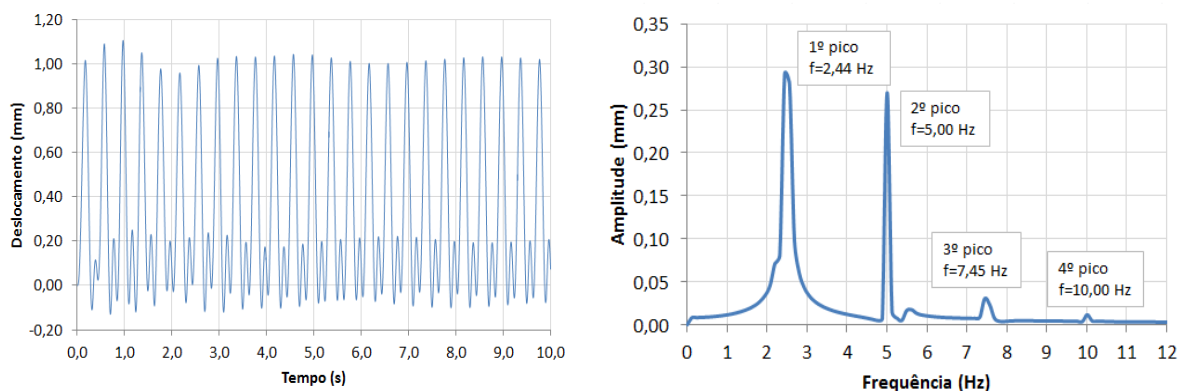


Figura 63 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-I, no eixo y

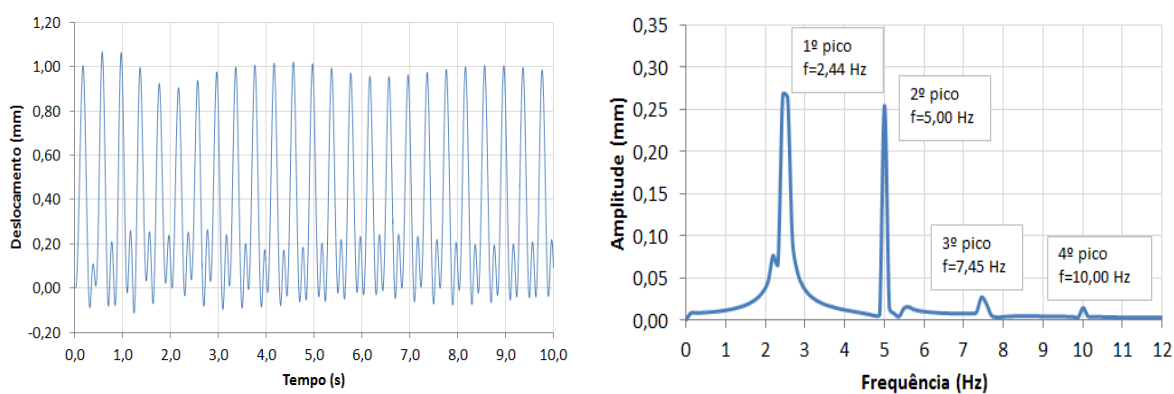


Figura 64 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-II, no eixo y

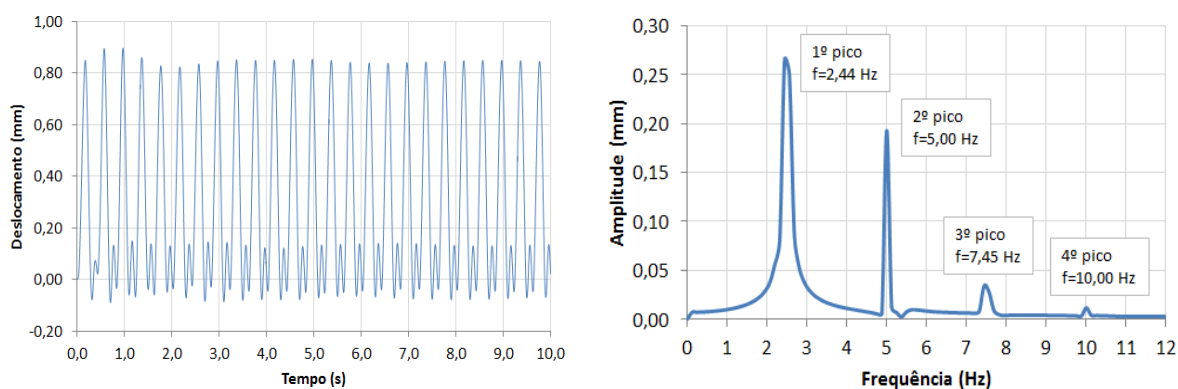


Figura 65 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-III, no eixo y

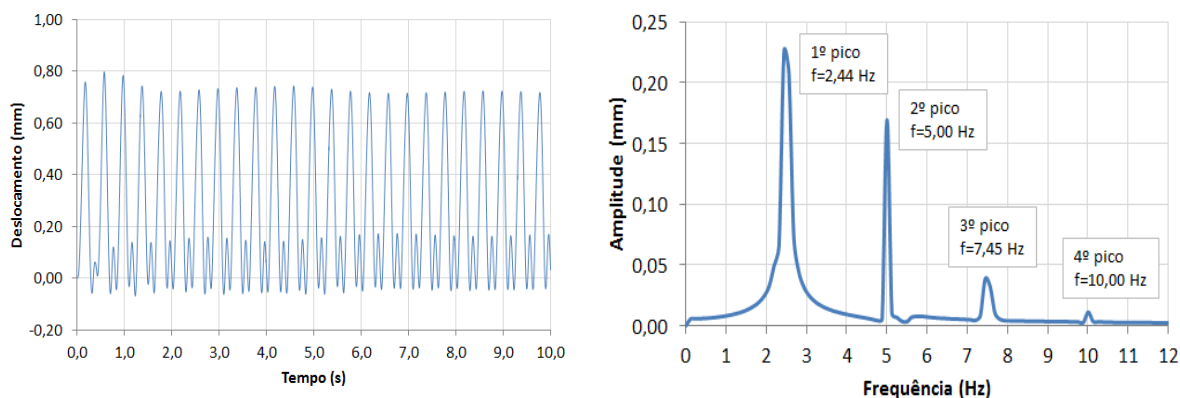


Figura 66 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-IV, no eixo y

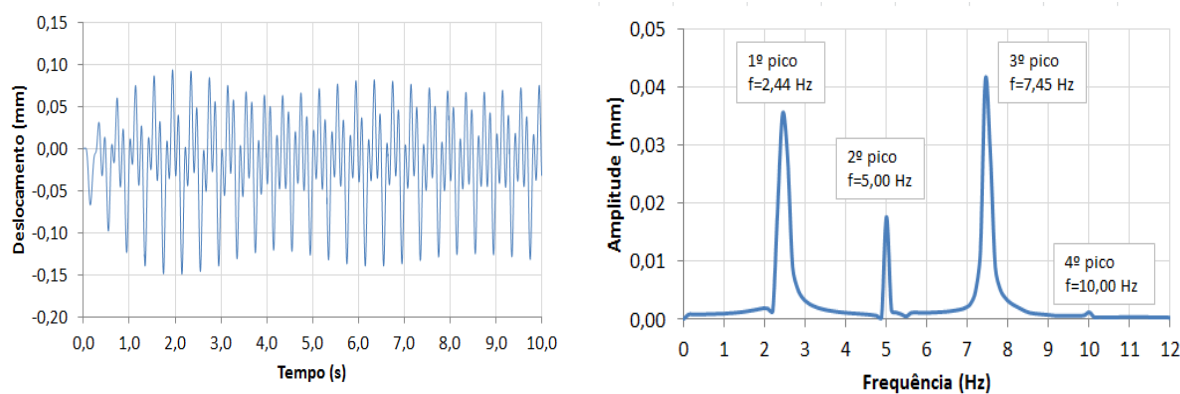


Figura 67 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-V, no eixo y

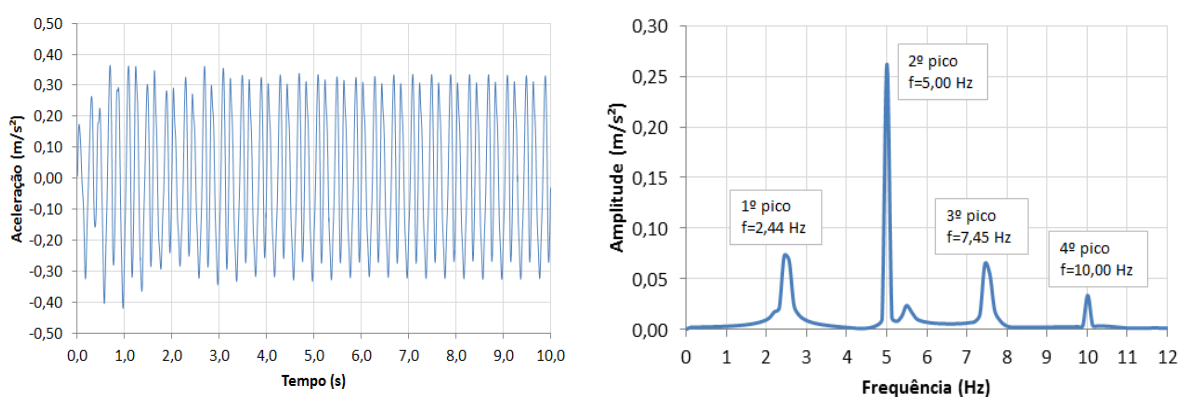


Figura 68 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-I, no eixo y

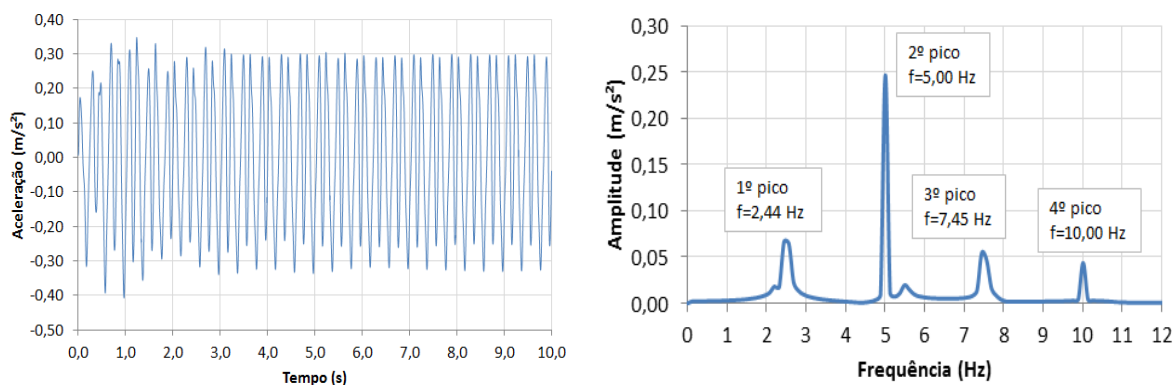


Figura 69 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-II, no eixo y

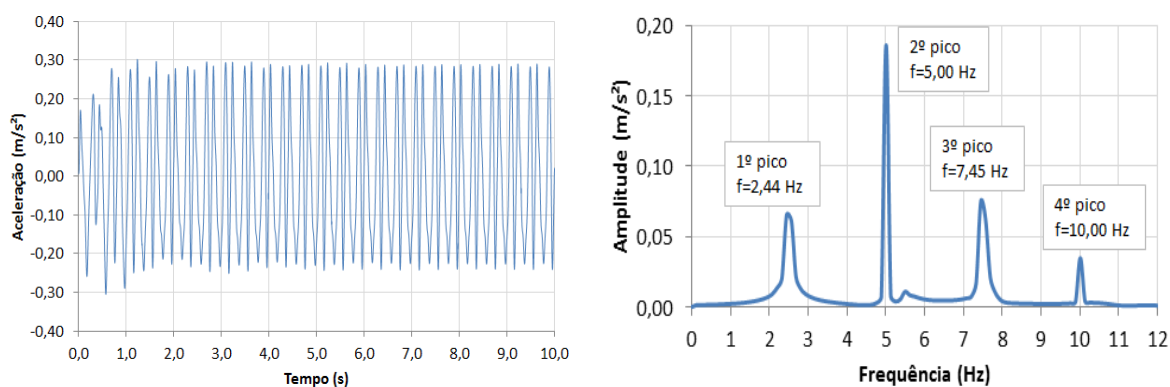


Figura 70 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-III, no eixo y

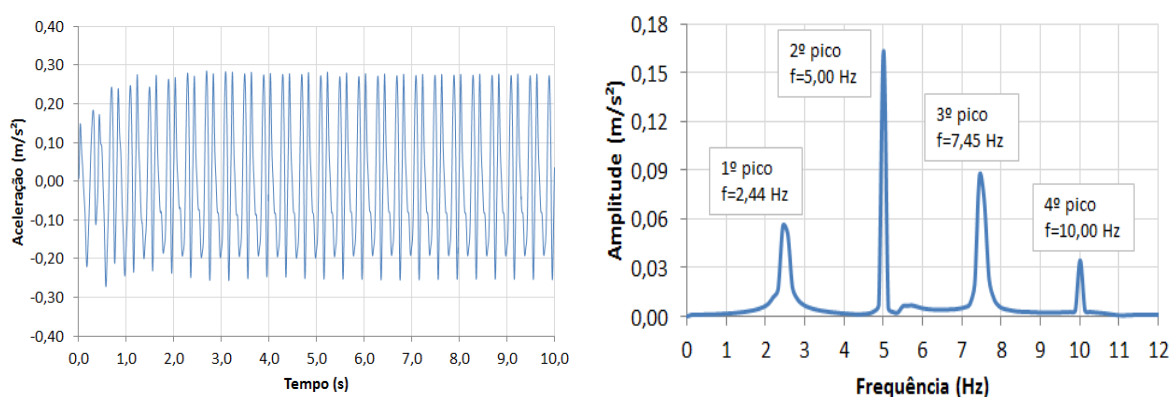


Figura 71 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-IV, no eixo y



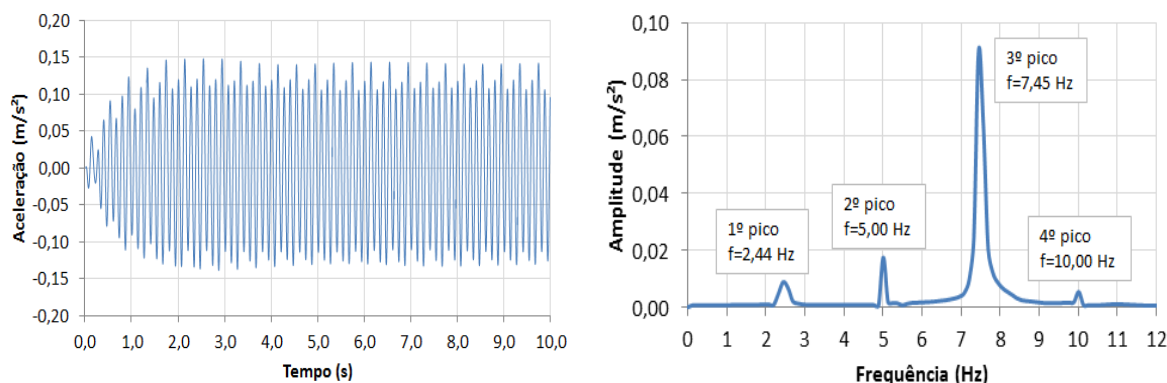


Figura 72 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-V, no eixo y

Através dos resultados obtidos nos gráficos das Figuras 63 a 72, correspondentes a resposta no eixo y, com relação aos gráficos no domínio do tempo, pode-se observar que os valores dos deslocamentos e das acelerações aumentam à medida que se aumenta o número de pessoas praticando a atividade dinâmica rítmica de torcida. Portanto os valores máximos obtidos tanto de deslocamento quanto de aceleração foram encontrados na primeira situação de carregamento (situação SC-I) e os valores mínimos obtidos tanto de deslocamento quanto de aceleração foram encontrados na quinta situação de carregamento (situação SC-V), concluindo assim que os valores dos deslocamentos e das acelerações da arquibancada são proporcionais ao número de pessoas que pratica a atividade dinâmica rítmica.

Com relação aos resultados obtidos nos gráficos apresentados nas Figuras 63 a 67, do deslocamento no domínio da frequência, pode-se verificar que o primeiro pico no gráfico é o principal responsável pela transferência de energia do sistema nas quatro primeiras situações de carregamento, e corresponde a terceira frequência natural da estrutura ( $f_{03} = 2,45\text{Hz}$ ). Na quinta situação de carregamento, pode-se verificar que o terceiro pico no gráfico que é o principal responsável pela transferência de energia do sistema, e que corresponde a décima terceira frequência natural da estrutura ( $f_{13} = 7,34\text{Hz}$ ). O segundo pico que aparece nas Figuras 63 a 67 corresponde ao segundo harmônico da excitação dinâmica rítmica ( $f=5,00\text{Hz}$ ) e o quarto pico corresponde ao quarto harmônico da excitação dinâmica rítmica ( $f=10,00\text{Hz}$ ).

Com referência aos resultados obtidos nos gráficos apresentados nas Figuras 68 a 72, da aceleração no domínio da frequência, pode-se verificar que o segundo pico no gráfico, que corresponde a quinta frequência natural da estrutura ( $f_{05} = 5,09\text{Hz}$ ), é o principal responsável pela transferência de energia do sistema nas quatro primeiras situações de carregamento. E na quinta situação de carregamento, pode-se verificar que o terceiro pico no gráfico, que corresponde a décima terceira frequência natural da estrutura ( $f_{13} = 7,34\text{Hz}$ ), é o principal responsável pela transferência de energia do sistema. O primeiro pico que aparece nas Figuras 68 a 72 corresponde ao primeiro harmônico da excitação dinâmica rítmica ( $f=2,44\text{Hz}$ ) e o quarto pico corresponde ao quarto harmônico da excitação dinâmica rítmica ( $f=10,00\text{Hz}$ ).

Os resultados obtidos nos eixos x e z apresentam o mesmo comportamento apresentado no eixo y, mudando apenas seus valores, ou seja, são qualitativamente semelhantes, porém quantitativamente diferentes. Portanto nas Figuras 73 e 74 se encontram os gráficos de deslocamento e aceleração, respectivamente, no domínio do tempo e da frequência, em relação ao eixo x e nas Figuras 75 e 76 os gráficos em relação ao eixo z, somente para a pior situação de carregamento (situação SC-I).

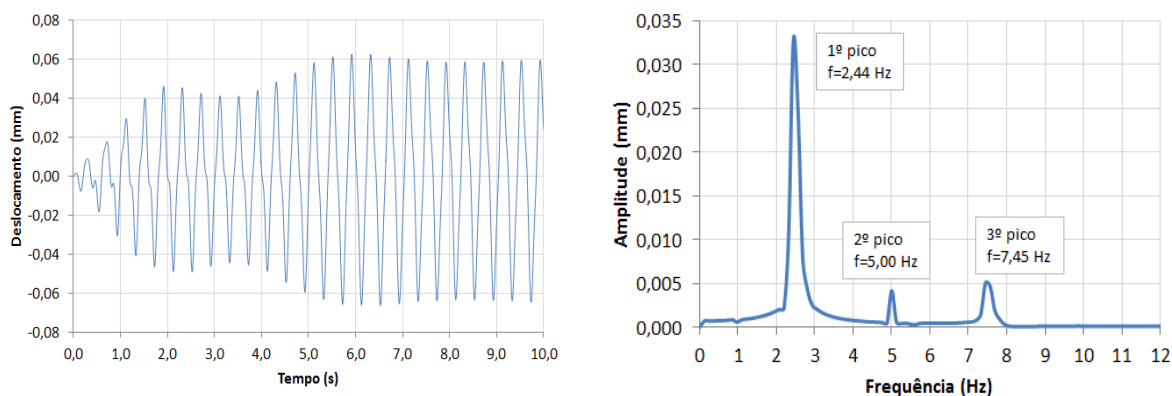


Figura 73 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, no eixo x

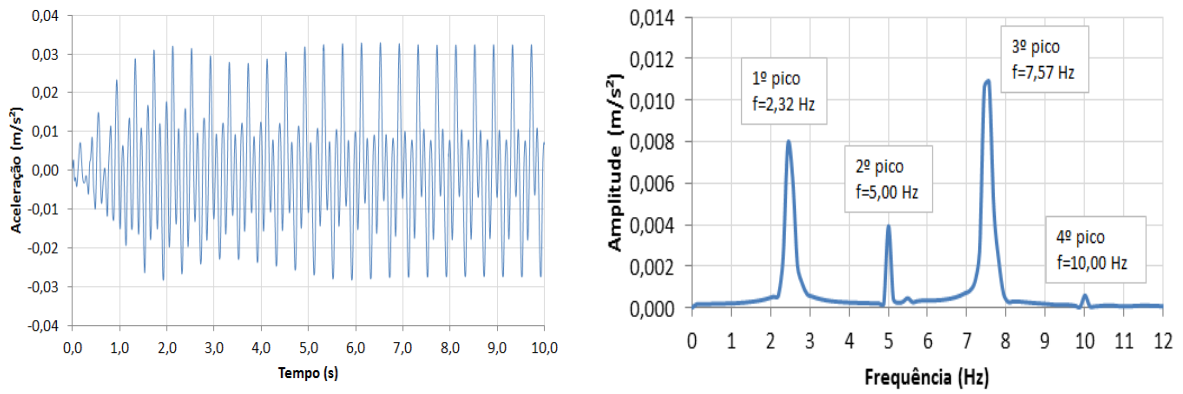


Figura 74 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, no eixo x

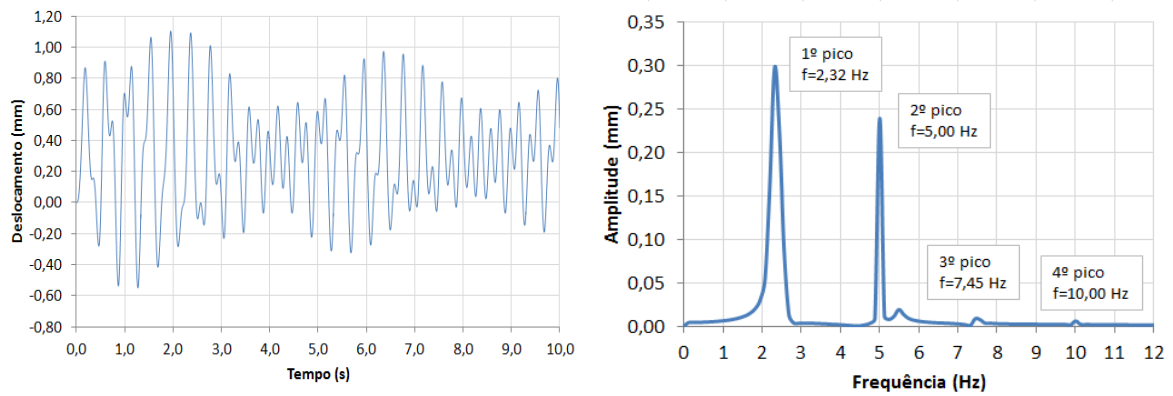


Figura 75 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, no eixo z

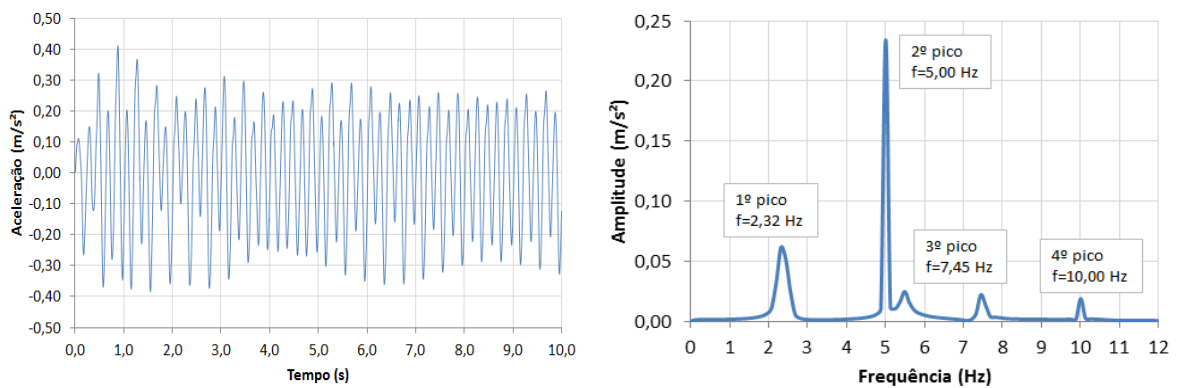


Figura 76 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, no eixo z

### 7.2.2 Modelo de carregamento de Ellis e Ji (2004)

No que diz respeito a este modelo de carregamento, a frequência de excitação ( $f_p$ ) foi considerada igual a 2,50Hz de modo que algum de seus harmônicos se iguale a um dos modos de vibração da estrutura.

Nas Figuras 77 a 86 seguem os gráficos de deslocamento e aceleração, respectivamente, no domínio do tempo e da frequência, em relação ao eixo y, nos pontos de maiores respostas em cada situação de carregamento. Enquanto que nas Figuras 87 a 90 se encontram os gráficos de deslocamento e aceleração, respectivamente, no domínio do tempo e da frequência, em relação ao eixo x e eixo z, somente para a pior situação de carregamento (situação SC-I).

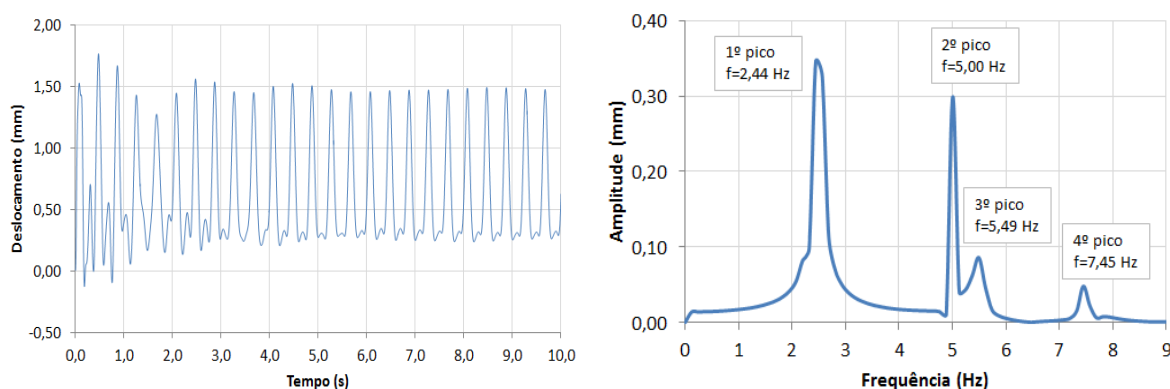


Figura 77 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-I, no eixo y

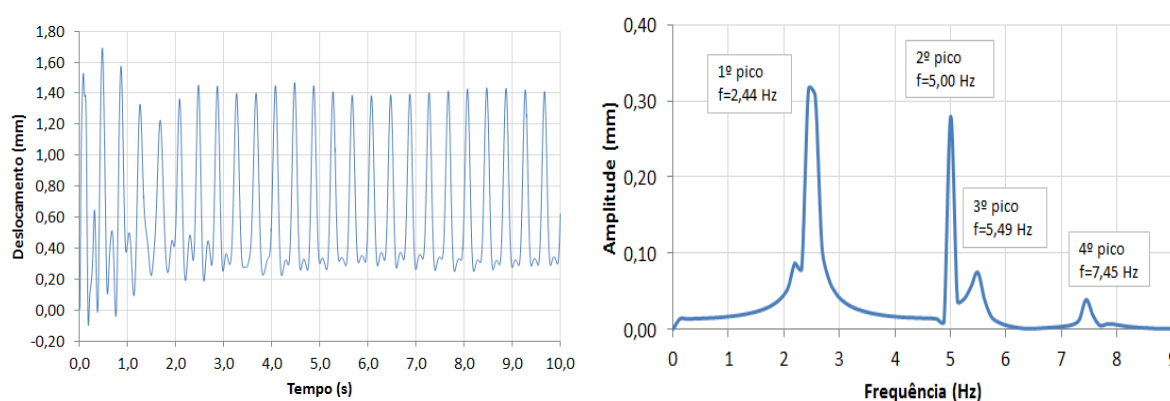


Figura 78 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-II, no eixo y

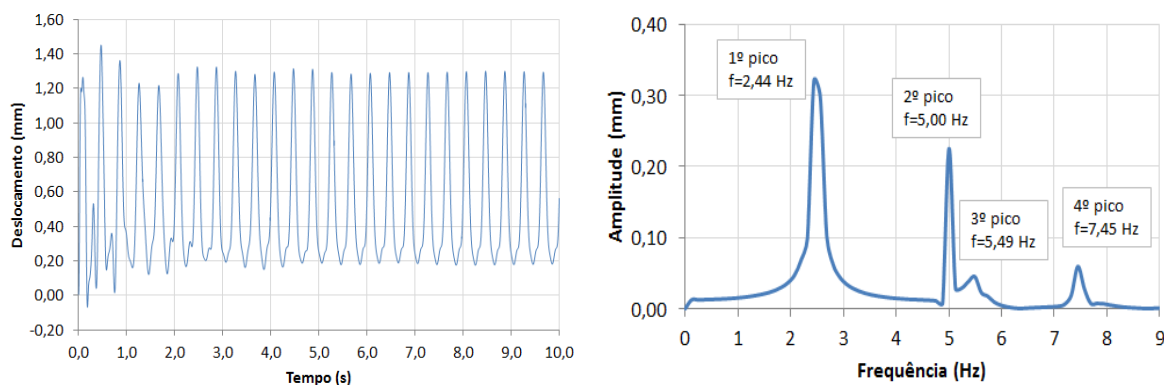


Figura 79 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-III, no eixo y

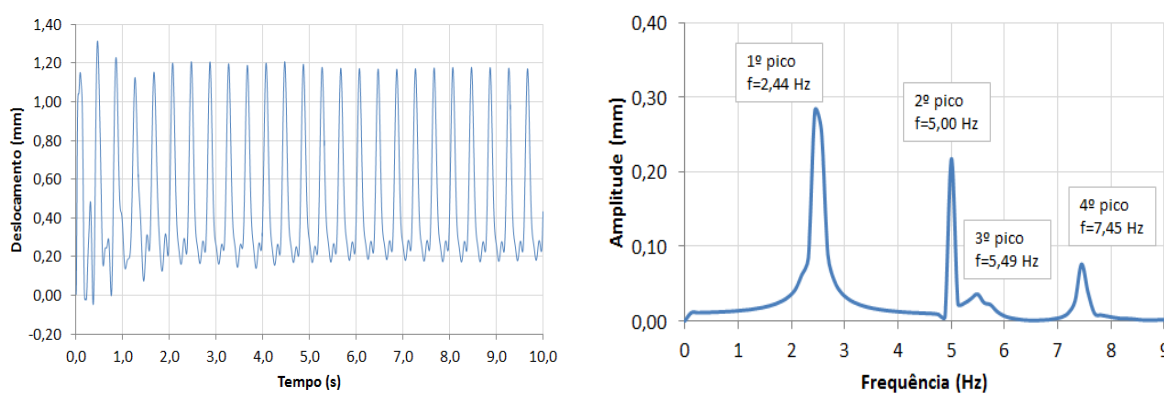


Figura 80 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-IV, no eixo y

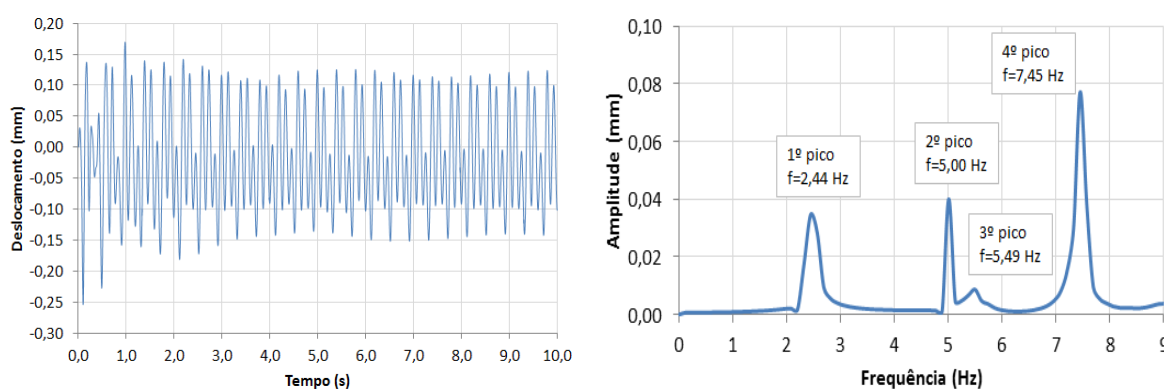


Figura 81 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-V, no eixo y

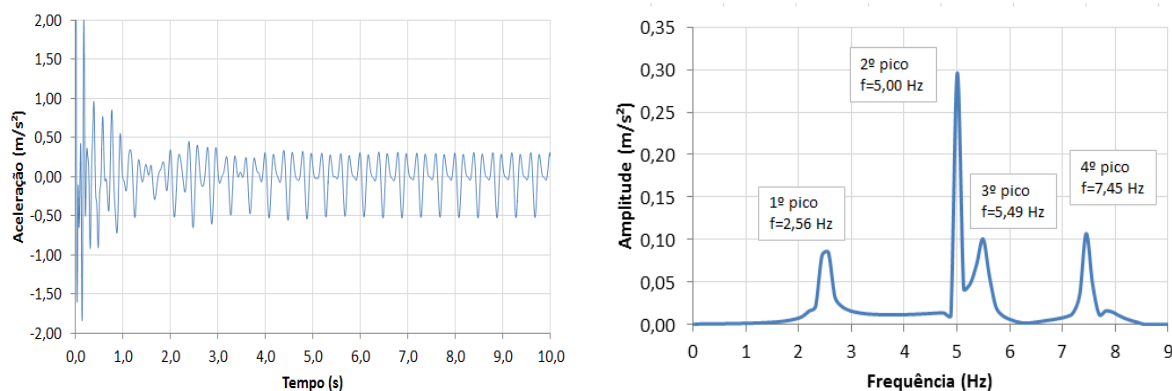


Figura 82 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-I, no eixo y

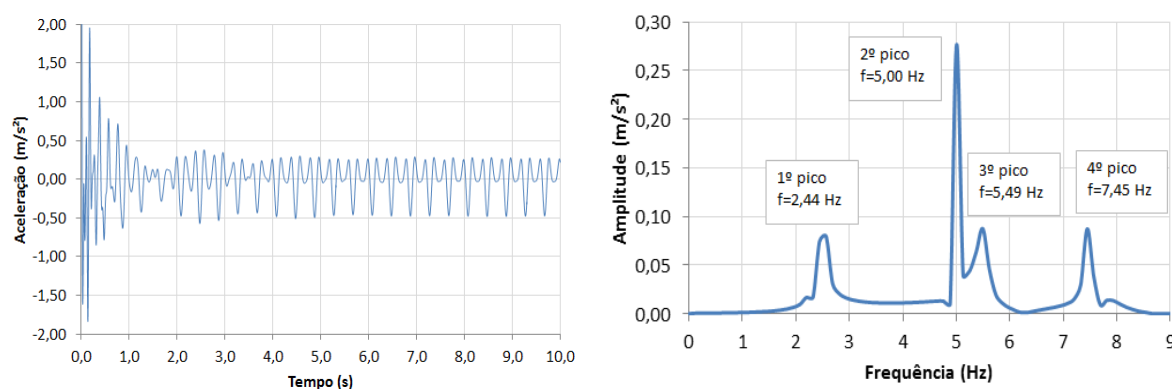


Figura 83 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-II, no eixo y

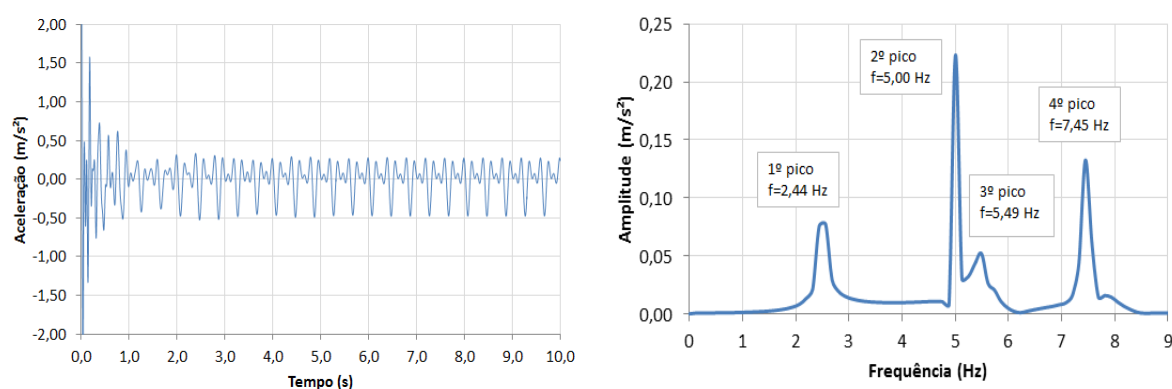


Figura 84 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-III, no eixo y

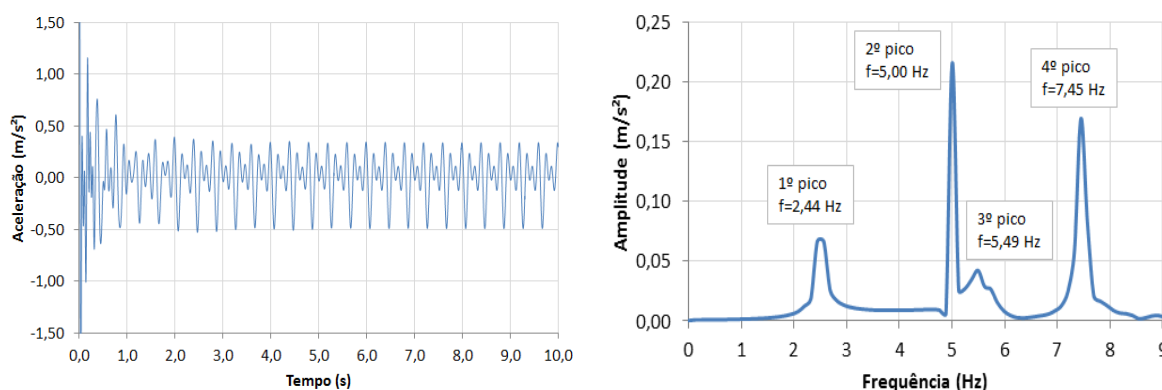


Figura 85 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-IV, no eixo y

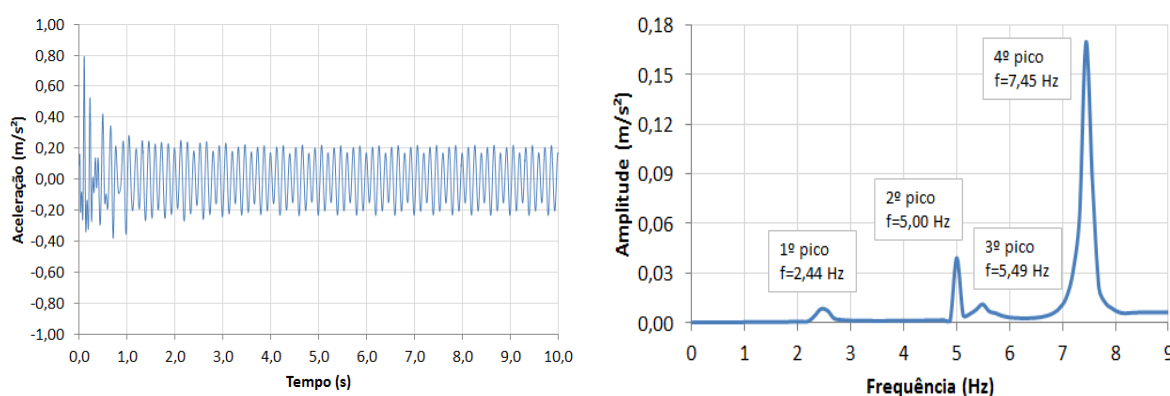


Figura 86 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, na situação SC-V, no eixo y

Da mesma maneira que pode ser observado nos gráficos referentes ao modelo de carregamento proposto por Faisca (2003), nos gráficos no domínio do tempo, os valores dos deslocamentos e das acelerações aumentam à medida que se aumenta o número de pessoas praticando a atividade dinâmica rítmica de torcida. Assim os maiores valores foram encontrados na primeira situação de carregamento (situação SC-I) e os menores valores foram encontrados na quinta situação de carregamento (situação SC-V), concluindo assim que os valores dos deslocamentos e das acelerações da arquibancada são proporcionais ao número de pessoas que pratica a atividade dinâmica rítmica.

Com relação aos resultados obtidos nos gráficos do deslocamento no domínio da frequência (Figuras 77 a 81), verifica-se que o primeiro pico no gráfico é o principal responsável pela transferência de energia do sistema nas quatro primeiras

situações de carregamento, e corresponde a terceira frequência natural da estrutura ( $f_{03} = 2,45\text{Hz}$ ), Na quinta situação de carregamento, o quarto pico no gráfico, que corresponde a décima terceira frequência natural da estrutura ( $f_{13} = 7,34\text{Hz}$ ), que é o principal responsável pela transferência de energia do sistema. O segundo pico que aparece nas Figuras 77 a 81 corresponde ao segundo harmônico da excitação dinâmica rítmica ( $f=5,00\text{Hz}$ ) e o terceiro pico corresponde ao terceiro harmônico da excitação dinâmica rítmica ( $f=5,49\text{Hz}$ ).

Com referência aos resultados obtidos nos gráficos da aceleração no domínio da frequência (Figuras 82 a 86), pode-se verificar que o segundo pico no gráfico, que corresponde a quinta frequência natural da estrutura ( $f_{05} = 5,09\text{Hz}$ ), é o principal responsável pela transferência de energia do sistema nas quatro primeiras situações de carregamento. E na quinta situação de carregamento, o quarto pico no gráfico, que corresponde a décima terceira frequência natural da estrutura ( $f_{13} = 7,34\text{Hz}$ ), que é o principal responsável pela transferência de energia do sistema. O primeiro pico que aparece nas Figuras 82 a 86 corresponde ao primeiro harmônico da excitação dinâmica rítmica ( $f=2,44\text{Hz}$ ) e o terceiro pico corresponde ao terceiro harmônico da excitação dinâmica rítmica ( $f=5,49\text{Hz}$ ).

Da mesma forma que nos resultados obtidos no modelo de carregamento proposto por Faisca (2003), os resultados nos eixos x e z apresentam o mesmo comportamento apresentado no eixo y, mudando apenas seus valores, sendo assim qualitativamente semelhantes, porém quantitativamente diferentes. Conforme foi dito anteriormente, nas Figuras 87 e 88 se encontram os gráficos de deslocamento e aceleração, respectivamente, no domínio do tempo e da frequência, em relação ao eixo x e nas Figuras 89 e 90 os gráficos em relação ao eixo z, somente para a pior situação de carregamento (situação SC-I).



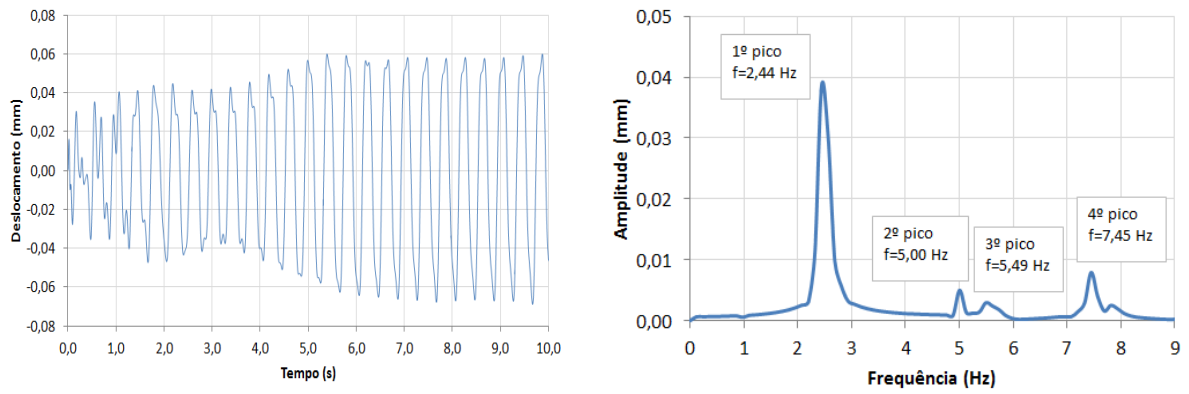


Figura 87 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, no eixo x

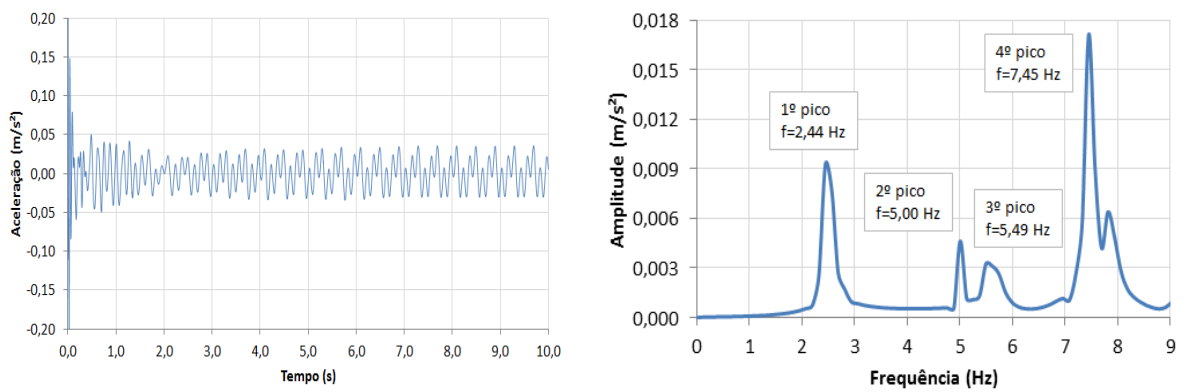


Figura 88 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, no eixo x

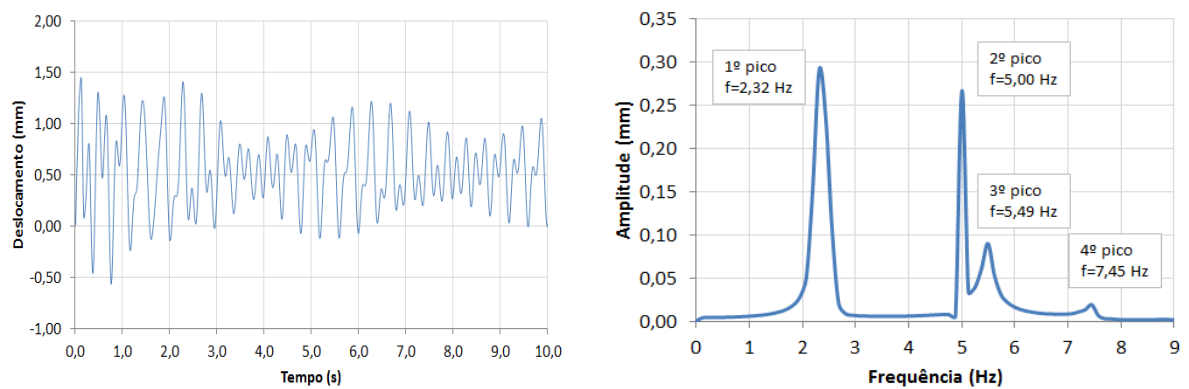


Figura 89 - Gráficos do deslocamento no domínio do tempo e da frequência, no eixo z

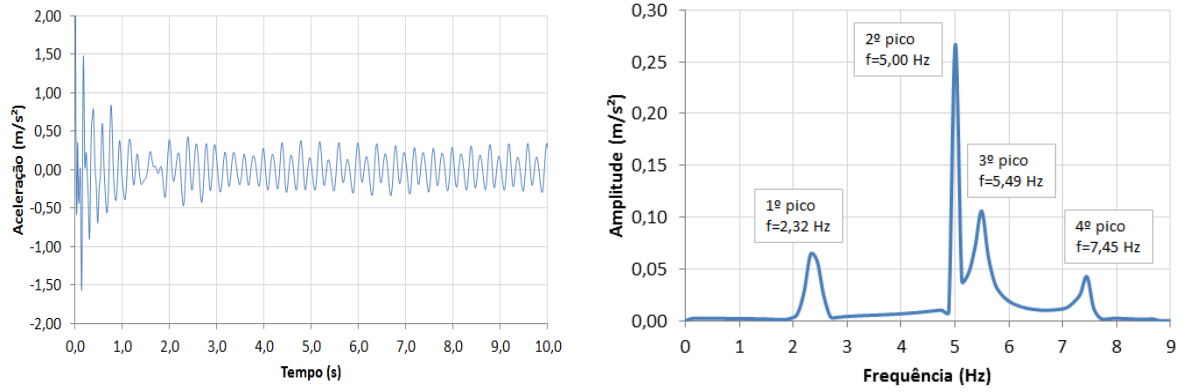


Figura 90 - Gráficos da aceleração no domínio do tempo e da frequência, no eixo z

## 8 ANÁLISE DO CONFORTO HUMANO

### 8.1 Considerações gerais

Com o objetivo de avaliar o nível de conforto humano da arquibancada estudada são obtidos os valores das acelerações máximas, conhecidas como acelerações de pico, que foram obtidas na fase permanente da resposta do modelo estrutural investigado, além das acelerações em *rms* e também em VDV (valores de doses de vibração).

A aceleração *rms*, por ser uma avaliação que considera uma variação ao longo do tempo, a direção da vibração e a faixa de frequência, pode ser considerada uma avaliação mais adequada, se comparada com a avaliação das acelerações de pico. É importante notar que em alguns casos, o método de avaliar os valores de aceleração em *rms* pode subestimar os efeitos de vibração quando existem consideráveis valores de pico. Portanto a ISO 10137 (2007) recomenda que, se a relação entre o valor de pico e o valor *rms* for maior que seis, as acelerações devem ser avaliadas em valores de dose de vibração (VDV). Apesar de tal recomendação, neste estudo será calculada a aceleração em VDV para todas as situações e modelos de carregamento.

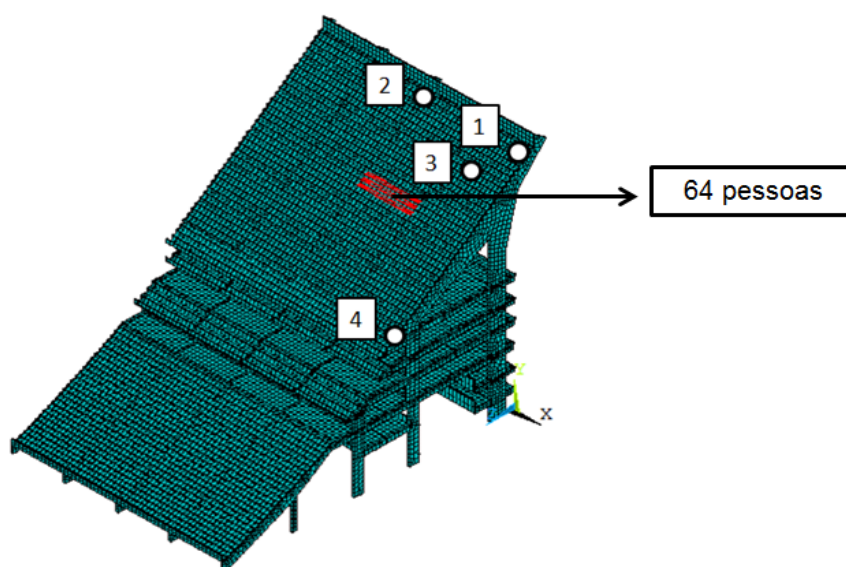
Com relação às acelerações em *rms*, estas foram filtradas de acordo com a ISO 2631-1 (1997) por intermédio do programa computacional MATLAB e do código desenvolvido por Ton Irvine (2013).

Esta avaliação do conforto humano é realizada através da comparação dos valores das acelerações com os valores limites propostos em normas e recomendações internacionais de projeto, admissíveis sob o ponto de vista de conforto humano.

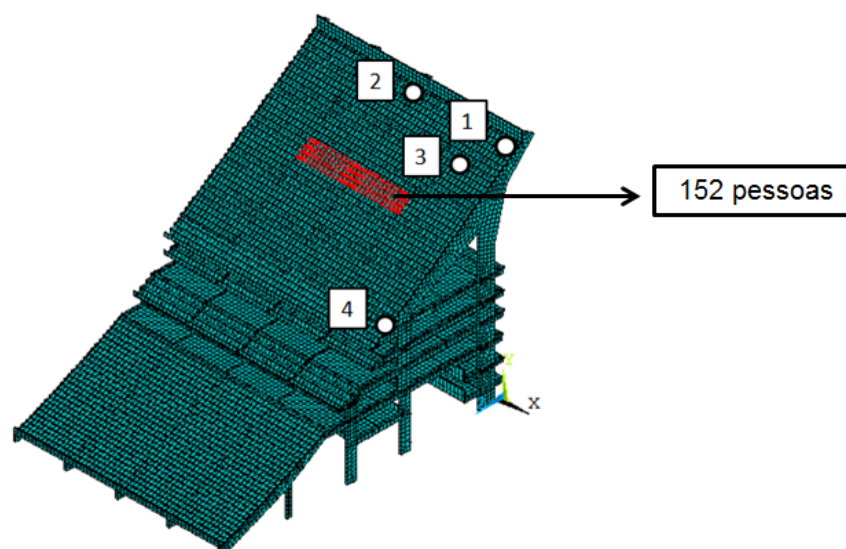
### 8.2 Comparação entre os modelos matemáticos propostos por Faisca (2003) e Ellis e Ji (2004)

Para que possa ser exemplificada a diferença quantitativa relevante existente entre os valores das acelerações de pico (acelerações máximas), com base no emprego dos dois modelos de carregamento utilizados neste trabalho [Faisca (2003); Ellis e Ji (2004)], foram avaliados dois casos de carregamento. O primeiro

caso com 64 pessoas praticando atividades rítmicas (torcida) sobre as arquibancadas e o segundo caso com 152 pessoas. Na Figura 91 são mostrados esses dois casos de carregamento, com os pontos de análise que foram utilizados para o estudo. Na Tabela 18 são apresentados os resultados em termos de aceleração obtidos no eixo y, enquanto que na Tabela 19 são apresentados os resultados em termos de aceleração obtidos no eixo x e por fim, na Tabela 20 são apresentados os resultados em termos de aceleração obtidos no eixo z.



a) CASO 1



b) CASO 2

Figura 91 - Casos de carregamento para comparação matemática entre Faisca (2003) e Ellis e Ji (2004)

Tabela 18 - Acelerações máximas obtidas no eixo y

Ponto de análise	CASO 1		CASO 2	
	Aceleração (m/s <sup>2</sup> )		Aceleração (m/s <sup>2</sup> )	
	MC-I	MC-II	MC-I	MC-II
1	0,0170	0,069	0,0360	0,120
2	0,0032	0,012	0,0077	0,019
3	0,0230	0,065	0,0370	0,110
4	0,0047	0,011	0,0085	0,018

Tabela 19 - Acelerações máximas obtidas no eixo x

Ponto de análise	CASO 1		CASO 2	
	Aceleração (m/s <sup>2</sup> )		Aceleração (m/s <sup>2</sup> )	
	MC-I	MC-II	MC-I	MC-II
1	0,0052	0,0100	0,0027	0,0073
2	0,0048	0,0098	0,0012	0,0030
3	0,0025	0,0056	0,0017	0,0053
4	0,0064	0,0110	0,0013	0,0034

Tabela 20 - Acelerações máximas obtidas no eixo z

Ponto de análise	CASO 1		CASO 2	
	Aceleração (m/s <sup>2</sup> )		Aceleração (m/s <sup>2</sup> )	
	MC-I	MC-II	MC-I	MC-II
1	0,028	0,081	0,0510	0,130
2	0,0080	0,026	0,0021	0,058
3	0,024	0,064	0,0420	0,094
4	0,0084	0,017	0,0110	0,022

Com base nos resultados apresentados nas Tabelas 18 a 20, pode-se verificar que nos dois casos estudados, o modelo de carregamento proposto por Ellis e Ji (2004) [MC-II] apresentou os maiores valores para as acelerações de pico, em

comparação com o modelo de carregamento de Faisca (2003) [MC-I]. Tal fato pode ser explicado em função da diferença de parâmetros utilizados pelos autores em seus respectivos modelos matemáticos. Esta situação já foi comentada no capítulo dois, onde foi possível visualizar que na comparação da transformada de Fourier dos dois modelos de carregamento estudados, o modelo de carregamento de Ellis e Ji (2004) transfere mais energia para o sistema (maiores amplitudes), quando comparado com o modelo de carregamento de Faisca (2003), no que diz respeito aos harmônicos da excitação dinâmica investigada.

### 8.3 Análise quantitativa das situações de carregamento (SC-I a SC-V)

Para ser realizada uma avaliação mais realista da arquibancada estudada, foram estudadas cinco diferentes situações de ocupação desta arquibancada, considerando situações reais de carregamento, conforme Tabela 21.

Tabela 21 - Situações de carregamento

Situações	Carregamento
SC-I	100% de ocupação nas arquibancadas (Figura 37)
SC-II	Somente arquibancada superior cheia (Figura 38)
SC-III	75% de ocupação nas arquibancadas (Figura 39)
SC-IV	50% de ocupação nas arquibancadas (Figura 40)
SC-V	25% de ocupação das arquibancadas (Figura 41)

Com relação aos critérios de avaliação do conforto humano, existem divergências entre os autores quanto aos valores limites de aceitação para atividades humanas rítmicas. Alguns pesquisadores têm estabelecido limites para os valores aceitáveis com relação ao conforto humano.

Neste estudo, para as acelerações de pico serão utilizados os limites estabelecidos pelo Murray et al. (2003), CEB 209 (1991) e Bachmann e Ammann (1987). O limite utilizado pelo Murray et al. (2003) é igual a  $0,5\text{m/s}^2$  (5%g). O valor limite aceitável de aceleração considerado por Bachmann e Ammann (1987) está na faixa de 5%-10%g ( $0,5\text{m/s}^2$  -  $1,0\text{m/s}^2$ ). E os limites estabelecidos pelo CEB 209 (1991) se encontram na Tabela 22 apresentada abaixo.

Tabela 22 - Limites de aceleração (CEB 209, 1991)

Descrição da vibração	Aceleração máxima (m/s <sup>2</sup> )
Apenas Perceptível	0,034
Claramente Perceptível	0,10
Desconfortável	0,55
Intolerável	1,80

Com relação aos limites utilizados para as acelerações em *rms*, serão considerados neste estudo os limites estabelecidos pela ISO 2631/1 (1997) e por Smith et al. (2009). A Tabela 23 apresenta os limites da ISO 2631/1 (1997) e a Tabela 24 mostra os limites utilizados por Smith et al. (2009).

Tabela 23 - Limites de aceleração (ISO 2631/1, 1997)

Limites de aceleração em <i>rms</i> (m/s <sup>2</sup> )	Reação
< 0,315	Não desconfortável
0,315 – 0,63	Um pouco desconfortável
0,5 – 1,0	Bastante desconfortável
0,8 – 1,6	Desconfortável
1,25 – 2,5	Muito desconfortável
> 2,0	Extremamente desconfortável

Tabela 24 - Limites de aceleração em *rms* (Smith et al., 2009)

Limites de aceleração em <i>rms</i> (m/s <sup>2</sup> )	Reação
< 0,35	Limite aceitável
0,35 – 1,27	Perturbador
1,27 – 2,47	Inaceitável
> 2,47	Provável condição de pânico

Por fim, para as acelerações em valores de doses de vibração (VDV), os limites considerados serão os estabelecidos por Setareh (2012), que se encontra na Tabela 25 e por Ellis e Littler (2004), presente na Tabela 26.

Tabela 25 - Limites de aceleração em VDV (SETAREH, 2012)

Aceleração em VDV ( $m/s^{1,75}$ )	Reação
< 0,50	Limite aceitável
0,50 – 3,50	Perturbador
3,50 – 6,90	Inaceitável
> 6,90	Provável condição de pânico

Tabela 26 - Limites de aceleração em VDV (ELLIS E LITTLER, 2004)

Aceleração em VDV ( $m/s^{1,75}$ )	Reação
< 0,60	Limite aceitável
0,60 - 1,20	Baixa probabilidade de um comentário adverso
1,20 - 2,40	Possibilidade de um comentário negativo
2,40 - 4,80	Probabilidade de uma reação adversa
> 4,80	Inaceitável

Todos os limites apresentados acima são utilizados para as acelerações na direção vertical (eixo y). Com relação aos eixos x e z, somente a ISO 2631/1 (1997) estabeleceu limites.

As Tabelas 27 a 31 a seguir, apresentam os resultados das acelerações das três formas descritas anteriormente (aceleração de pico, aceleração em *rms* e aceleração em VDV) para as cinco diferentes situações de carregamento estudadas, com relação ao eixo y.



Tabela 27 - Acelerações obtidas no eixo y, na situação SC-I

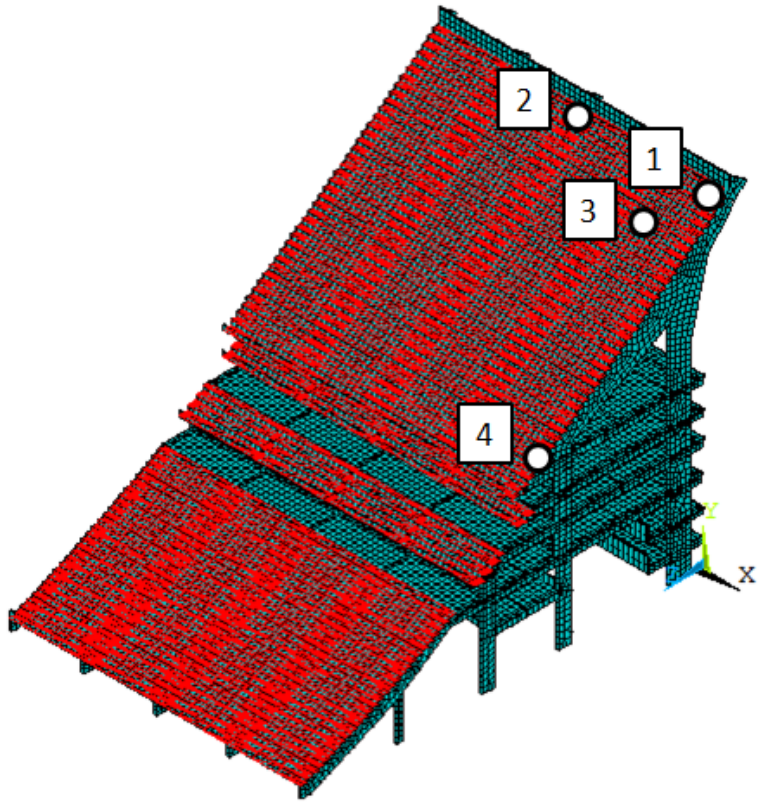
Situação estudada e posicionamento dos pontos de análise						
	MC-I			MC-II		
Ponto de análise	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		VDV (m/s <sup>1,75</sup> )	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		VDV (m/s <sup>1,75</sup> )
	a <sub>p</sub> (pico)	a <sub>w,rms</sub> (rms)		a <sub>p</sub> (pico)	a <sub>w,rms</sub> (rms)	
1	0,16	0,10	0,20	0,25	0,15	0,38
2	0,21	0,13	0,27	0,33	0,18	0,47
3	0,36	0,23	0,44	<b>0,62</b>	0,30	<b>0,77</b>
4	0,21	0,12	0,25	0,24	0,18	0,48

Tabela 28 - Acelerações obtidas no eixo y, na situação SC-II

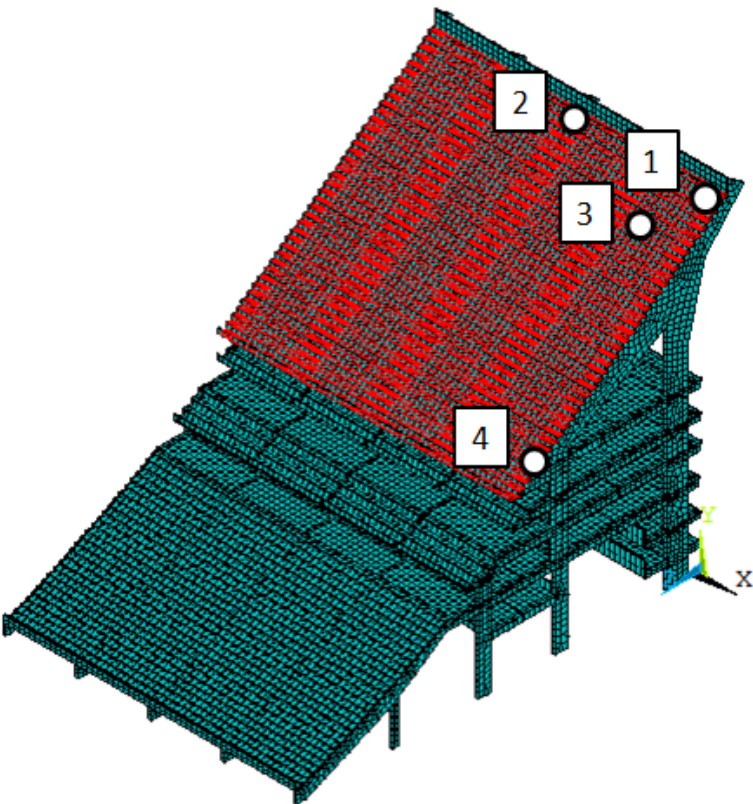
Situação estudada e posicionamento dos pontos de análise						
	MC-I			MC-II		
Ponto de análise	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		VDV (m/s <sup>1,75</sup> )	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		VDV (m/s <sup>1,75</sup> )
	a <sub>p</sub> (pico)	a <sub>w,rms</sub> (rms)		a <sub>p</sub> (pico)	a <sub>w,rms</sub> (rms)	
1	0,13	0,08	0,15	0,16	0,11	0,30
2	0,17	0,11	0,21	0,24	0,13	0,32
3	0,34	0,21	0,41	<b>0,57</b>	0,28	<b>0,74</b>
4	0,17	0,09	0,19	0,25	0,13	0,36

Tabela 29 - Acelerações obtidas no eixo y, na situação SC-III

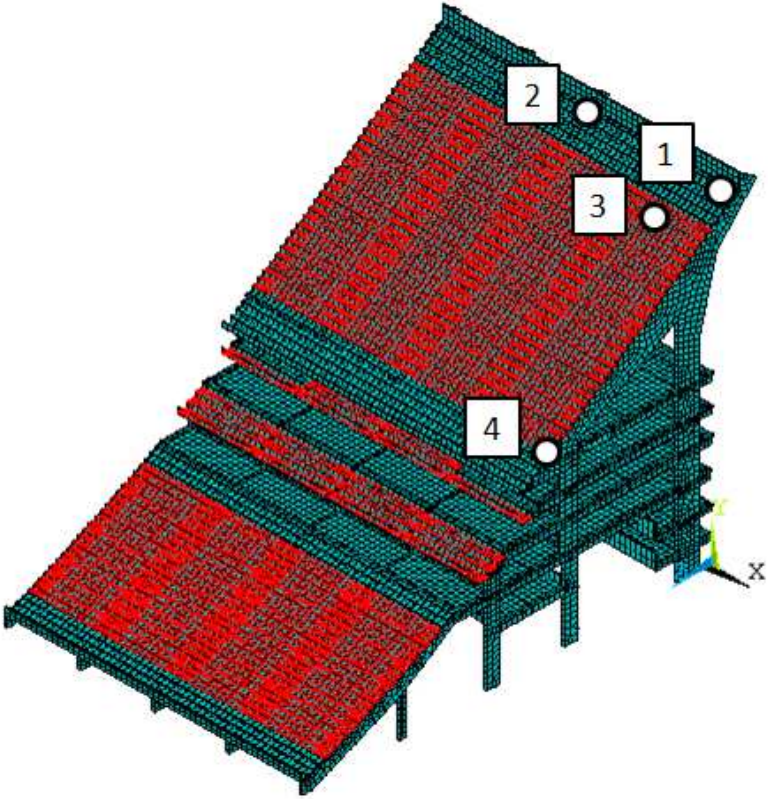
<p>Situação estudada e posicionamento dos pontos de análise</p>						
<p>Ponto de análise</p>	<p>MC-I</p>			<p>MC-II</p>		
	<p>Acelerações (m/s<sup>2</sup>)</p>		<p>VDV (m/s<sup>1,75</sup>)</p>	<p>Acelerações (m/s<sup>2</sup>)</p>		<p>VDV (m/s<sup>1,75</sup>)</p>
	<p>a<sub>p</sub> (pico)</p>	<p>a<sub>w,rms</sub> (rms)</p>		<p>a<sub>p</sub> (pico)</p>	<p>a<sub>w,rms</sub> (rms)</p>	
<p>1</p>	<p>0,13</p>	<p>0,08</p>	<p>0,16</p>	<p>0,17</p>	<p>0,15</p>	<p>0,31</p>
<p>2</p>	<p>0,15</p>	<p>0,10</p>	<p>0,19</p>	<p>0,21</p>	<p>0,17</p>	<p>0,38</p>
<p>3</p>	<p>0,29</p>	<p>0,18</p>	<p>0,35</p>	<p><b>0,52</b></p>	<p>0,25</p>	<p><b>0,60</b></p>
<p>4</p>	<p>0,12</p>	<p>0,06</p>	<p>0,12</p>	<p>0,18</p>	<p>0,11</p>	<p>0,30</p>

Tabela 30 - Acelerações obtidas no eixo y, na situação SC-IV

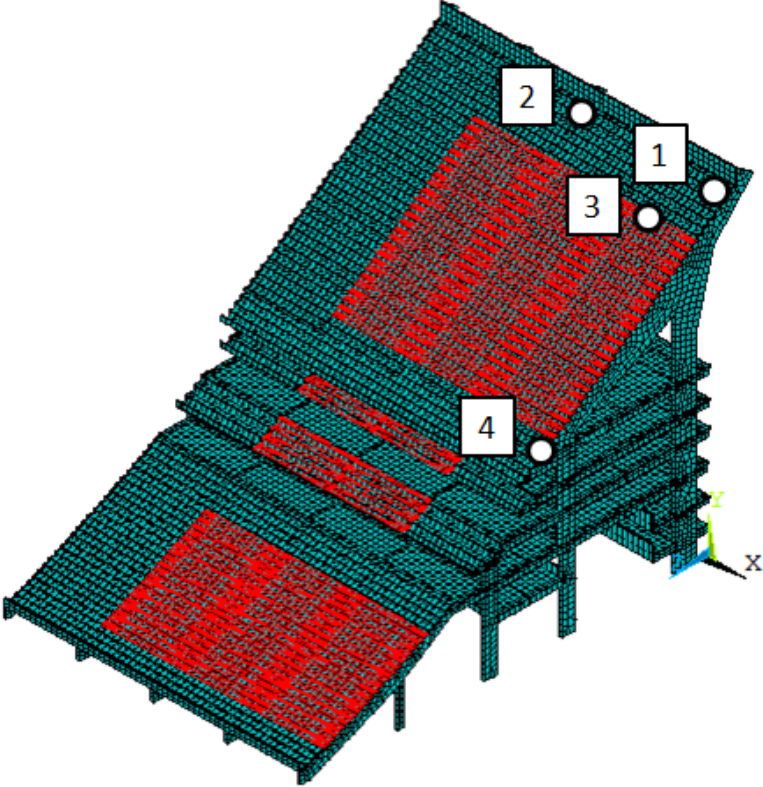
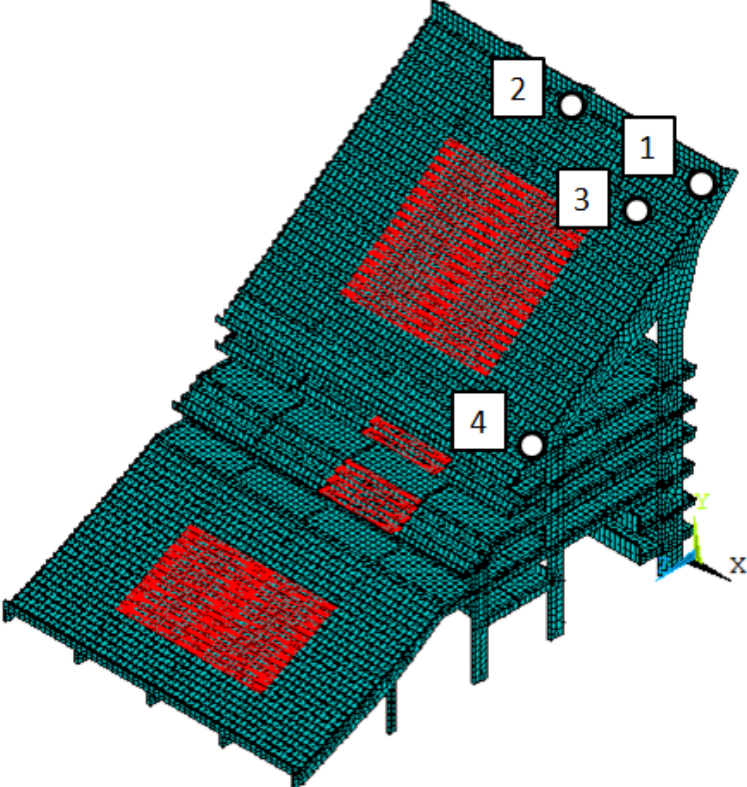
Situação estudada e posicionamento dos pontos de análise						
	MC-I			MC-II		
Ponto de análise	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		VDV (m/s <sup>1,75</sup> )	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		VDV (m/s <sup>1,75</sup> )
	a <sub>p</sub> (pico)	a <sub>w,rms</sub> (rms)		a <sub>p</sub> (pico)	a <sub>w,rms</sub> (rms)	
1	0,22	0,12	0,24	0,31	0,22	0,44
2	0,066	0,043	0,084	0,089	0,085	0,191
3	0,28	0,16	0,33	<b>0,53</b>	0,25	<b>0,57</b>
4	0,13	0,05	0,11	0,18	0,09	0,24

Tabela 31 - Acelerações obtidas no eixo y, na situação SC-V

Situação estudada e posicionamento dos pontos de análise						
	MC-I			MC-II		
Ponto de análise	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		VDV (m/s <sup>1,75</sup> )	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		VDV (m/s <sup>1,75</sup> )
	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)		$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)	
1	0,150	0,094	0,179	0,260	0,202	0,396
2	0,039	0,019	0,039	0,068	0,054	0,157
3	0,140	0,080	0,160	0,260	0,171	0,342
4	0,038	0,017	0,035	0,079	0,039	0,118

Pode-se verificar a partir da análise dos resultados apresentados nas tabelas acima, que os valores de acelerações encontrados no modelo de carregamento proposto por Faisca, 2003 (MC-I) não ultrapassam os limites estabelecidos pelas normas e recomendações de projeto em nenhuma das situações de carregamento estudadas.

O valor de aceleração de pico mais elevado foi encontrado na situação de carregamento SC-I, onde 100% das arquibancadas estão cheias, no modelo de carregamento proposto por Ellis e Ji, 2004 (MC-II). O valor encontrado foi da ordem de  $0,62\text{m/s}^2$ .

Ao longo das análises numéricas, pode ser verificado que alguns valores de aceleração de pico encontram-se acima dos limites especificados em normas e recomendações de projeto, em quatro das cinco situações de carregamento estudadas, no modelo de carregamento proposto por Ellis e Ji, 2004 (MC-II). Esses valores foram encontrados no mesmo ponto de análise, que se encontra no meio do primeiro vão (entre as vigas), na altura do pilar.

Analisando os valores das acelerações de pico encontradas no modelo de carregamento proposto por Ellis e Ji, 2004 (MC-II), de acordo com o CEB 209 (1991), os valores nas situações de carregamento SC-I e SC-II,  $0,62\text{m/s}^2$  e  $0,57\text{m/s}^2$ , respectivamente, se encontram dentro da faixa de valores considerado intolerável por esta recomendação de projeto. Enquanto que os valores encontrados nas situações de carregamento SC-III e SC-IV,  $0,52\text{m/s}^2$  e  $0,53\text{m/s}^2$ , respectivamente, se encontram na faixa considerada desconfortável por esta recomendação de projeto.

Com relação ao limite estabelecido por Murray et al. (2003), que é igual a  $0,5\text{m/s}^2$  (5%g), os valores encontrados no ponto 3 das quatro primeiras situações de carregamento se encontram acima deste limite. E com relação ao limite considerado aceitável por Bachmann e Ammann (1987), que está na faixa de 5%-10%g ( $0,5\text{m/s}^2$  -  $1,0\text{m/s}^2$ ), em nenhuma situação este limite foi ultrapassado. Esses valores foram encontrados no modelo de carregamento proposto por Ellis e Ji, 2004 (MC-II).

Analisando os resultados das acelerações em *rms*, em nenhuma das situações de carregamento estudadas o limite aceitável pela ISO 2631/1 (1997) e por Smith et al. (2009) foi ultrapassado.

E com relação aos limites estabelecidos para as acelerações em valores de doses de vibração (VDV), os valores encontrados no ponto 3 das quatro primeiras

situações de carregamento se encontram acima do limite aceitável por Setareh (2012), que é de  $0,50\text{m/s}^2$ , entrando assim na faixa de aceleração considerada perturbadora. E para o limite estabelecido por Ellis e Littler (2004), que é de  $0,60\text{m/s}^2$ , somente nas situações SC-I e SC-II esse limite é ultrapassado, também entrando na faixa de aceleração considerada perturbadora.

As Tabelas 32 a 41 também apresentam os resultados das acelerações de pico e acelerações em *rms* para as cinco diferentes situações de carregamento estudadas, sendo que as acelerações da Tabela 32 a 36 são em relação ao eixo x e da Tabela 37 a 41 são em relação ao eixo z.

Tabela 32 - Acelerações obtidas no eixo x, na situação SC-I

Ponto de análise	MC-I		MC-II	
	Acelerações ( $\text{m/s}^2$ )		Acelerações ( $\text{m/s}^2$ )	
	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ ( <i>rms</i> )	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ ( <i>rms</i> )
1	0,033	0,014	0,034	0,020
2	0,027	0,011	0,026	0,015
3	0,021	0,009	0,022	0,015
4	0,025	0,009	0,023	0,012

Tabela 33 - Acelerações obtidas no eixo x, na situação SC-II

Ponto de análise	MC-I		MC-II	
	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	
	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)
1	0,026	0,013	0,029	0,018
2	0,021	0,009	0,022	0,013
3	0,018	0,008	0,019	0,014
4	0,013	0,005	0,013	0,008

Tabela 34 - Acelerações obtidas no eixo x, na situação SC-III

Ponto de análise	MC-I		MC-II	
	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	
	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)
1	0,024	0,013	0,029	0,021
2	0,018	0,009	0,023	0,014
3	0,018	0,009	0,024	0,015
4	0,014	0,006	0,018	0,010



Tabela 35 - Acelerações obtidas no eixo x, na situação SC-IV

Ponto de análise	MC-I		MC-II	
	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	
	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)
1	0,130	0,047	0,170	0,068
2	0,130	0,045	0,160	0,064
3	0,073	0,029	0,100	0,042
4	0,120	0,045	0,150	0,055

Tabela 36 - Acelerações obtidas no eixo x, na situação SC-V

Ponto de análise	MC-I		MC-II	
	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	
	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)
1	0,0120	0,0069	0,022	0,015
2	0,0065	0,0030	0,011	0,006
3	0,0071	0,0048	0,012	0,010
4	0,0092	0,0035	0,012	0,008

Tabela 37 - Acelerações obtidas no eixo z, na situação SC-I

Ponto de análise	MC-I		MC-II	
	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	
	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)
1	0,28	0,13	0,34	0,20
2	0,34	0,14	0,27	0,20
3	0,36	0,19	0,42	0,25
4	0,20	0,08	0,24	0,09

Tabela 38 - Acelerações obtidas no eixo z, na situação SC-II

Ponto de análise	MC-I		MC-II	
	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	
	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)
1	0,34	0,14	0,55	0,19
2	0,35	0,15	0,53	0,18
3	0,43	0,18	0,57	0,23
4	0,28	0,11	0,36	0,12

Tabela 39 - Acelerações obtidas no eixo z, na situação SC-III

Ponto de análise	MC-I		MC-II	
	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	
	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)
1	0,23	0,09	0,23	0,16
2	0,17	0,08	0,19	0,14
3	0,21	0,10	0,27	0,15
4	0,06	0,03	0,10	0,04

Tabela 40 - Acelerações obtidas no eixo z, na situação SC-IV

Ponto de análise	MC-I		MC-II	
	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	
	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)
1	0,45	0,16	0,50	0,26
2	0,14	0,05	0,14	0,08
3	0,32	0,11	0,36	0,17
4	0,15	0,06	0,22	0,08

Tabela 41 - Acelerações obtidas no eixo z, na situação SC-V

Ponto de análise	MC-I		MC-II	
	Acelerações (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações (m/s <sup>2</sup> )	
	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)	$a_p$ (pico)	$a_{w,rms}$ (rms)
1	0,210	0,102	0,39	0,22
2	0,099	0,045	0,22	0,09
3	0,190	0,076	0,29	0,15
4	0,045	0,019	0,07	0,03

Conforme comentado anteriormente, para as acelerações nos eixos x e z, somente a ISO 2631/1 (1997) estabeleceu limites e esses limites são relacionados as acelerações em *rms*.

Comparando assim os resultados das acelerações em relação ao eixo x e também em relação ao eixo z, com os valores limites fornecidos pela ISO 2631/1 (1997) pode-se verificar que os valores de acelerações encontrados nos dois modelos de carregamento estudados não ultrapassam os limites estabelecidos pela ISO 2631/1 (1997) em nenhuma das situações de carregamento estudadas.

#### 8.4 Análise quantitativa dos valores máximos das acelerações de pico

Nas tabelas que serão apresentadas abaixo se encontra um resumo dos máximos valores de aceleração obtidos, ressaltando que todos os valores expostos a seguir violaram os limites das normas e recomendações de projeto, no que diz respeito aos critérios de conforto humano. Na Tabela 42 se encontram os valores máximos de aceleração em VDV no eixo y. E na Tabela 43 seguem os valores máximos encontrados para as acelerações de pico também no eixo y.

Tabela 42 - Acelerações em VDV que ultrapassam os limites normativos no eixo y

Situações de carregamento	Aceleração em VDV ( $m/s^{1,75}$ )	Limite aceitável por Ellis e Littler, 2004 ( $m/s^{1,75}$ )	Limite aceitável por Setareh, 2012 ( $m/s^{1,75}$ )
SC-I: Ponto 3	0,77	0,60	0,50
SC-II: Ponto 3	0,74	0,60	0,50
SC-III: Ponto 3	0,60	0,60	0,50
SC-IV: Ponto 3	0,57	0,60	0,50

Tabela 43 - Acelerações de pico que ultrapassam os limites normativos no eixo y

Situações de carregamento	Acelerações de pico - $a_p$ ( $m/s^2$ )	Limites normativos ( $m/s^2$ )		
		Murray et al. (2003)	Bachmann e Ammann (1987)	CEB 209 (1991)
SC-I: Ponto 3	0,62	0,50	0,50 - 1,00	0,55
SC-II: Ponto 3	0,57	0,50	0,50 - 1,00	0,55
SC-III: Ponto 3	0,52	0,50	0,50 - 1,00	0,55
SC-IV: Ponto 3	0,53	0,50	0,50 - 1,00	0,55

Com base na análise dos resultados apresentados nas Tabelas 42 e 43, verifica-se que o ponto 3 (Figura 61), localizado no meio do primeiro vão entre as vigas da arquibancada superior, na altura do pilar, é o ponto mais crítico do presente estudo, fornecendo valores elevados de aceleração.

Cabe ressaltar que o ponto 3 (Figura 61) situa-se em uma região da arquibancada onde o fenômeno da ressonância ocorre entre as frequências naturais ( $f_{03} = 2,45\text{Hz}$ ;  $f_{05} = 5,09\text{Hz}$  e  $f_{13} = 7,34\text{Hz}$ ) correspondentes a três modos de vibração distintos da estrutura em relação aos harmônicos da excitação dinâmica [MC-I (Faisca, 2003) e MC-II (Ellis e Ji, 2004)].

Em seguida, as Tabelas 44 a 46 apresentam uma comparação entre os valores da resposta dinâmica das arquibancadas (acelerações de pico), para vários níveis de amortecimento estrutural (1%, 3% e 5%) [CEB 209 (1991); Nóbrega (2004); ISO 10137 (2007); SCI (2009)] obtidos no ponto 3 (Figura 61) deste trabalho de pesquisa com a aceleração máxima obtida neste mesmo ponto no trabalho de Lima (2013), com relação ao eixo vertical (y) (Figura 44), nas situações de carregamento SC-I e SC-II (Figuras 37 e 38).

Tabela 44 - Comparação entre as acelerações de pico no ponto 3, com taxa de amortecimento estrutural de 1%

Situações de carregamento	Acelerações de pico - $a_p$ (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações de pico - $a_p$ (m/s <sup>2</sup> ) - Lima (2013)
	MC-I (Faisca, 2003)	MC-II (Ellis e Ji, 2004)	
SC-I	<b>0,36</b>	0,62	<b>0,34</b>
SC-II	<b>0,34</b>	0,57	<b>0,34</b>

Tabela 45 - Comparação entre as acelerações de pico no ponto 3, com taxa de amortecimento estrutural de 3%

Situações de carregamento	Acelerações de pico - $a_p$ (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações de pico - $a_p$ (m/s <sup>2</sup> ) - Lima (2013)
	MC-I (Faisca, 2003)	MC-II (Ellis e Ji, 2004)	
SC-I	<b>0,35</b>	0,42	<b>0,34</b>
SC-II	<b>0,32</b>	0,39	<b>0,34</b>

Tabela 46 - Comparação entre as acelerações de pico no ponto 3, com taxa de amortecimento estrutural de 5%

Situações de carregamento	Acelerações de pico - $a_p$ (m/s <sup>2</sup> )		Acelerações de pico - $a_p$ (m/s <sup>2</sup> ) - Lima (2013)
	MC-I (Faisca, 2003)	MC-II (Ellis e Ji, 2004)	
SC-I	0,29	0,34	0,34
SC-II	0,28	0,33	0,34

Analisando-se os resultados apresentados nas Tabelas 44 a 46, percebe-se, claramente, que com o aumento do amortecimento estrutural, os valores das acelerações nas arquibancadas tendem a decrescer. Por outro lado, observa-se que os valores das acelerações de pico são muito semelhantes nesta dissertação e no trabalho de Lima (2013), quando os coeficientes de amortecimento estrutural são iguais a 1% e 3%, respectivamente. Cabe destacar que a proximidade numérica dos resultados é um bom indicativo (Tabelas 44 a 46), no que tange a avaliação da resposta dinâmica da estrutura. Evidentemente, testes experimentais devem ser realizados na estrutura real, de forma a corroborar estes resultados.

## 9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 9.1 Introdução

Esta dissertação teve como objetivo estudar o comportamento estrutural dinâmico da arquibancada do Estádio Nacional de Brasília, quando submetida a excitações dinâmicas rítmicas induzidas pela torcida. Para isso, foi realizada a modelagem numérico-computacional via método dos elementos finitos. Foram utilizados dois diferentes modelos de carregamento, que foram obtidos a partir de teste experimentais feitos por Faisca (2003) e Ellis e Ji (2004). Os valores de acelerações obtidos a partir da análise dinâmica da arquibancada foram comparados com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto, promovendo assim uma avaliação mais realista no que diz respeito ao problema de vibrações sobre modelos de arquibancadas em estádios de futebol.

### 9.2 Conclusões Alcançadas

#### a) Análise modal

A partir da análise dos modos de vibração, pode ser observado que os cinco primeiros modos de vibração do sistema estrutural identificam que a arquibancada do estádio se movimenta de maneira global, ou seja, toda a estrutura se movimenta, incluindo todos os componentes da estrutura, que são os degraus, lajes, vigas e pilares. Enquanto que do sexto ao oitavo modo de vibração do sistema estrutural, existe a predominância na movimentação dos pilares.

Verifica-se, ainda, que a frequência fundamental da arquibancada ( $f_{01}=0,96\text{Hz}$ ) se encontra abaixo do valor estabelecido pela NBR 6118 ( $f_n > 1,2f_{\text{crítica}}$ ), que para este tipo de estrutura deve ser no mínimo igual a 9,6Hz. Com relação ao guia prático do AISC (2003), é considerado que a frequência mínima para eventos esportivos deve ser de 6,4Hz. Cabe ressaltar que a frequência fundamental do sistema está abaixo do valor mínimo recomendado por este guia. Portanto, a análise modal realizada na arquibancada revela um indício de que a estrutura possa apresentar problemas relacionados a vibrações excessivas.



Na comparação dos resultados deste trabalho com os resultados obtidos no estudo de Lima (2013) foi verificada a existência de um comportamento físico muito semelhante (frequências naturais e modos de vibração) entre os dois trabalhos até o sétimo modo de vibração do sistema estrutural, apresentando uma diferença máxima nos valores das frequências da ordem de 9%. A partir do oitavo modo de vibração, tal comportamento físico passa a apresentar diferenças mais significativas.

#### b) Análise no domínio da frequência

Objetivando identificar os principais picos de transferência de energia em relação a resposta dinâmica da arquibancada, em termos da aceleração, no domínio da frequência, para os dois diferentes modelos de carregamento dinâmico [Faisca (2003; Ellis e Ji (2004)], modelos MC-I e MC-II, foi observado que o sistema estrutural apresentou o fenômeno da ressonância no 2º harmônico da excitação da atividade humana rítmica (torcida), que corresponde a quinta frequência natural da estrutura ( $f_{05} = 5,09\text{Hz}$ ), sendo assim o principal responsável pela transferência de energia do sistema nas quatro primeiras situações de carregamento. Na quinta situação de carregamento, o principal responsável pela transferência de energia do sistema estrutural é o 3º harmônico de excitação da atividade humana rítmica (torcida), que está relacionado com a décima terceira frequência natural da estrutura ( $f_{13} = 7,34\text{Hz}$ ).

#### c) Análise da resposta dinâmica da estrutura

Para a análise de vibração forçada deste trabalho foi adotada a frequência de 2,50Hz como frequência característica do carregamento baseado em investigações realizadas anteriormente. Esse valor de frequência se encontra em ressonância com o terceiro modo de vibração da estrutura. Para uma melhor verificação dos resultados obtidos a partir desta análise, foram obtidos os valores das acelerações máximas, conhecidas como acelerações de pico, além das acelerações em *rms* e também em VDV (valores de doses de vibração). Foram estudadas cinco diferentes situações de carregamento (100% de ocupação nas arquibancadas; somente

arquibancada superior cheia; 75% de ocupação nas arquibancadas; 50% de ocupação nas arquibancadas; e 25% de ocupação nas arquibancadas).

Os valores das acelerações obtidas em relação ao eixo x não ultrapassam os limites estabelecidos pelas normas e recomendações de projeto em nenhuma das situações de carregamento estudadas (SC-I a SC-V), nos dois modelos de carregamento dinâmicos estudados (MC-I e MC-II).

Através desta análise, pode ser verificado que os valores de acelerações encontradas no modelo de carregamento (MC-I), proposto por Faisca (2003), nos eixos x, y e z, não ultrapassam os limites estabelecidos pelas normas e recomendações de projeto em nenhuma das situações de carregamento estudadas.

Com relação ao modelo de carregamento (MC-II) proposto por Ellis e Ji (2004), alguns valores de aceleração de pico e acelerações em VDV encontram-se acima dos limites especificados em normas e recomendações de projeto, em quatro das cinco situações de carregamento estudadas. Porém com relação às acelerações em *rms*, em nenhuma das situações de carregamento estudadas o limite aceitável pela ISO 2631/1 (1997) e por Smith et al. (2009) foi ultrapassado.

Ainda com relação ao modelo de carregamento (MC-II) proposto por Ellis e Ji (2004), ao comparar os valores das acelerações de pico obtidos no eixo y, com os limites propostos pelo CEB 209 (1991), em duas situações de carregamento esses valores se encontram na faixa considerada intolerável (situações SC-I e SC-II) e em outras duas situações de carregamento, os valores se encontraram na faixa considerada desconfortável (situações SC-III e SC-IV). Com relação ao limite estabelecido por Murray et al. (2003), que é igual a  $0,5\text{m/s}^2$  (5%g), os valores encontrados nas quatro primeiras situações de carregamento se encontram acima deste limite. E por fim, com relação ao limite considerado aceitável por Bachmann e Ammann (1987), que está na faixa de 5% - 10%g ( $0,5\text{m/s}^2$  -  $1,0\text{m/s}^2$ ), em nenhuma situação este limite foi ultrapassado.

Continuando a análise dos valores obtidos no eixo y, no modelo de carregamento (MC-II) proposto por Ellis e Ji (2004), o limite estabelecido para as acelerações em valores de doses de vibração (VDV) por Setareh (2012) foi ultrapassado nas quatro primeiras situações de carregamento e com relação ao limite estabelecido por Ellis e Littler (2004), este limite foi ultrapassado nas situações SC-I e SC-II.

Com relação aos resultados obtidos no eixo z, os valores das acelerações de pico encontrados no modelo de carregamento (MC-II) proposto por Ellis e Ji (2004), na situação de carregamento SC-II se encontram dentro da faixa considerada desconfortável pelo CEB 209 (1991). Com relação ao limite estabelecido por Murray et al. (2003), de  $0,5\text{m/s}^2$  (5%g), estes valores também se encontram acima deste limite. E por fim, com relação ao limite considerado aceitável por Bachmann e Ammann (1987), que está na faixa de 5%-10%g ( $0,5\text{m/s}^2$  -  $1,0\text{m/s}^2$ ), em nenhuma situação este limite foi ultrapassado.

A partir dos resultados apresentados, pode ser visto que com relação ao eixo y, os maiores valores de acelerações foram encontrados na situação SC-I, onde todas as arquibancadas se encontram cheias. E com relação ao eixo z, os maiores valores de acelerações foram encontrados na situação SC-II, onde somente a arquibancada superior se encontra cheia.

Por fim, levando em considerações somente os resultados obtidos a partir da utilização do modelo de carregamento (MC-II) proposto por Ellis e Ji (2004), uma vez que nenhum dos resultados obtidos através do modelo de carregamento (MC-I) proposto por Faisca (2003) ultrapassa limites de normas e recomendações de projeto, cerca de 25% dos resultados obtidos em termos de aceleração de pico e aceleração em VDV, com relação ao eixo y, apresentaram valores acima dos recomendados por algumas normas e recomendações de projeto. Pode-se concluir a partir dos resultados apresentados, que existem prováveis problemas relacionados a vibrações excessivas na arquibancada estudada, para as situações de carregamento analisadas neste estudo.

#### d) Avaliação quantitativa do conforto humano

Com relação à avaliação do conforto humano do sistema estrutural, o ponto 3, que está localizado no meio do primeiro vão entre as vigas da arquibancada superior é o ponto mais crítico encontrado ao longo de todas as análises com valores elevados de aceleração. Destaca-se que este ponto da arquibancada [ponto 3 (Figura 61)] situa-se em uma região da estrutura onde o fenômeno da ressonância ocorre entre as frequências naturais ( $f_{03} = 2,45\text{Hz}$ ;  $f_{05} = 5,09\text{Hz}$  e  $f_{13} = 7,34\text{Hz}$ ), correspondentes a três modos de vibração distintos em relação aos harmônicos da

excitação dinâmica [MC-I (Faisca, 2003) e MC-II (Ellis e Ji, 2004)]. Os maiores valores de acelerações foram encontrados na situação de carregamento SC-I, no modelo de carregamento (MC-II) proposto por Ellis e Ji (2004), sendo iguais a  $0,62\text{m/s}^2$ ;  $0,30\text{m/s}^2$  e  $0,77\text{m/s}^{1,75}$  (aceleração de pico, aceleração *RMS* e VDV, respectivamente).

Cabe ressaltar que o amortecimento estrutural considerado neste trabalho de pesquisa foi igual a 1%, conforme valores fornecidos pela ISO 10137 (2007) e pelo SCI (2009). Entretanto, cabe ressaltar que em outras referências o valor do amortecimento estrutural sofre variações [CEB 209 (1991); Petrus (2004)]. Portanto, para uma melhor visualização da diferença entre os valores das acelerações para diferentes taxas de amortecimento estrutural, foram verificados e comparados os valores das acelerações de pico, para uma taxa de amortecimento estrutural de 1%, 3% e 5%, para as situações SC-I e SC-II, somente em relação ao eixo vertical (y).

Deste modo, a partir da análise dos valores das acelerações de pico obtidas para vários níveis de amortecimento estrutural (1%, 3% e 5%) [CEB 209 (1991); Petrus (2004); ISO 10137 (2007); SCI (2009)], verifica-se que os valores das acelerações tendem a decrescer na medida em que o amortecimento estrutural aumenta.

Na comparação dos valores das acelerações de pico encontradas neste trabalho com os valores encontrados por Lima (2013), percebe-se uma grande semelhança nestes valores, quando os coeficientes de amortecimento estrutural são iguais a 1% e 3%. Cabe destacar que esta proximidade numérica dos resultados é um bom indicativo, com relação à avaliação da resposta dinâmica da estrutura. É necessário salientar que testes experimentais devem ser realizados na estrutura real, de forma a corroborar com estes resultados obtidos.

#### e) Comparação entre os modelos de carregamentos dinâmicos

Comparando os resultados fornecidos (acelerações) com base no emprego dos dois modelos de carregamento dinâmico utilizados neste trabalho, em todas as situações de projeto estudadas, os valores obtidos no modelo de carregamento (MC-II) proposto por Ellis e Ji (2004) sempre foram superiores aos valores obtidos utilizando o modelo de carregamento (MC-I) proposto por Faisca (2003). Tal fato

pode ser explicado em função de que os parâmetros utilizados no modelo proposto por Ellis e Ji (2004) para a definição dos harmônicos da excitação possuem uma transferência de energia (amplitudes) na resposta dinâmica do sistema superiores àqueles apresentados no modelo de carregamento proposto por Faisca (2003).

### 9.3 Sugestões para trabalhos futuros

a) Proceder a uma avaliação do Estádio Nacional de Brasília, a partir de uma campanha extensa de testes experimentais, objetivando verificar os resultados numéricos aqui apresentados (deslocamentos e acelerações).

b) Estudar com mais detalhes a influência dos parâmetros dos modelos de carregamento dinâmico, a partir da variação dos mesmos, tais como, frequência dos harmônicos da excitação dinâmica, período de contato, período sem contato, coeficiente de impacto e, também, o número de pessoas consideradas na definição do carregamento. Além da influência que a massa do público exerce sobre o amortecimento do sistema estrutural.

c) Realizar uma avaliação do comportamento das torcidas, durante as partidas de futebol, para levar a uma consideração mais realista acerca deste comportamento.

d) Realizar uma análise da modelagem numérica associada à utilização de dispositivos para controle das vibrações estruturais, com o objetivo de analisar o desempenho desses dispositivos, em termos dos valores das acelerações de pico.

## REFERÊNCIAS

ALLEN, D. E.; RAINER, J. H. Vibration For Long Span Floors. National Research Council of Canada, jun. 1976.

ALLEN, D. E.; RAINER, J. H.; PERNICA, G. Vibration For Long Span Floors Concrete Floors. National Research Council of Canada, out. 1997.

ALLEN, D.E. Floor vibration from human activities. Concrete International: Design and Construction, v.12, n.6, p. 66-73, 1990.

ALVES, N. K. C. – Cargas Dinâmicas devido a Pessoas em Movimento, 1997. 97f. Dissertação de Mestrado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, BRASIL, 1997.

ANSYS Swanson Analysis Systems, Inc., P. O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065. Release 11.0, SP1 UP20070830, ANSYS, Inc. is a UL registered ISSO 9001:2000 Company. Products ANSYS Academic Research, 2007.

ARCHDAILY. Disponível em: <http://www.archdaily.com.br/br/623873/estadio-nacional-de-brasilia-mane-garrincha-castro-mello-arquitetos>. Acesso em 18 dez. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.

AVELINO, Alves Filho. Elementos Finitos: A base da tecnologia CAE: Análise Dinâmica. Ed Érica, 2008. 304 p.

BACHMANN et al. Vibration problems in structures - practical guidelines, Basel (Switzerland):Institut für Baustatik und Konstruktion, Birkhäuser; 1995.

BACHMANN, H. & AMMANN, W. Vibrations in structures induced by man and machines, IABSE Structural Engineering Document 3E, International Association for Bridges and Structural Engineering, ISBN 3-85748-052-X, 1987.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 6472: Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz), United Kingdom, 1992.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 6472-1: Guide to evaluation of human exposure to vibration in buildings: Vibration sources other than blasting, United Kingdom, 2008.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 6841: Guide to measurement and evaluation of human exposure to whole-body mechanical vibration and repeated shock, United Kingdom, 1987.

BRITO, V. L; PIMENTEL, R. L. Cases of Collapse of Demountable Grandstands. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, v. 23, n.3, 2009.

BROWNJOHN, J.M.W.; MIDDLETON, C.J. Procedures for vibration serviceability assessment of high-frequency floors. *Engineering Structures*, v. 30, iss. 6, p. 1548–1559, jun. 2008.

CASTRO MELLO ARQUITETOS. Disponível em: <http://castromello.com.br/br/projeto/estadio-nacional-de-brasilia-2014/>. Acesso em 18 dez. 2014.

CEB-209: Comité Euro-International du Béton (CEB). Vibration problems in structures. Practical guidelines. Bulletin d'information N° 209. Agosto de 1991.

CHOPRA, A. K. Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering. 3rd ed., Pearson Education, Inc., New Jersey, 2007.

CLOUGH, R. W., PENZIEN, J; Dynamics of Structures; McGraw-Hill, 1993. 634 p.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford, 1993.

DA SILVA, W. M. Análise Dinâmica em Estruturas de Arquibancadas Temporárias. Projeto Final da Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, 2011.

DE PAULA, F.A.; QUEIROZ, G. Uso do MEF na Adaptação de uma Estrutura para Resistir a Solicitações Oriundas de Atividades Rítmicas. Anais do II Simpósio de Mecânica Computacional, Ouro Preto, 1998.

EBRAHIMPOUR, A.; SACK R.L. A review of vibration serviceability criteria for floor structures. Journal of Computers and Structures, v. 83, iss. 28–30, p. 2488–94, nov. 2005.

ELLIS, B. R.; JI, T. The response of structures to dynamic crowd loads. Digest, 426, 2004.

ELLIS, B.R.; LITTLER, J.D. Response of cantilever grandstands to crowd loads, Part I: Serviceability evaluation, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings, 157 SB4 p. 235-241, 2004.

FAISCA, R. G. Caracterização de Cargas Dinâmicas Geradas por Atividades Humanas, 230f. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, BRASIL, 2003.

GRANDE ARQUITETURA. Disponível em:  
<http://www.grandearquitetura.com.br/em-detalhes-a-surpreendente-arquitetura-do-novo-estadio-nacional-de-brasilia/>. Acesso em 18 dez. 2014.



IBRAHIM, Z. & REYNOLDS, P., Modal testing of a cantilever grandstand, in: International conference on construction and building technology (ICCBT2008), Kuala Lumpur, Malaysia, pp. 16–20, 2008.

INFRAESTRUTURA URBANA. Disponível em: <http://www.infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/24/estadio-mane-garrincha-nova-arena-de-brasilia-incorpora-linhas-277869-1.aspx>. Acesso em 18 dez. 2014.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 10137: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations, Switzerland, 2007.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631: Guide for evaluation of human exposure to whole-body vibration, 1978.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631-1: Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 1: General requirements, Switzerland, 1985.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631-1: Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 1: General requirements, Switzerland, 1997.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631-2: Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2: Vibration in buildings (1 to 80 Hz), Switzerland, 1989.

IRVINE, TOM. ISO 2631 Matlab Scripts. Disponível em: <http://vibrationdata.wordpress.com/2012/10/21/iso-2631-matlab-scripts>. Acesso em: 26 jul. 2013.

JI T.; ELLIS, B.R. Loads generated by jumping crowds: numerical modelling. *The Structural Engineer*, v.7, pp. 35–40, set. 2004.

JI, T.; ELLIS, B. R. Effective Bracing Systems for Temporary Grandstands. *The Structural Engineer*, v. 75, n.6, pp. 95-100, mar. 1997.

JI, T.; ELLIS, B. R. Floor Vibration Induced by Dance-Type Loads: Theory and Verification. *The Structural Engineer*, v. 72, n.3, pp. 37-50, fev. 1994.

JULIANI, M.A.C.; BECOCCI, L.; CAMILLO, A.; LOPES, C.P.; IGUTI, E.T.; TAKEUTI, A.R. Avaliação dinâmica das arquibancadas do Estádio Olímpico João Havelange utilizando simulação numérica e monitoração. 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 2005.

JULIANI, M.A.C.; BECOCCI, L.; LOPES, L.S.G.; JUNIOR, J.C.; PEZZOLI, P.; PANZERI, P. Avaliação do Comportamento Dinâmico Estrutural das Arquibancadas do Estádio Palestra Itália. 45º Congresso Brasileiro do Concreto, 2003.

KASPERSKI, M., AGU, E. Prediction of Crowd-Induced Vibrations via Simulation. Conference & Exposition on Structural Dynamics – IMAC XXIII, Orlando, Estados Unidos, 2006.

LIMA, G. V. F. Análise Dinâmica via Método dos Elementos Finitos do Estádio Nacional de Brasília. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

MATLAB. Versão R2012a. MathWorks, 2012.

MATSUMOTO, Y.; GRIFFIN, M.J. Comparison of biodynamic responses in standing and seated human body. *Journal of Sound and Vibration*, v. 238, n.4, pp. 691-704, 2000.

MENDES, P.; OLIVEIRA, S. Análise dinâmica de estruturas: utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2008.

MURRAY, T.M.; ALLEN, D.E.; UNGAR, E.E. Steel Design Guide Series 11: Floor Vibrations due to Human Activity. Chicago, USA: American Institute of Steel Construction, 1997.

MURRAY, T.M.; ALLEN, D.E.; UNGAR, E.E. Steel Design Guide Series 11: Floor Vibrations due to Human Activity. 2nd printing. Chicago, USA: American Institute of Steel Construction, 2003.

NÓBREGA, P. G. B. Análise Dinâmica de Estruturas de Concreto: Estudo Experimental e Numérico das Condições de Contorno de Estruturas Pré-moldadas. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

PAVIC, A., IBRAHIN, Z. REYNOLDS, P. The Effects of Crowd Occupation on the Dynamic Performance of a Grandstand. International Conference on Noise and Vibration Engineering – ISMA, Bélgica, 2004.

REYNOLDS, P.; PAVIC, A. Vibration Performance of a Grandstand During an International Football Match. ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 20, No. 3, pp. 202-212, 2006.

RODRIGUES, J. F. S.; ALMEIDA, P. A. O. Ações de Torcidas em Estádios de Futebol. V Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto Armado, São Paulo, 2003.

ROITMAN, N.; MAGLUTA, C.; BATISTA, R.; ALVES, N. K. C. – Cargas Dinâmicas Geradas por Pessoas em Movimento. XXVII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Tucuman, Argentina, 1995.

SACHSE, R.; PAVIC, A; REYNOLDS, P. Human-structure dynamic interaction in civil engineering dynamics: A literature review.

SALYARDS, K.; HANAGAN, L.M. Analysis of Coordinated Crowd Vibration Levels in a Stadium Structure. Proceedings of the 25th International Modal Analysis Conference. Orlando, FL, fev. 2007.

SETAREH, M. Evaluation and assessment of vibrations owing to human activity. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings, v. 165, iss, SB5, p. 219–231, 2012.

SETAREH, M.; HANSON, R.D. Case Studies of Structures with Man-Induced Vibrations. *Journal of Structural Engineering*, v.118, n.3, p. 741-762, mar., 1992.

SILVA, C.A.A.S. Análise de Vibrações em Elementos Pré-Fabricados de Bancadas de Estádios Dissertação de Mestrado e em Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa, Portugal, 2012.

SIM, J. H. H., Human-Structure Interaction in Cantilever Grandstands. Tese de Doutorado, University of Oxford, Inglaterra, 2006.

SMITH, A.L.; HICKS, S.J.; DEVINE, P.J. Design of floors for vibrations: A new approach. SCI Publication P354, Ascot, 2009.

STENPNIEWSKI, L., HAAG, B. Baudynamik – Praxis – Mit Zahlreichen Anwendung sbeispielen. Bauwerk Verlag. Alemanha, 2010.

STOLOVAS, S. – Análise e Avaliação do Desempenho Funcional no Projeto Estrutural de Arquibancadas. TQS News, 2011.

VARELA, W. D. Modelo Teórico-Experimental para Análises de Vibrações Induzidas por Pessoas Caminhando sobre Lajes de Edifícios. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2004.

## APÊNDICE – Geometria da estrutura

As Tabelas 47 a 52 a seguir possuem as dimensões das lajes, vigas e pilares, de acordo com o pavimento para as arquibancadas do estádio analisado neste trabalho de pesquisa.

Tabela 47 - Dimensões das lajes

Pavimento	Espessura das lajes
3º subsolo	12 cm
2º subsolo	Variam de 12 a 14 cm
1º subsolo	Variam de 14 a 18 cm
Térreo	Variam de 12 a 18 cm
1º pavimento	Variam de 12 a 18 cm
2º pavimento	Variam de 09 a 18 cm

Tabela 48 - Dimensões dos pilares

Pavimento	1º linha de pilares		2º linha de pilares	
	Pilares extremos	Pilares intermediários	Pilares extremos	Pilares intermediários
3º subsolo	40x300 cm	60x300 cm		
2º subsolo	40x300 cm	60x300 cm	40x180 cm	60x180 cm
1º subsolo	40x300 cm	60x300 cm	40x240 cm	60x240 cm
Térreo	40x300 cm	60x300 cm	40x240 cm	60x240 cm
1º pavimento	40x300 cm	60x300 cm	40x240 cm	60x240 cm
2º pavimento	40x300 cm	60x300 cm	40x240 cm	60x240 cm

Tabela 49 - Dimensões dos pilares

Pavimento	3º linha de pilares		4º linha de pilares	
	Pilares extremos	Pilares intermediários	Pilares extremos	Pilares intermediários
3º subsolo				
2º subsolo	40x180 cm	60x180 cm		
1º subsolo	40x180 cm	60x180 cm	40x80 cm	60x80 cm
Térreo	40x180 cm	60x180 cm		
1º pavimento				
2º pavimento				

Tabela 50 - Dimensões das vigas transversais

Pavimento	Até 1º linha de pilares		Até 2º linha de pilares	
	Pilares extremos	Pilares intermediários	Pilares extremos	Pilares intermediários
3º subsolo	20x90 cm	30x90 cm		
2º subsolo	20x90 cm	30x90 cm	20x90 cm	30x90 cm
1º subsolo	40x120 cm	60x120 cm	40x120 cm	60x120 cm
Térreo	40x120 cm	60x120 cm	40x120 cm	60x120 cm
1º pavimento	40x100 cm	60x100 cm	40x120 cm	60x120 cm
2º pavimento	40x120 cm	60x120 cm	40x120 cm	60x120 cm

Tabela 51 - Dimensões das vigas transversais

Pavimento	Até 3º linha de pilares		Até 4º linha de pilares	
	Pilares extremos	Pilares intermediários	Pilares extremos	Pilares intermediários
3º subsolo				
2º subsolo	40x80 cm	60x80 cm		
1º subsolo	40x200 cm	60x200 cm	40x240 cm	60x240 cm
Térreo	40x120 cm	60x120 cm		
1º pavimento	40x134 cm	60x134 cm		
2º pavimento	40x192 cm	60x192 cm		

Tabela 52 - Dimensões das vigas internas

Pavimento	Dimensões				
3º subsolo	14x90 cm	15x217 cm	30x80 cm		
2º subsolo	14x90 cm	15x217 cm	22x80 cm	30x80 cm	
1º subsolo	20x120 cm	22x80 cm	22x100 cm	30x100 cm	30x120 cm
Térreo	20x120 cm	30x100 cm	30x120 cm		
1º pavimento	20x120 cm	22x134 cm	30x100 cm	30x120 cm	30x134 cm
2º pavimento	20x80 cm	20x120 cm	30x100 cm	30x120 cm	