

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**CONTROLE DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS  
EM UMA LAJE DE ACADEMIA DE GINÁSTICA  
COM A UTILIZAÇÃO DE AMORTECEDORES DE MASSA  
SINTONIZADOS**

**Engº DANIEL VALENÇA FIUZA LIMA**

**ORIENTADORA: GRACIELA NORA DOZ DE CARVALHO**

**CO-ORIENTADORA: SUZANA MOREIRA AVILA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM  
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

Publicação: E.DM – 010A/07

BRASÍLIA (DF), novembro de 2007.

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**CONTROLE DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS EM UMA LAJE  
DE ACADEMIA DE GINÁSTICA COM A UTILIZAÇÃO DE  
AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADOS**

**Engº DANIEL VALENÇA FIUZA LIMA**

DISSERTAÇÃO DE Mestrado submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre.

APROVADA POR:

---

GRACIELA N. DOZ DE CARVALHO,  
Dr. Ing. (UnB)  
(ORIENTADORA)

---

JOSÉ LUÍS VITAL DE BRITO,  
D.Sc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)

---

PAULO BATISTA GONÇALVES  
D.Sc. (PUC/Rio)  
(EXAMINADOR EXTERNO)

Brasília (DF), 12 de novembro de 2007.

## FICHA CATALOGRÁFICA

LIMA, DANIEL VALENÇA FIUZA

Controle de Vibrações Induzidas em uma Laje de Academia de Ginástica com a Utilização de Amortecedores de Massa Sintonizados [Distrito Federal] 2007.

xxii, 148 p., 297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2007).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Dinâmica Estrutural
2. Vibrações em Lajes
3. Controle Estrutural
4. Amortecedor de Massa Sintonizado (AMS)

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

LIMA, D. V. F. (2007). Controle de Vibrações Induzidas em uma Laje de Academia de Ginástica com a Utilização de Amortecedores de Massa Sintonizados, Publicação: E.DM – 010A/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, xxii, 148 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Daniel Valença Fiuza Lima.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Controle de Vibrações Induzidas em uma Laje de Academia de Ginástica com a Utilização de Amortecedores de Massa Sintonizados

GRAU / ANO: Mestre em Ciências/ 2007

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Daniel Valença Fiuza Lima  
SHIN QL 03 conjunto 07 casa 10  
CEP 71505-275 Brasília/DF, Brasil

## **DEDICATÓRIA**

Dedico esta obra ao desenvolvimento da pesquisa científica e ao bem da humanidade.

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente, ao Criador, pela vida que me concedeu.

À orientadora Prof<sup>a</sup>. Graciela N. Doz de Carvalho e à co-orientadora Prof<sup>a</sup>. Suzana M. Avila, por toda a dedicação, pelo apoio, pela paciência, pelo tempo empregado em orientar o meu trabalho e, principalmente, pela confiança.

À Universidade de Brasília (UnB) e ao corpo docente do Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil (PECC), por me receberem e me proporcionarem a oportunidade de ampliar meus conhecimentos técnicos.

A todos os funcionários que, de uma forma ou de outra, atenderam-me tão prontamente.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo suporte financeiro.

Ao engenheiro, primo e amigo Ricardo Fiuza Lima, e ao engenheiro, colega e amigo Daniel Henrique Moreira Gomes, pelas inúmeras colaborações e pelos incentivos prestados em diversos momentos.

Aos meus pais e irmãos, pela paciência e colaboração, e em especial aos meus pais, José Flávio e Maria Teresa, pelos estímulos, pelo afeto e pelo apoio incondicional.

À família de minha noiva, por apoiarem o meu trabalho com todo afeto e alegria.

À minha querida e amada Livia, por ser a minha companheira paciente, tolerante e constante.

Aquele que tem sido ao mesmo tempo meu amigo, meu pai e, principalmente, meu mestre, Raumsol, pelos inapreciáveis ensinamentos e por todo o bem que tem me proporcionado com a sua obra.

E a todos aqueles que de alguma forma têm colaborado para a realização deste trabalho.

**“O saber é a razão de ser da existência do homem na Terra; a primeira e a última de suas tarefas. Faça com que o estímulo de consegui-lo o alente sem cessar, porque nele está a verdadeira finalidade de sua vida.”**

**Da Sabedoria Logosófica**

## **RESUMO**

### **CONTROLE DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS EM UMA LAJE DE ACADEMIA DE GINÁSTICA COM A UTILIZAÇÃO DE AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADOS (AMS)**

**Autor: Daniel Valença Fiuza Lima**

**Orientadora: Graciela Nora Doz de Carvalho**

**Co-orientadora: Suzana Moreira Avila**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, novembro de 2007.**

Neste trabalho apresenta-se a análise dinâmica da laje de um edifício comercial localizado na cidade de Brasília, Brasil, utilizado como academia de ginástica. É avaliada a sua resposta quando submetida ao carregamento oriundo das atividades humanas de pular e dançar. A estrutura é modelada em elementos finitos e analisada inicialmente sob regime estático. Em seguida, é feita uma análise modal para se obter as frequências naturais e os modos de vibração. Sendo identificadas frequências consideravelmente baixas, próximas às frequências que caracterizam o carregamento devido à atividade humana, faz-se então uma análise transiente, submetendo-se a estrutura a uma carga dinâmica que simula a atividade humana típica de academia. A resposta da estrutura quando submetida à carga dinâmica é avaliada, então, quanto a critérios de normas internacionais que estabelecem deslocamentos e acelerações admissíveis. Uma vez que são constatados níveis de vibração superiores aos recomendados pelos diferentes códigos, faz-se necessário o estudo de um mecanismo de controle capaz de reduzir as vibrações obtidas. Assim, são elaboradas propostas de controle estrutural para atenuação de vibrações excessivas por meio da instalação de Amortecedores de Massa Sintonizados (AMS) na estrutura estudada. Os resultados encontrados são apresentados neste trabalho e analisados criticamente.

**Palavras-chave:** dinâmica estrutural, vibrações em lajes, controle estrutural, amortecedor de massa sintonizado (AMS).

## **ABSTRACT**

### **INDUCED VIBRATION CONTROL OF A GYM SLAB USING MULTIPLE TUNED MASS DAMPERS (TMD)**

**Autor: Daniel Valença Fiuza Lima**

**Orientadora: Graciela Nora Doz de Carvalho**

**Co-orientadora: Suzana Moreira Avila**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil  
Brasília, novembro de 2007.**

In this work it's presented a dynamic analysis in a slab of a commercial building in the city of Brasília, Brazil, which is used as a gym. Its behavior is evaluated when submitted to the load due to the human activities of jumping and dancing. The structure is modeled by finite elements and is primarily analyzed under static regime. Afterwards a modal analysis is made in order to obtain its natural frequencies and the vibration modes. Since considerably low frequencies are identified, close to the characteristic frequencies of the load due to human activities, a transient analysis is then performed, submitting the structure to a dynamic load that simulates typical human activities in gyms. Then the structure's response due to the dynamic load is evaluated with respect to admissible displacement and acceleration criteria, established by international codes. Once vibration levels in the structure are found to be higher than the permitted levels described by these codes, it's understood that a structural control is necessary in order to reduce the observed vibrations. Thus, a study of some structural control alternatives for attenuating excessive vibrations is done by the use of Tuned Mass Damper (TMD) in the studied structure. The results obtained are presented in this work and critically analyzed.

**Key words:** structural dynamics, vibrations in slabs, structural control, tuned mass damper (TMD).



# SUMÁRIO

	Página
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1.1. JUSTIFICATIVA</b> .....	1
<b>1.2. OBJETIVOS</b> .....	3
<b>1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO</b> .....	3
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	5
<b>2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS</b> .....	5
<b>2.2. VIBRAÇÕES INDUZIDAS A PARTIR DE ATIVIDADES HUMANAS</b> .....	5
<b>2.3. LIMITES DE NORMAS</b> .....	9
<b>2.4. CONTROLE ESTRUTURAL</b> .....	12
<b>2.5. CASO PRÁTICO DE CONTROLE ESTRUTURAL</b> .....	19
<b>2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	23
<b>3. EMBASAMENTO TEÓRICO</b> .....	24
<b>3.1. VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELA ATIVIDADE HUMANA</b> .....	24
<b>3.2. MOVIMENTOS HUMANOS DE CAMINHAR E CORRER</b> .....	24
<b>3.3. VIBRAÇÕES INDUZIDAS EM ACADEMIAS DE GINÁSTICA</b> .....	31
<b>3.4. MODELOS ANALÍTICOS DE CARREGAMENTOS TÍPICOS DE ACADEMIA DE GINÁSTICA</b> .....	32
<b>3.4.1. Carregamento dinâmico gerado pela atividade humana de pular</b> .....	32
<b>3.4.2. Carregamento dinâmico gerado pela atividade humana de dançar</b> .....	34
<b>3.5. FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DE UM SISTEMA ESTRUTURAL SUBMETIDO A UM CARREGAMENTO DINÂMICO</b> .....	35
<b>3.6. CONTROLE ESTRUTURAL</b> .....	37
<b>3.6.1. Controle passivo</b> .....	37
<b>3.6.2. Amortecedores de massa sintonizados – AMS</b> .....	37
<b>3.6.3. Princípios básicos para o AMS.</b> .....	39
<b>3.6.4. Otimização de parâmetros para Amortecedores de Massa Sintonizados (AMS)</b> .....	40
<b>3.6.5. Otimização de parâmetros para Amortecedores de Massa Sintonizados Múltiplos (AMSM)</b> .....	41
<b>4. LIMITES DE NORMAS</b> .....	45
<b>4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS</b> .....	45
<b>4.2. ANÁLISE ESTÁTICA</b> .....	45
<b>4.3. ANÁLISE DINÂMICA</b> .....	47

4.3.1. Norma DIN 4150/2 (1975).....	49
4.3.2. Norma ISO 2631/1 e 2 (1980) .....	50
4.3.3. Norma BRE – British Building Research Establishment – Digest 278 (1983)..	53
4.3.4. Normas CAN3-S16-M84 (1984) e NBR 8800 (1986) .....	54
4.3.5. Norma NBR 6118 (2003).....	55
4.3.6. Guia Prático do AISC (1997).....	56
4.3.7. Valores limites recomendados pela literatura .....	57
<b>5. FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS .....</b>	<b>59</b>
5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	59
5.2. ANSYS 5.4 (1995) .....	59
5.2.1. Elementos utilizados.....	60
5.2.2. Análise estática .....	63
5.2.3. Análise modal.....	63
5.2.4. Análise dinâmica .....	64
<b>5.3. PROGRAMA COMPUTACIONAL PARA GERAÇÃO DO CARREGAMENTO DINÂMICO - <i>n</i> pessoas .....</b>	<b>65</b>
5.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	66
<b>6. ANÁLISE NUMÉRICA.....</b>	<b>67</b>
6.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA.....	67
6.2. DISCRETIZAÇÃO .....	72
6.3. ANÁLISE ESTÁTICA.....	75
6.4. ANÁLISE MODAL.....	77
6.5. ANÁLISE DINÂMICA .....	79
6.5.1. Análise transiente .....	80
6.5.1.1. Situação 1.....	81
6.5.1.2. Situação 2.....	86
6.5.1.3. Situação 3.....	91
6.5.1.4. Situação 4.....	96
6.5.1.5. Análise da resposta dinâmica da estrutura.....	102
<b>6.6. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DA ESTRUTURA QUANTO AOS LIMITES DAS NORMAS.....</b>	<b>103</b>
<b>6.7. CONTROLE ESTRUTURAL.....</b>	<b>106</b>
6.7.1. Propostas de controle estrutural.....	106
6.7.2. Enrijecimento da estrutura .....	106
6.7.3. Aplicação de Amortecedor de Massa Sintonizado .....	109
6.7.3.1. 1ª Proposta de controle com AMS .....	110

6.7.3.2. 2ª Proposta de controle com AMS .....	112
6.7.3.3. 3ª Proposta de controle com AMS .....	113
6.7.3.4. 4ª Proposta de controle com AMS .....	114
6.7.3.5. 5ª Proposta de controle com AMS .....	115
6.7.3.6. 6ª Proposta de controle com AMS .....	116
6.7.3.7. 7ª Proposta de controle com AMS .....	117
6.7.3.8. 8ª Proposta de controle com AMS .....	118
6.7.3.9. 9ª Proposta de controle com AMS .....	119
6.7.3.10. 10ª Proposta de controle com AMS .....	120
6.7.3.11. 11ª Proposta de controle com AMS .....	121
6.7.3.12. 12ª Proposta de controle com AMS .....	123
6.7.3.13. 13ª Proposta de controle com AMS .....	124
6.7.3.14. 14ª Proposta de controle com AMS .....	126
6.7.3.15. 15ª Proposta de controle com AMS .....	127
6.7.3.16. 16ª Proposta de controle com AMS .....	128
<b>6.7.4. Avaliação da resposta da estrutura com controle .....</b>	<b>129</b>
<b>6.7.5. Avaliação da resposta estática da estrutura com controle .....</b>	<b>134</b>
<b>7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>136</b>
<b>7.1. CONCLUSÕES .....</b>	<b>136</b>
<b>7.2. SUGESTÕES .....</b>	<b>139</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>141</b>
<b>ANEXO A. PROGRAMA <i>npessoas</i> .....</b>	<b>144</b>

## LISTA DE TABELAS

### Página

Tabela 2.1. Freqüências e modos naturais de vibração da estrutura do pavimento tipo (Battista & Varela, 2002) .....	22
Tabela 2.2. Valores pico e rms das amplitudes de aceleração vertical ( $m/s^2$ ) medidas nos centros dos painéis 01 a 04 da laje de um pavimento tipo (Battista & Varela, 2002) .....	23
Tabela 3.1. Movimentos humanos e freqüências típicas dos seus correspondentes carregamentos dinâmicos gerados (Wheeler, 1982) .....	29
Tabela 3.2. Tipos representativos de atividades humanas e suas aplicações para diferentes atividades e tipos de estrutura (CEB nº 209, 1991) .....	30
Tabela 3.3. Valores típicos de freqüência do caminhar humano apresentados por outros autores (Zivanovic, 2005) .....	31
Tabela 3.4. Valores dos coeficientes nas expressões explícitas para os parâmetros ótimos ...	44
Tabela 4.1. Limites para deslocamentos .....	46
Tabela 4.2. Valores limites de referência .....	49
Tabela 4.3. Fatores multiplicadores da aceleração .....	53
Tabela 4.4. Relação entre K e a percepção humana de movimento .....	54
Tabela 4.5. Valores aceitáveis de K em função da categoria da edificação, do período do dia e do tempo de exposição à vibração .....	54
Tabela 4.6. Amortecimento estrutural em função do tipo de piso .....	54
Tabela 4.7. Amortecimento estrutural em função do tipo de piso .....	56
Tabela 4.8. Amortecimento estrutural em função da destinação da estrutura .....	57
Tabela 4.9. Níveis aceitáveis de vibração para vários tipos de ambientes .....	58
Tabela 6.1. Propriedades geométricas dos pilares .....	71
Tabela 6.2. Propriedades geométricas das vigas .....	72
Tabela 6.3. Primeiros 10 modos de vibração com suas respectivas freqüências naturais de vibração .....	77
Tabela 6.4. Nós avaliados na situação 1 .....	83
Tabela 6.5. Nós avaliados na situação 2 .....	87
Tabela 6.6. Nós avaliados na situação 3 .....	92
Tabela 6.7. Nós avaliados na análise preliminar situação 4 .....	97
Tabela 6.8. Nós avaliados na situação 4 .....	98

Tabela 6.9. Resposta da estrutura nos nós 396 e 472 .....	104
Tabela 6.10. Limites de normas .....	107
Tabela 6.11. Modos de vibração da estrutura com três contraventamentos .....	104
Tabela 6.12. Modos de vibração da estrutura com quatro contraventamentos .....	109
Tabela 6.13. Propriedades do amortecedor (Den Hartog) .....	110
Tabela 6.14. Propriedades do amortecedor (Jangid) .....	111
Tabela 6.15. Resultados encontrados com a 1ª proposta de controle .....	111
Tabela 6.16. Resultados encontrados com a 2ª proposta de controle .....	112
Tabela 6.17. Resultados encontrados com a 3ª proposta de controle .....	113
Tabela 6.18. Resultados encontrados com a 4ª proposta de controle .....	114
Tabela 6.19. Resultados encontrados com a 5ª proposta de controle .....	115
Tabela 6.20. Resultados encontrados com a 6ª proposta de controle .....	116
Tabela 6.21. Propriedades de dois amortecedores .....	117
Tabela 6.22. Resultados encontrados com a 7ª proposta de controle .....	118
Tabela 6.23. Resultados encontrados com a 8ª proposta de controle .....	119
Tabela 6.24. Propriedades ótimas de Jangid para 3 amortecedores .....	119
Tabela 6.25. Resultados encontrados com a 9ª proposta de controle .....	120
Tabela 6.26. Propriedades ótimas de Jangid para 3 amortecedores ( $\mu = 0,1$ ) .....	120
Tabela 6.27. Resultados encontrados com a 10ª proposta de controle .....	121
Tabela 6.28. Propriedades ótimas de Jangid para 6 amortecedores .....	122
Tabela 6.29. Resultados encontrados com a 11ª proposta de controle .....	122
Tabela 6.30. Propriedades ótimas de Jangid para 8 amortecedores .....	124
Tabela 6.31. Resultados encontrados com a 12ª proposta de controle .....	124
Tabela 6.32. Propriedades ótimas de Jangid para 8 amortecedores .....	125
Tabela 6.33. Resultados encontrados com a 13ª proposta de controle .....	125
Tabela 6.34. Propriedades dos amortecedores da 14ª proposta ( $\mu = 0,11$ ) .....	126
Tabela 6.35. Resultados encontrados com a 14ª proposta de controle .....	126
Tabela 6.36. Propriedades dos amortecedores da 15ª proposta ( $\mu = 0,12$ ) .....	127
Tabela 6.37. Resultados encontrados com a 15ª proposta de controle .....	127
Tabela 6.38. Propriedades dos amortecedores da 16ª proposta ( $\mu = 0,12$ ) .....	128
Tabela 6.39. Resultados encontrados com a 16ª proposta de controle .....	128
Tabela 6.40. Resumo da avaliação da 16ª proposta quanto aos critérios de normas .....	129
Tabela 6.41. Comparativo dos valores excedentes aos valores máximos da resposta da	

estrutura entre a situação sem controle e a situação com controle .....	130
Tabela A.1. Dados de entrada para leitura do algoritmo .....	146
Tabela A.2. Situação de carregamento dinâmico e arquivo de entrada correspondente .....	146
Tabela A.3. Primeiros três passos de tempo do arquivo de saída para a situação exemplo apresentada .....	147
Quadro A.1. Programa <i>npessoas</i> .....	140

## LISTA DE FIGURAS

	<b>Página</b>
Figura 2.1. Exemplo de escada esbelta (Kerr & Bishop, 2001) .....	7
Figura 2.2. Reticulado espacial composto utilizado em análise dinâmica (Varela, 2004) .....	8
Figura 2.3. Edificação controlada por AMS's (Thornton <i>et al</i> , 1990) .....	14
Figura 2.4. Exemplo de amortecedor líquido sintonizado, instalado na torre do aeroporto de Nagasaki (Tamura <i>et al</i> , 1995) .....	15
Figura 2.5. Torre do aeroporto internacional de Tóquio (Tamura <i>et al</i> , 1995) .....	15
Figura 2.6. Pontes Akashi Kaikyo (esq.) e Tataru (dir.) (Fujino, 2002) .....	16
Figura 2.7. Amortecedores de Massa Sintonizados (Varela, 2004) .....	17
Figura 2.8. Edifício de vinte andares representado por <i>shear frame</i> (Shukla & Datta, 1999) .....	18
Figura 2.9. Estrutura do pavimento tipo do edifício (Battista & Varela, 2002) .....	20
Figura 2.10. Estrutura do pavimento tipo do edifício – Corte AA (Battista & Varela, 2002) .....	20
Figura 2.11. Modelo computacional da estrutura de um pavimento tipo (Battista & Varela, 2002) .....	21
Figura 2.12. Atenuador Dinâmico Sintonizado (Battista & Varela, 2002) .....	22
Figura 3.1. Força vertical, horizontal lateral e horizontal longitudinal (Zivanovic <i>et al</i> , 2005) .....	25
Figura 3.2. Evolução da força vertical de um caminhar lento até o correr (Zivanovic <i>et al</i> , 2005) .....	27
Figura 3.3. Força provocada pela atividade humana de (a) caminhar e (b) correr (Zivanovic <i>et al</i> , 2005) .....	27
Figura 3.4. Correlações entre os parâmetros que definem os movimentos de caminhar e correr dada por Wheeler (1982) .....	28
Figura 3.5. Função de carregamento para uma pessoa caminhando (CEB N°. 209, 1991) .....	28
Figura 3.6. Função de carga para pedestre para os movimentos de caminhar e correr (Wheeler, 1982) .....	33
Figura 3.7. Fator de impacto $k_p$ versus $t_p/T_p$ , (Bachmann & Ammann, 1987) .....	33
Figura 3.8. Modelo de um sistema estrutural com um AMS conectado (Soong & Dargush,	

1997) .....	39
Figura 3.9. Modelo estrutural de um sistema principal com um AMSM conectado .....	42
Figura 4.1. Critério de percepção humana às vibrações em termos de aceleração <i>rms</i> em função da frequência (DIN 4150/2, 1975) .....	50
Figura 4.2. Direções dos sistemas coordenados para vibrações mecânicas influenciando pessoas (ISO 2631, 1980) .....	51
Figura 4.3. Diagrama de aceleração <i>rms</i> limite na direção z em função da frequência (ISO 2631, 1980) .....	51
Figura 4.4. Diagrama de aceleração <i>rms</i> limite nas direções x e y em função da frequência (ISO 2631, 1980) .....	52
Figura 4.5. Diagrama de aceleração <i>rms</i> limite na direção combinada (eixos x, y e z) em função da frequência (ISO 2631, 1980) .....	52
Figura 4.6. Diagrama de aceleração pico em função da frequência (CAN3-S16-M84, 1984); e NBR 8800,1986) .....	55
Figura 4.7. Curvas básicas de vibrações de edifícios ( <i>Guia prático do AISC</i> ,1997) .....	57
Figura 5.1. Elemento SHELL63 (ANSYS, 1995) .....	61
Figura 5.2. Elemento BEAM4 (ANSYS, 1995) .....	61
Figura 5.3. Elemento COMBIN14 (ANSYS, 1995) .....	62
Figura 5.4. Elemento MASS21 (ANSYS, 1995) .....	62
Figura 6.1. Edifício comercial considerado neste estudo .....	67
Figura 6.2. Estrutura do pavimento térreo com o trecho analisado em destaque (dimensões em metros) .....	68
Figura 6.3. Estrutura do 1º pavimento (dimensões em metros) .....	68
Figura 6.4. Estrutura do 2º pavimento (dimensões em metros) .....	69
Figura 6.5. Corte transversal esquemático da estrutura ao longo do eixo x (dimensões em metros) .....	69
Figura 6.6. Detalhe do trecho da laje analisado (dimensões em metros) .....	70
Figura 6.7. Modelagem da estrutura com o trecho analisado em destaque .....	73
Figura 6.8. Elementos com dimensões em perspectiva com o trecho analisado em destaque. 74	
Figura 6.9. Modelagem do trecho analisado da laje .....	74
Figura 6.10. Elementos do trecho analisado da laje com dimensões em perspectiva .....	75
Figura 6.11. Deslocamento na direção do eixo Z devido à carga estática distribuída somada ao peso próprio da estrutura (m) .....	76
Figura 6.12. Divisão da estrutura em vãos .....	81



Figura 6.13. Situação de carregamento dinâmico 1 .....	82
Figura 6.14. Nós avaliados na situação 1 .....	82
Figura 6.15. Deslocamento vertical do nó 396 (mm) .....	83
Figura 6.16. Aceleração vertical do nó 396 (m/s <sup>2</sup> ) .....	84
Figura 6.17. Deslocamento vertical do nó 424 (mm) .....	84
Figura 6.18. Aceleração vertical do nó 424 (m/s <sup>2</sup> ) .....	85
Figura 6.19. Deslocamento vertical do nó 463 (mm) .....	85
Figura 6.20. Aceleração vertical do nó 463 (m/s <sup>2</sup> ) .....	86
Figura 6.21. Deslocamento vertical do nó 396 (mm) .....	88
Figura 6.22. Aceleração vertical do nó 396 (m/s <sup>2</sup> ) .....	88
Figura 6.23. Deslocamento vertical do nó 424 (mm) .....	89
Figura 6.24. Aceleração vertical do nó 424 (m/s <sup>2</sup> ) .....	89
Figura 6.25. Deslocamento vertical do nó 463 (mm) .....	90
Figura 6.26. Aceleração vertical do nó 463 (m/s <sup>2</sup> ) .....	90
Figura 6.27. Situação de carregamento dinâmico 3 .....	91
Figura 6.28. Nós avaliados na situação 3 .....	91
Figura 6.29. Deslocamento vertical do nó 386 (mm) .....	93
Figura 6.30. Aceleração vertical do nó 386 (m/s <sup>2</sup> ) .....	93
Figura 6.31. Deslocamento vertical do nó 424 (mm) .....	94
Figura 6.32. Aceleração vertical do nó 424 (m/s <sup>2</sup> ) .....	94
Figura 6.33. Deslocamento vertical do nó 500 (mm) .....	95
Figura 6.34. Aceleração vertical do nó 500 (m/s <sup>2</sup> ) .....	95
Figura 6.35. Situação de carregamento dinâmico 4 .....	96
Figura 6.36. Nós avaliados na situação 4 .....	97
Figura 6.37. Deslocamento vertical do nó 396 (mm) .....	99
Figura 6.38. Aceleração vertical do nó 396 (m/s <sup>2</sup> ) .....	99
Figura 6.39. Deslocamento vertical do nó 424 (mm) .....	100
Figura 6.40. Aceleração vertical do nó 424 (m/s <sup>2</sup> ) .....	100
Figura 6.41. Deslocamento vertical do nó 472 (mm) .....	101
Figura 6.42. Aceleração vertical do nó 472 (m/s <sup>2</sup> ) .....	101
Figura 6.43. Nós 396 e 472 destacados na estrutura .....	104
Figura 6.44. Estrutura com 3 contraventamentos instalados .....	107
Figura 6.45. Estrutura com 4 contraventamentos instalados .....	108
Figura 6.46. Nó 386 destacado na estrutura .....	111

Figura 6.47. Nó 405 destacado na estrutura .....	112
Figura 6.48. Nó 424 destacado na estrutura .....	113
Figura 6.49. Nó 434 destacado na estrutura .....	114
Figura 6.50. Nó 461 destacado na estrutura .....	115
Figura 6.51. Nó 564 destacado na estrutura .....	116
Figura 6.52. Nós 396 e 424 destacados na estrutura .....	117
Figura 6.53. Nós 386 e 396 destacados na estrutura .....	118
Figura 6.54. Nós 386, 396 e 405 destacados na estrutura .....	119
Figura 6.55. Nós 386, 396 e 405 em vermelho e nós 391, 401 e 409 na cor amarela ....	122
Figura 6.56. Nós 386, 396 e 405 em vermelho e nós 343, 419, 401, 380 e 456 na cor amarela .....	123
Figura 6.57. Comparação entre valores sem e com controle de deslocamentos no nó 396 .....	131
Figura 6.58. Comparação entre valores sem e com controle de acelerações no nó 396 .....	132
Figura 6.59. Comparação entre valores sem e com controle de deslocamentos no nó 472 .....	132
Figura 6.60. Comparação entre valores sem e com controle de acelerações no nó 472 .....	133
Figura 6.61. Deslocamento estático com 6 AMS's – Vista em planta .....	134
Figura 6.62. Deformação estática com 6 AMS's – Vista em perspectiva .....	134
Figura A.1. Gráfico do valor do carregamento dinâmico ao longo de 20 segundos .....	148
Figura A.2. Gráfico do valor do carregamento dinâmico ao longo de 0,98 segundos .....	148

## LISTA DE SÍMBOLOS, SIGLAS E ABREVIATURAS

- A: área da seção transversal, em  $m^2$
- AMH: amortecedor de massa híbrido
- AMS: amortecedor de massa sintonizado
- AMSM: amortecedor de massa sintonizado múltiplo
- $a_0$ : aceleração pico, em  $m/s^2$
- $a_{eff}$ : aceleração efetiva, em  $m/s^2$
- $a_{max}$ : aceleração máxima ou de pico
- $a_{RMS}$ : aceleração RMS
- $a_z$ : aceleração nodal máxima na direção z (vertical), em  $m/s^2$
- b: largura da viga ou do pilar, conforme o caso
- C: amortecimento do sistema principal
- $C$ : matriz  $n \times n$  de amortecimento do sistema
- c: amortecimento do AMS
- $c_{AMS}$ : amortecimento do MAS
- $c_i$ : amortecimento do i-ésimo amortecedor
- d: amplitude do deslocamento, em mm
- $d_{max}$ : limite de serviço para o deslocamento vertical máximo da estrutura
- F(t): função de carregamento variando com o tempo
- $F(t)$ : vetor de força externa
- $F_p(t)$ : força devido ao ato de pular
- $F_{p,max}$ : carga dinâmica de pico
- f: frequência de vibração ou razão de passo
- $f(t)$ : excitação dinâmica atuando no sistema principal
- $f_{crit}$ : frequência crítica, em Hz
- $f_{EST}$ : frequência natural da estrutura
- $f_i$ : frequência do i-ésimo amortecedor (Hz)
- $f_s$ : razão de passo
- fs: velocidade de avanço
- G: peso do indivíduo

$g$ : aceleração da gravidade, em  $m/s^2$   
 $h$ : altura da viga ou do pilar, conforme o caso  
 $I$ : nó do elemento  
 $I$ : momento de inércia, em  $m^4$   
 $I_{xx}$ : momento de inércia com relação ao eixo X, em  $m^4$   
 $I_{yy}$ : momento de inércia com relação ao eixo Y, em  $m^4$   
 $I_{zz}$ : momento de inércia com relação ao eixo Z, em  $m^4$   
 $i$ : índice que representa o número do harmônico  
 $i$ : índice do modo de vibração  
 $J$ : nó do elemento  
 $K$ : rigidez do sistema principal  
 $K$ : fator de comparação de deslocamentos dinâmicos admissíveis, em  $mm/s$   
 $\mathbf{K}$ : matriz  $n \times n$  de rigidez do sistema  
 $KB$ : fator de comparação de deslocamentos dinâmicos admissíveis, em  $mm/s$   
 $K_{EST}$ : rigidez da estrutura  
 $k$ : rigidez do AMS  
 $k_{AMS}$ : rigidez do MAS  
 $k_p$ : coeficiente de impacto  
 $k_T$ : rigidez média do AMSM  
 $l$ : vão livre da laje  
 $M$ : massa do sistema principal  
 $\mathbf{M}$ : matriz  $n \times n$  de massa do sistema  
 $M_{EST}$ : massa da estrutura  
 $M_n$ : massa modal  
 $m$ : massa do AMS  
 $m_{AMS}$ : massa do MAS  
 $m_i$ : massa do  $i$ -ésimo amortecedor  
 $n$ : número do  $n$ -ésimo harmônico  
 $n$ : número de amortecedores de um AMSM  
 $P_n(t)$ : força modal  
 $P_0$ : peso estático de uma pessoa ( $P_0 = 800 \text{ N}$  é o valor usual)  
 $P_0$ : força constante e igual a  $0,29 \text{ kN}$  para estruturas de piso e  $0,41 \text{ kN}$  para passarelas

$s_l$ : comprimento de passo (stride length)  
 TMD: Tuned Mass Damper  
 $t$ : tempo  
 $t_p$ : tempo de contato  
 $T_p$ : período de passo  
 $U_z$ : deslocamento nodal máximo na direção z (vertical), em mm  
 $\ddot{u}$ : vetor de aceleração nodal  
 $\dot{u}$ : vetor de velocidade nodal  
 $u$ : vetor de deslocamento nodal  
 $V_z$ : velocidade nodal máxima na direção z (vertical), em m/s  
 $v$ : velocidade, em mm/s  
 $W$ : peso efetivo da estrutura de piso  
 $\mathbf{x}(t)$ : vetor deslocamento  
 $\dot{\mathbf{x}}(t)$ : vetor velocidade  
 $\ddot{\mathbf{x}}(t)$ : vetor aceleração  
 $Y_n(t)$ : deslocamento modal  
 $\dot{Y}_n(t)$ : velocidade modal  
 $\ddot{Y}_n(t)$ : aceleração modal  
 $y(t)$ : deslocamento do sistema principal com relação à sua base  
 $\dot{y}(t)$ : velocidade do sistema principal com relação à sua base  
 $\ddot{y}(t)$ : aceleração do sistema principal com relação à sua base  
 $z(t)$ : deslocamento relativo entre o AMS e o sistema principal  
 $\alpha$ : coeficiente de Rayleigh multiplicador da matriz de massa do sistema  
 $\alpha^{ótimo}$ : razão de frequências ótima  
 $\beta$ : taxa de amortecimento modal  
 $\beta$ : coeficiente de Rayleigh multiplicador da matriz de rigidez do sistema  
 $\beta^{ótimo}$ : largura de banda ótima  
 $\Delta G_n$ : componente de carga (amplitude) do n-ésimo harmônico  
 $\Delta G_1$ : componente de carga (amplitude) do 1º harmônico  
 $\Delta G_2$ : componente de carga (amplitude) do 2º harmônico  
 $\Delta G_3$ : componente de carga (amplitude) do 3º harmônico

$\phi_i$  : i-ésimo modo de vibração

$\phi_n$  : autovetor normalizado

$\mu$  : razão entre a massa do AMS (m) e a massa do sistema principal (M)

$\theta$  : rotação dos elementos que suportam parede

$\phi_2$  : ângulo de fase do 2º harmônico relativo ao 1º harmônico

$\phi_3$  : ângulo de fase do 3º harmônico relativo ao 1º harmônico.

$\rho_{CONC}$  : massa específica do concreto armado

$\omega_{AMS}$  : frequência do AMS

$\omega_{EST}$  : frequência da estrutura

$\omega$  : frequência

$\omega_i$  : frequência do i-ésimo amortecedor (rad/s)

$\omega_n$  : frequência natural circular modal do n-ésimo modo

$\omega_T$  : frequência média dos amortecedores (rad/s)

$\omega^2$  : autovalores

$\xi$  : taxa de amortecimento

$\xi_i$  : taxa de amortecimento modal do i-ésimo modo

$\xi^{ótimo}$  : razão de amortecimento ótima

$\xi_T^{ótimo}$  : razão de amortecimento ótima entre o AMSM e o sistema principal

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. JUSTIFICATIVA

A evolução das técnicas de análise e dimensionamento estrutural, em conjunto com o desenvolvimento de materiais de construção mais leves e resistentes, tem permitido cada vez mais a construção de estruturas esbeltas, flexíveis e com grandes vãos, estruturas estas mais suscetíveis a níveis de vibração excessivos. Acrescenta-se a isso a mudança no comportamento das pessoas e a alteração da utilização original de edificações, que têm contribuído para um contínuo aumento nos problemas de vibração das estruturas, causados por carregamentos dinâmicos, como terremotos, vento e ocupação humana.

Por outro lado, tem-se verificado a freqüente ocorrência de utilização de estruturas para atividades que geram carregamentos dinâmicos que, em muitos casos, não foram previstos em seu projeto original. Exemplo disso é a utilização de edifícios comerciais para funcionamento de academias de ginástica, fato que se tem reproduzido com grande freqüência, por exemplo, na cidade de Brasília. Como os carregamentos humanos ocorrem essencialmente em baixas freqüências, próximas e até em certos casos coincidentes com as freqüências naturais da estrutura, podem causar níveis de vibração excessivos, que são indesejáveis nas estruturas por poderem representar um risco à segurança das mesmas e, além disso, pelo desconforto causado aos usuários da edificação.

Thornton *et al* (1990) relatam dois casos de edifícios nos quais vibrações excessivas foram percebidas, causando desconforto aos usuários: um edifício utilizado como escola de segundo grau, e o outro utilizado como faculdade, ambos com grandes vãos e espaços, e contendo salas para atividades físicas.

Battista & Varela (2002) constataam problemas de vibração excessiva em lajes de pisos de edificações residenciais, que causam desconforto aos usuários, mesmo quando se obedecem aos critérios de normas de projeto estrutural.

Desta maneira, com o objetivo de se desenvolver uma proteção às estruturas contra as vibrações excessivas, incluindo o seu conteúdo e ocupantes, têm sido apresentadas propostas

de controle estrutural que, basicamente, promovem uma alteração nas propriedades de rigidez e amortecimento da estrutura, seja pela adição de dispositivos externos, seja pela adição de forças externas.

Neste sentido, percebe-se grande importância dada ao tema ao se levar em consideração os anais de três conferências mundiais realizadas recentemente (1994, 1998 e 2002) com a participação de mais de 700 pessoas de 17 diferentes países (Ávila, 2002).

Inúmeros estudos têm sido desenvolvidos nesta área (Thornton *et al*, 1990; Tamura, *et al*, 1995; Setareh, 2002; Fujino, 2002; Cheng & Xu, 2005; Lin, 2005; Li & Darby, 2005; Tao & Mak, 2006; Høgsberg & Krenk, 2005), inclusive no Brasil (Ávila, 2002; Varela, 2004). Na Universidade de Brasília, em particular, alguns estudos já resultaram desta linha de pesquisa (Carneiro, 2004; Gomes, 2006; Valencia, 2007; Gómez, 2007).

Carneiro (2004) avalia a eficiência de um sistema de Amortecedores de Massa Sintonizados Múltiplos, aplicados à redução de vibrações em edifícios altos, verificando a influência e os efeitos do número total de massas e da interligação entre as mesmas em seu desempenho.

Gomes (2006) estuda o comportamento dinâmico de uma passarela de pedestres, localizada na cidade de Brasília, quando submetida às ações humanas de andar e correr. Baseando-se em relatos de problemas de vibrações nessa passarela, realiza uma avaliação dos níveis de segurança e conforto da estrutura através de uma modelagem computacional no programa ANSYS. Confirmando então a existência de níveis elevados de vibração, propõe um sistema de controle baseado no uso de Amortecedores de Massa Sintonizados Múltiplos, sistema que se mostra eficaz na redução das vibrações excessivas observadas.

Originalmente utilizada na Engenharia Aeroespacial, a tecnologia que vem sendo desenvolvida para o controle de vibrações em estruturas tem sido aplicada na Engenharia Civil desde a década de 60 para a proteção de pontes e edifícios.

O controle estrutural é, em sua essência, a alteração das propriedades de rigidez, massa e amortecimento da estrutura por meio da instalação de dispositivos externos ou pela aplicação de forças externas, e pode ser classificado em *passivo*, *ativo*, *semi-ativo* e *híbrido*.



## **1.2. OBJETIVOS**

Com base no exposto, este trabalho teve o objetivo de analisar a laje de um edifício comercial, localizado na cidade de Brasília, e avaliar sua resposta dinâmica quando submetida ao carregamento oriundo das atividades humanas de pular e dançar, típicas de academias de ginástica.

A estrutura foi verificada em relação às normas que dispõem sobre níveis aceitáveis de vibração. Após a constatação de que estes níveis não são atendidos, foi proposto um sistema de controle estrutural por meio da instalação de um conjunto de Amortecedores de Massa Sintonizados.

## **1.3. DESCRIÇÃO DO TRABALHO**

Este trabalho é constituído de oito capítulos, sendo o primeiro de introdução.

O segundo capítulo refere-se à revisão bibliográfica. Nele é apresentado o problema da vibração induzida em estruturas por diferentes atividades humanas que, em muitos casos, se torna excessiva, causando problemas como o desconforto aos usuários. Nesse capítulo também são apresentadas diversas pesquisas realizadas no campo da dinâmica estrutural para melhor se conhecer o comportamento das estruturas e sua resposta quando submetida a carregamentos dinâmicos e, assim, serem estudados e desenvolvidos controles dessas vibrações.

O terceiro capítulo apresenta o embasamento teórico. Inicialmente, são tratados aspectos relativos a vibrações induzidas pelo homem, apresentando-se alguns tipos de atividades humanas com suas respectivas faixas habituais de frequência. Em seguida, apresentam-se modelos matemáticos de carregamento devido a atividades humanas e a formulação matemática de um sistema estrutural submetido a carregamento dinâmico. É apresentado, então, o conceito de controle estrutural, especificamente o controle passivo do tipo Amortecedor de Massa Sintonizado – AMS – com seus princípios básicos e, por fim, os métodos de otimização de seus parâmetros.

No quarto capítulo são apresentadas normas nacionais e internacionais sobre vibração

estrutural com seus respectivos critérios sobre limites aceitáveis.

No capítulo cinco são descritas as ferramentas computacionais utilizadas nas análises deste trabalho, sendo o programa *npessoas* um código em linguagem FORTRAN 90 utilizado para gerar as cargas dinâmicas e o ANSYS 5.4 utilizado para a modelagem da estrutura e análises estática, modal e dinâmica.

O sexto capítulo trata da análise numérica da estrutura. São descritas as características físicas da estrutura, a modelagem numérica, a análise estática devido ao peso próprio e à sobrecarga de revestimento, a análise modal e as análises transientes da estrutura não-amortecida e provida de um sistema de amortecimento quando submetida a diversos carregamentos oriundos da atividade humana de pular, simulando uma amostra de 20 segundos de uma aula de ginástica. Em ambas as análises transientes a resposta da estrutura é analisada com relação aos limites apresentados pelas normas utilizadas.

O sétimo capítulo apresenta as conclusões obtidas neste estudo e as sugestões para os futuros trabalhos.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

Em todo o mundo, projetos estruturais de edificações, como casas e prédios altos de vários andares, têm sido realizados, em certos casos, sem se levar em consideração os possíveis problemas de vibração estrutural oriundos de cargas dinâmicas que sobre essas edificações venham a atuar.

No entanto, como já mencionado, as técnicas de análise estrutural aliadas à existência de materiais de construção mais leves e resistentes têm permitido a construção cada vez mais freqüente de estruturas esbeltas, flexíveis e com grandes vãos, que são suscetíveis a níveis de vibração excessivos. Além disso, com a mudança do comportamento das pessoas e da utilização das estruturas para atividades que não haviam sido previstas nos projetos originais, tem sido cada vez mais freqüente também o surgimento de problemas de vibração excessiva nas estruturas.

Um tipo particular dessa situação é o de edificações projetadas para atividades comerciais e de escritórios, as quais têm sido utilizadas por academias de ginástica, fato que se vem repetindo significativamente nos últimos anos nas cidades brasileiras.

Tendo-se este fato em conta, várias pesquisas têm sido realizadas na área de dinâmica estrutural com o objetivo de se entender melhor o carregamento dinâmico oriundo de diversas fontes e de se desenvolverem soluções para vários tipos de estruturas que têm apresentado problemas de vibração excessiva. Paralelamente, verifica-se também o surgimento de normas internacionais que estabelecem os limites de percepção humana de vibrações em estruturas.

### **2.2. VIBRAÇÕES INDUZIDAS A PARTIR DE ATIVIDADES HUMANAS**

Bachmann & Ammann (1987) caracterizam o carregamento dinâmico como harmônico, periódico, transiente e impulsivo, classificando-o em função dos seus efeitos como tendo efeito na estrutura, nas pessoas e em máquinas e instalações. Também classificam o carregamento como induzido por atividade humana, por máquinas, pelo vento, por ondas, por

terremotos, pelo tráfego em rodovias e ferrovias, por trabalhos de construções, pelo impacto, por explosões e, ainda, pela perda de apoio. Apresentam também modelos matemáticos para diferentes tipos de carregamentos gerados pela atividade humana, como caminhar e correr (nas direções vertical e horizontal), saltar, dançar e movimentos súbitos.

O interesse maior deste trabalho é em carregamentos dinâmicos gerados pela atividade humana. Nesse sentido, vários autores podem ser citados.

Mouring (1992) investiga carregamentos causados por atividades humanas e suas respectivas respostas dinâmicas estruturais, visando desenvolver procedimentos analíticos para determinar o grau de influência que cada característica desses carregamentos tem na resposta dinâmica da estrutura. Carregamentos dinâmicos gerados pela atividade humana, segundo afirma a autora, caracterizam-se como um processo aleatório que varia não somente no tempo como também no espaço e, portanto, devem em geral ser modelados como processos estocásticos e aplicados à estrutura numa análise dinâmica, com o objetivo de se prever com precisão as vibrações. As atividades humanas que normalmente podem causar vibrações excessivas incluem caminhar, correr, saltar e práticas aeróbicas. As estruturas que em geral sofrem essas vibrações são academias, passarelas e shopping centers. De acordo com Mouring, os elementos que mais contribuem para a forma da componente vertical do carregamento oriundo da caminhada e da corrida são peso, sexo e idade, além da velocidade de avanço, da razão de passo, do comprimento do passo, de particularidades na forma dos passos, do calçado e da superfície sobre a qual se caminha. Em geral, a razão de passo varia de 1,5 Hz (caminhada lenta) a 2,9 Hz (caminhada rápida), sendo aproximadamente 2,0 Hz a razão de passo de uma caminhada normal.

Em seu artigo sobre carregamento induzido por atividade humana em escadas flexíveis, Kerr & Bishop (2001) investigam as diferenças entre o carregamento induzido num piso pela atividade humana e o carregamento gerado pela subida ou pela descida numa escada esbelta, estudando e descrevendo o gráfico de carregamento gerado por uma pessoa caminhando. A figura 2.1 é um exemplo desse tipo de escada, por possuir a esbeltez como uma característica marcante.



Figura 2.1. Exemplo de escada esbelta (Kerr & Bishop, 2001).

Os autores apresentam os procedimentos e os resultados do estudo conduzido no piso com a colaboração de 40 pessoas. Gerando e analisando os espectros de frequência com os resultados obtidos com as várias razões de passo, verificaram que os valores de amplitude mais significativos correspondiam a uma frequência em torno de 2 Hz. Também apresentam os procedimentos e os resultados obtidos quando uma pessoa sobe e também quando desce uma escada, com a colaboração de 25 pessoas. Verificaram que a faixa entre 2,0 e 3,3 Hz foi a que se mostrou mais “natural” na razão de passo das pessoas que participaram do experimento, sendo essa faixa de razão de passo considerada a mais confortável. Concluem que os projetistas, ao projetarem escadas, devem procurar fazer com que a frequência fundamental desse tipo de estrutura jamais seja menor do que 10 Hz, para que estas não respondam com vibração excessiva ao carregamento dinâmico gerado pelos usuários e, com isso, níveis de vibração inaceitáveis sejam evitados.

Baltar (2000) faz uma análise computacional de várias passarelas de pedestres do Distrito Federal, objetivando obter suas características dinâmicas e o seu comportamento sob carregamento dinâmico. Em todos os casos foi feita uma série de análises: estática, para obtenção dos deslocamentos dos nós da estrutura sob o carregamento do seu peso próprio; modal, para se obter as frequências naturais de vibração da estrutura, assim como seus modos de vibração associados; e transiente, que possibilitou a obtenção da resposta da estrutura sob carregamento dinâmico. A análise transiente foi realizada considerando-se seis situações de carregamento dinâmico, utilizando em todos os casos o modelo matemático de Wheeler

(1982) para a obtenção das forças geradas pelo movimento das pessoas. De cada análise obteve os deslocamentos e as acelerações dos nós mais próximos do centro de cada vão, pois era onde ocorriam os maiores deslocamentos.

Varela (2004) faz uma análise dos efeitos do carregamento humano induzido em estruturas de uma maneira diferente do que geralmente é abordado na literatura, em particular no que diz respeito ao modelo matemático que descreve esse carregamento. Para isso, fez uma investigação que correlacionou resultados obtidos teoricamente e resultados obtidos experimentalmente. As conclusões obtidas referem-se às modelagens dos carregamentos. As etapas desse trabalho incluíram: um estudo a respeito do que já se desenvolveu em termos de funções que descrevem matematicamente o caminhar humano e seus efeitos sobre estruturas; uma etapa experimental em que mediu os efeitos de carregamentos humanos em determinadas estruturas sob certas condições, tanto em edifícios reais como em modelos; a elaboração de um programa computacional para obtenção da resposta dinâmica dessas estruturas, que serviria, mais tarde, como instrumento para outros projetos; por fim, a validação da utilização do mencionado programa para o projeto de novas estruturas, introduzindo-se nelas atenuadores de vibração ou como medida corretiva em estruturas que já existem. Apresenta dois casos práticos de análise, sendo um deles um reticulado espacial composto, como mostra a figura 2.2.



Figura 2.2. Reticulado espacial composto utilizado em análise dinâmica (Varela, 2004).

A estrutura é um protótipo de um sistema estrutural para pisos com grandes vãos, típicos de edifícios de centros comerciais. Foi submetida a uma série de testes estáticos e dinâmicos, tanto experimentais quanto numéricos, e os resultados foram comparados chegando-se a uma

correlação bastante próxima entre si, o que indica que a modelagem numérica foi satisfatória. Especificamente, os testes numéricos sob carga dinâmica foram realizados pela utilização de três programas em linguagem FORTRAN. Varela (2004) conclui que, quando se varia a quantidade de pessoas caminhando sobre a estrutura, há um reflexo direto sobre a modelagem do carregamento utilizado, portanto este fator deve ser levado em conta. Chama a atenção para o fato de que as correlações teórico-experimentais apenas puderam ser obtidas com um refinamento adequado tanto do carregamento dinâmico quanto das estruturas estudadas. Conclui também que é necessário, ao se fazer um projeto estrutural, levar-se em consideração o problema das vibrações induzidas e já se prever, na fase de projeto, medidas corretivas. Quando a estrutura em questão não é convencional, isto é, constituída de vigas e lajes, isto é um fator complicador. O segundo caso prático de sua tese, que foi publicado isoladamente em um artigo, é analisado mais adiante, no item 2.5.

Ebrahimpur & Sack (2005) fazem um levantamento histórico do desenvolvimento na modelagem de carregamentos dinâmicos gerados pela atividade humana, dos critérios de percepção utilizados para avaliar a vibração estrutural em pisos e das técnicas utilizadas para mitigar as vibrações induzidas pela atividade humana. Reportam que em edificações utilizadas para diversos tipos de atividades humanas, como salões de dança e passarelas, a principal fonte de carregamento dinâmico é a própria atividade que nelas se desenvolve. Classificam esse carregamento como fixo e móvel, concluindo que muito poucos estudos já foram realizados até hoje sobre carregamento dinâmico oriundo da atividade humana.

Uma etapa que naturalmente se segue à obtenção da resposta dinâmica de uma estrutura estudada é a sua análise quanto aos limites de utilização da estrutura e, em particular, aos limites de conforto humano.

### **2.3. LIMITES DE NORMAS**

Bachmann & Ammann (1987) apresentam vários critérios de aceitação conhecidos na literatura. Em termos de estrutura, mencionam as normas alemãs DIN 4150/3 (1983) e KDT 046 (1972), a suíça SN 6490312 (1978) e a norma internacional ISO 4866 (1984); em termos de conforto humano, apresentam as alemãs DIN 4150/2 (1983), VDI 2057 (1983/1981/1979) e SBA 123 (1982), a norma internacional ISO 2631 (1980), as britânicas BRE Digest 278 (1983), BS 5400/2 (1978) e BS 6472 (1984), a canadense NBC Canada, Commentary A

(1985), e alguns outros critérios da literatura; por fim, em termos de qualidade de produção industrial, apenas apresentam um resumo geral dos aspectos que devem ser levados em conta e listam algumas normas que fazem recomendações.

Mouring (1992) focaliza a questão da avaliação estrutural dinâmica, preocupando-se com o conforto dos ocupantes, uma vez que, afirma, a segurança de estruturas com problemas de serviço raramente se torna uma questão com que se preocupar. Afirma que os códigos e normas para projetos estruturais não prevêm satisfatoriamente a questão da vibração estrutural devido a carregamentos dinâmicos, limitando apenas deformações estruturais devido a carregamentos estáticos. Dessa forma, torna-se necessário o desenvolvimento de normas melhores que levem em consideração cargas dinâmicas com sua aleatoriedade. Estas teriam aplicabilidade, em especial, em estruturas de shoppings, passarelas e academias.

Dolan *et al* (1999) fazem um estudo sobre prevenção contra vibração excessiva (desagradável) em pisos de madeira, apresentando como base uma série de estudos realizados por outros pesquisadores sobre critérios de projeto, como Foschi & Gupta (1987), Smith & Chui (1988), Ohlsson (1988) e Onsyko (1988). Definem um critério de projeto segundo o qual a frequência fundamental de vibração do sistema, considerando apenas seu módulo de elasticidade, seu peso próprio e o comprimento do vão, deve ser superior a 15 Hz, e propõem duas expressões para calcular a frequência fundamental, sendo uma considerando vigas principais e secundárias isoladamente e outra considerando-as simultaneamente. Para a validação desse critério, foram realizados extensivamente experimentos com vigas-T duplas, com pisos de madeira e com pisos de edificações ocupados e desocupados, conseguindo-se razoável acurácia na previsão da frequência fundamental do sistema estudado utilizando-se as expressões apresentadas. O critério proposto é simples e restringe apenas a rigidez do sistema com relação ao seu peso próprio. O amortecimento não é considerado uma vez que não pode ser estimado efetivamente e nem controlado pelo projetista. Pode ser considerado um critério conservador se for levado em consideração que o limite imposto é bem superior à faixa de frequência em que normalmente se encontra o carregamento oriundo da atividade humana, ainda que muito intensa.

Baltar (2000) analisa as respostas das passarelas estudadas em seu trabalho quanto às normas brasileiras NBR 8800 (1986) anexo N, sobre vibrações em pisos, e NBR 7188 (1984), sobre carga móvel em ponte rodoviária ou passarela de pedestres; a europeia CEB 209 (1991), a



britânica BS 5400/2 (1978), a canadense ONT 83 (1983), a internacional ISO/DIS10137 (1963), a argentina INPRES CISROC 103 e alguns limites anteriormente apresentados por Bachmann & Ammann (1987). No total, 6 passarelas do Distrito Federal foram analisadas: 3 de concreto e aço, 2 de aço e 1 de concreto armado. Os resultados encontrados mostraram que apenas uma das passarelas encontra-se fora de risco de vibrações excessivas, porque as frequências fundamentais do seu vão inclinado e do seu vão horizontal são, respectivamente, de 12,75 Hz e de 9,5 Hz. Ou seja, frequências altas se comparadas com as que caracterizam o carregamento produzido por pessoas caminhando. Todas as demais apresentaram vibração excessiva nas análises sob carregamento dinâmico, devendo ser proposto algum tipo de controle estrutural.

Varela (2004), a partir dos resultados de seus testes dinâmicos, analisou a resposta do reticulado espacial com relação aos critérios de várias normas, nacionais e internacionais. Segundo a norma canadense CAN3-S16-M84 e a brasileira NBR 8800 (1986), a estrutura não atende ao critério de conforto humano, o que o autor considera como conservador. Já segundo a norma brasileira mais recente, NBR 6118 (2003), como a frequência fundamental da estrutura ficou acima do limite mínimo recomendado, a estrutura atende ao critério de conforto humano. O mesmo ocorre com o Guia Prático IBK. Pelo Guia Prático SCI/CIRIA a estrutura atende ou não ao limite de conforto humano dependendo de sua destinação. Por fim, a estrutura é reprovada pelo Guia Prático do AISC (1997), pela norma alemã DIN 4150/2 e pela ISO 2631-2.

Ebrahimipur & Sack (2005) estudam duas categorias de critérios de serviço, sendo uma relativa a vigas de aço e construções com laje de concreto e outra relativa a construções de madeira ou construções leves. Para a primeira, mencionam os seguintes critérios: o desenvolvido por Allen & Rainer (1976), baseado em testes realizados em 42 sistemas de pisos com vãos longos; o de Ellingwood & Tallin (1984), recomendado para pisos comerciais e baseado numa deflexão máxima especificada com um carregamento pontual aplicado em qualquer local da estrutura; e o guia publicado pelo American Institute of Steel Construction em conjunto com o Canadian Institute of Steel Construction (1997), que determinou critérios para excitações devido ao caminhar e a atividades rítmicas baseados em recomendações da ISO. Para a segunda categoria mencionam vários outros critérios que, em geral, limitam a frequência fundamental de vibração da estrutura num valor mínimo, que varia de 8 Hz a 15 Hz.

Após se analisar dinamicamente uma estrutura e, de acordo com os limites estabelecidos por normas, se concluir que ela apresenta ou pode estar sujeita a níveis excessivos de vibração, entra na análise um novo componente, o controle estrutural, que visa a atenuação dessa vibração até que os níveis aceitáveis apresentados por essas mesmas normas sejam atendidos.

## **2.4. CONTROLE ESTRUTURAL**

Sabe-se que, nas últimas décadas, tem-se registrado um significativo desenvolvimento de sistemas de controle estrutural e de sua aplicação às estruturas. Esse controle é alcançado pela modificação nas propriedades das estruturas (rigidez e amortecimento), adicionando-se a elas dispositivos externos ou forças externas. Pode ser classificado em *passivo*, *ativo*, *semi-ativo* e *híbrido*.

O *controle passivo* é assim denominado porque atua passivamente instalado sob pisos dissipando energia ou em função da própria vibração da estrutura, imprimindo-lhe forças de inércia aproximadamente na mesma frequência da vibração, vibrando fora de fase. Neste trabalho foi utilizado o Amortecedor de Massa Sintonizado, ou AMS, um tipo de controle passivo, formado essencialmente por massa, rigidez e amortecimento.

AMS é o termo utilizado na tradução do nome em inglês “Tuned Mass Damper”, o TMD, que tem também como características apenas um grau de liberdade e a disposição em paralelo de molas e amortecedores, conectados em geral a apenas uma massa numa de suas extremidades e à estrutura na outra. Neste trabalho, o amortecedor é aplicado em uma estrutura real modelada computacionalmente, e sua maior eficiência foi buscada ao se localizar os AMS’s nos pontos de maior amplitude da vibração.

O *controle ativo* depende de uma fonte de energia para funcionar e de dispositivos que obtenham as respostas da estrutura para, em função delas, gerar uma força de controle. Tem um custo consideravelmente maior tanto em termos de dificuldade de instalação e manutenção quanto em termos de funcionamento, pelo fato de consumir energia externa.

O *controle híbrido* é uma forma de controle que reúne simultaneamente as características de ambos os controles: ativo e passivo. Sua vantagem com relação aos dois anteriores reside no fato de que este sistema exige forças de magnitudes bem menores nos amortecedores, o que

gera uma considerável redução no custo, além de um desempenho mais eficiente comparado ao sistema passivo, uma vez que amplia a faixa de frequência em que o mesmo funciona de forma eficiente (Tzan & Pantelides, 1994; Spencer Jr. & Sain, 1997; Lee-Glauser *et al*, 1997; Avila & Gonçalves, 2002; *apud* Avila 2002.). Além disso, tem também a vantagem de que, no caso de falta de energia, o seu componente passivo ainda oferece certo grau de proteção à estrutura.

O último dos tipos de controle, o semi-ativo, não adiciona energia ao sistema estrutural controlado, mas possui propriedades que, controladas de forma ótima, reduzem a resposta do sistema. Tem a vantagem de possuir a adaptabilidade dos controladores ativos sem demandar grandes quantidades de energia, podendo, em muitas aplicações, operar com baterias de emergência, no caso de falta de energia (Avila, 2002). Em suma, é uma espécie de dispositivo passivo controlável (Patten *et al*, 1998; Sadek & Mohraz, 1998; Symans & Constanttinou, 1999; Jansen & Dyke, 2000; *apud* Avila, 2002.).

Thornton *et al* (1990) relatam dois casos em escolas nos quais foram utilizados amortecedores de massa sintonizados para o controle dessas vibrações. No prédio do 2º grau de uma das escolas foram reportadas vibrações em excesso tanto no segundo quanto no terceiro pisos. Após medições de acelerações, foram determinadas as características dinâmicas da estrutura e as causas da vibração. Verificou-se, então, que é comum acontecer nessa estrutura uma situação de quase-ressonância. Também foi verificado que seu amortecimento era muito baixo. Assim, foi escolhido um sistema de controle composto por amortecedores de massa sintonizados, obtendo-se um eficiente controle da vibração, que foi reduzida a níveis satisfatórios segundo relatos dos próprios usuários do edifício. O outro caso é um prédio de uma faculdade de 7 andares, onde se realizam vários tipos de atividades físicas em diferentes pisos. Foram reportadas vibrações excessivas do segundo piso para cima, chegando, em alguns casos, a alarmar seus ocupantes. Duas propostas de controle foram consideradas: a primeira, aumento da rigidez da estrutura pela colocação de peças de aço, a segunda, aumento do amortecimento da estrutura pela instalação de amortecedores de massa sintonizados. Com um custo menor e com a vantagem de não prejudicar a estética do edifício, a segunda proposta foi escolhida. A figura 2.3 mostra a estrutura do segundo caso, com indicações de onde foram instalados os amortecedores.

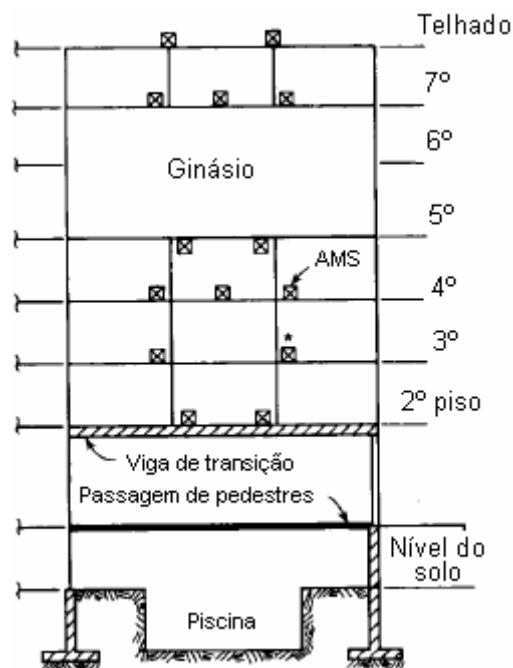


Figura 2.3. Edificação controlada por AMS's (Thornton *et al*, 1990).

Tamura *et al* (1995) estudam a efetividade de amortecedores fluidos sintonizados sob excitação de vento, medindo as respostas de edifícios quando submetidos a esse tipo de carregamento dinâmico com e sem os amortecedores. Embora não seja um estudo sobre vibrações resultantes de carregamento dinâmico oriundo de atividade humana, examinam também os limites de percepção humana com relação à resposta. Concluem que os resultados desse estudo demonstram que os amortecedores em questão podem melhorar significativamente os limites de serviço dos edifícios. Chamam a atenção para algumas das vantagens do amortecedor fluido sintonizado, como baixo custo inicial, manutenção gratuita, facilidade na sintonização da frequência, amplitude de vibração ilimitada do dispositivo e aplicabilidade para edificações existentes. Além disso, esse tipo de amortecimento é eficiente para amplitudes de vibração bastante baixas, próximas do limite de percepção humana. Os casos estudados foram a torre do aeroporto de Nagasaki, a torre marinha em Yokohama, o Prince Hotel em Shin-Yokohama e a torre do aeroporto internacional de Tóquio, e em todos foram feitas medições em escala real (full-scale measurements) de maneira satisfatória. A figura 2.4 mostra um exemplo de amortecedor fluido sintonizado, instalado na torre do aeroporto de Nagasaki, e a figura 2.5 apresenta esquematicamente a torre do aeroporto internacional de Tóquio.

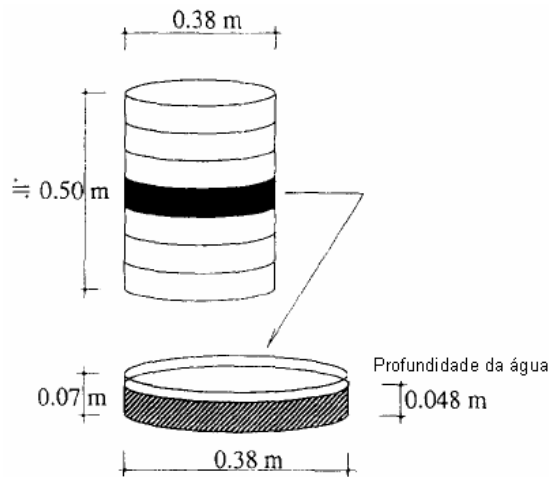


Figura 2.4. Exemplo de amortecedor líquido sintonizado, instalado na torre do aeroporto de Nagasaki (Tamura *et al*, 1995).

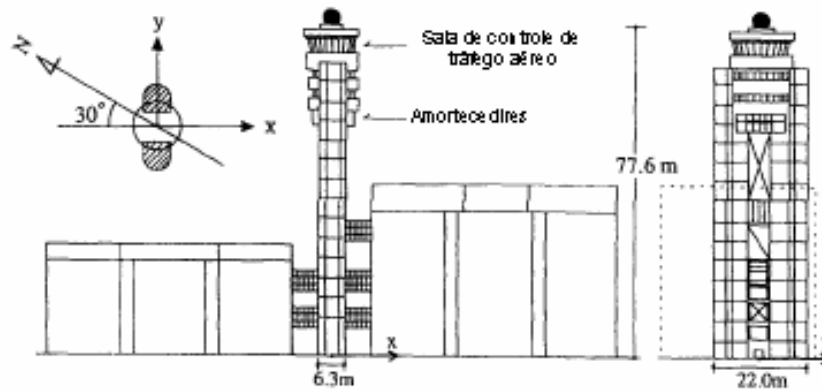


Figura 2.5. Torre do aeroporto internacional de Tóquio (Tamura *et al*, 1995).

O princípio de funcionamento desse tipo de amortecedor, afirmam Tamura *et al* (1995), é a absorção da energia pelo movimento do líquido contido num recipiente. A energia é dissipada pela fricção que ocorre entre as partículas do próprio líquido e pela fricção do líquido com a superfície interna do recipiente no qual está contido. Concluem que todos os resultados medidos provam não somente que o amortecedor utilizado é eficiente, senão também que tem um excelente desempenho. Com isso, os limites de serviço e a habitabilidade dos edifícios estudados foram consideravelmente melhorados. Outra observação significativa é a considerável não-linearidade das características dinâmicas dos edifícios, o que pode ser um sério problema para se projetar dispositivos de amortecimento passivos ou ativos para os mesmos.

Fujino (2002) trata de vibração, controle e monitoramento de pontes com grandes vãos, particularmente do tipo pênsil, ou seja, suportadas por cabos, com ênfase em pesquisas

recentes, desenvolvimentos e práticas no Japão. Descreve também a implementação de controle passivo e ativo nessas estruturas. Nas últimas décadas, segundo o autor, pontes de grandes vãos suportadas por cabos têm sido construídas no mundo todo e em especial no Japão, e como são geralmente flexíveis e pouco amortecidas têm propensão a apresentar vibrações quando carregadas dinamicamente. Exemplo disso são as pontes Akashi Kaikyo e Tataru, apresentadas na figura 2.6. Conclui-se desse estudo que pontes com grandes vãos, especialmente as de aço suportadas por cabos, têm a vibração como um parâmetro crítico de projeto e de construção.



Figura 2.6. Pontes Akashi Kaikyo (esq.) e Tataru (dir.) (Fujino, 2002).

Avila (2002) contribui para a pesquisa e desenvolvimento de controle de vibrações indesejáveis nas estruturas, apresentando um minucioso estudo do comportamento de edifícios altos sob carregamentos dinâmicos e os efeitos da instalação, nestes, de controle estrutural por meio de amortecedores de massa. Faz um estudo sobre controle estrutural, abordando o amortecedor de massa sintonizado (AMS), amortecedores de massa sintonizados múltiplos (AMSM), controle ativo e controle híbrido ou amortecedor de massa híbrido (AMH), apresentando uma sugestão de cálculo que permite a obtenção de uma expressão da força de controle ótima para estruturas submetidas a excitações harmônicas equipadas com AMH.

Em sua tese de doutorado, mencionada neste capítulo, Varela (2004) discute a aplicação de um controle estrutural para atenuar a vibração em seu sistema reticulado espacial. O controle proposto foi constituído por amortecedores de massa sintonizados, como mostra a figura 2.7, e a vibração foi satisfatoriamente reduzida.

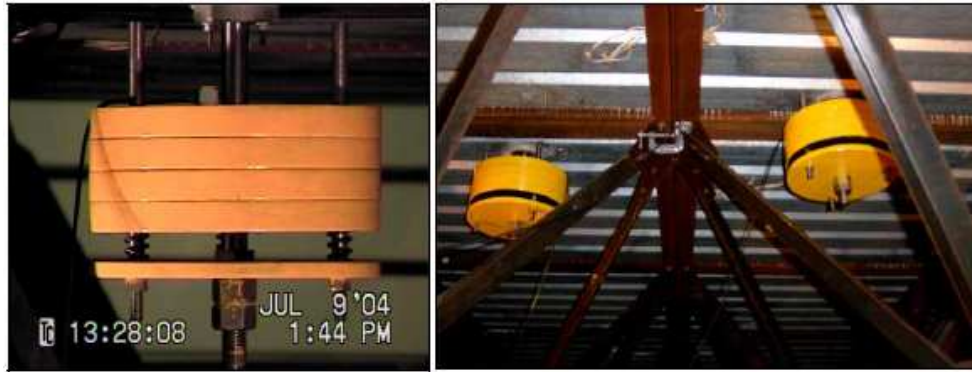


Figura 2.7. Amortecedores de Massa Sintonizados (Varela, 2004).

Nesse trabalho, foram instalados dois amortecedores de massa sintonizados no centro da laje, com uma taxa média de amortecimento de 1,5 %. O ajuste fino da frequência de ambos em relação à frequência natural do primeiro modo da estrutura, que é o mais significativo (frequência entre 4 Hz e 8 Hz), foi obtido pela alteração do comprimento efetivo das molas, que conferem rigidez aos amortecedores, e pela adição e retirada dos discos de massa (os dois amortecedores juntos somavam 94,4 kg). Comparando-se os resultados obtidos com os ensaios realizados, foi observado que, com o amortecimento proposto, houve uma redução na aceleração vertical no centro da laje de até 76%. Além disso, os participantes dos ensaios relataram uma diminuição em sua percepção subjetiva da vibração na estrutura. Com isso, chegou-se à conclusão de que o controle estrutural proposto reduziu significativamente a vibração originalmente observada na estrutura.

Carneiro (2004) estuda um sistema de controle estrutural constituído por amortecedores de massa sintonizados múltiplos (AMSM), que são conjuntos formados por mais de um dispositivo massa-mola, podendo ser não-interligados (NI) ou interligados (I). O trabalho teve por objetivo avaliar a eficiência de um sistema AMSM na redução da vibração de edifícios altos, analisando os efeitos no número de massas e de sua interligação. A estrutura avaliada nesse trabalho é do tipo *shear frame*, isto é, um pórtico com a rigidez das vigas muito superior à dos pilares, e cujas barras têm deformação axial desprezível. A figura 2.8 é um exemplo de *shear frame* representando um edifício de vinte andares.

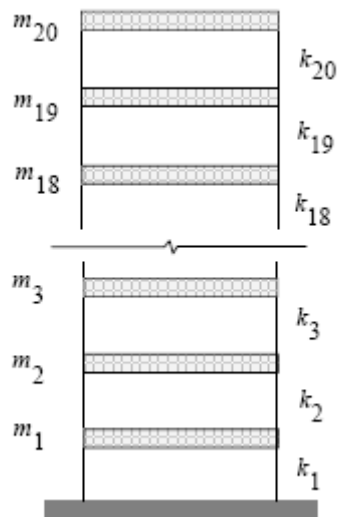


Figura 2.8. Edifício de vinte andares representado por *shear frame* (Shukla e Datta, 1999).

Carneiro (2004) utiliza como exemplo um edifício de vinte andares, considerando-o como um shear frame. As análises realizadas consistiram em se comparar a resposta da estrutura não amortecida com sua resposta em várias outras situações: com um amortecedor apenas e com vários amortecedores, não-interligados e interligados. Nessas análises foi feito um estudo paramétrico, buscando-se verificar os efeitos da variação dos valores dos parâmetros envolvidos. O sistema controlado por AMSM (I) mostrou-se satisfatório em termos de eficiência na redução das amplitudes máximas durante as vibrações devido ao carregamento dinâmico imposto à estrutura.

Ebrahimpur e Sack (2005) fazem um levantamento de estudos de vários tipos de controle de vibração estrutural, começando pelo amortecedor de massa sintonizado e apresentando estudos em que esse tipo de amortecedor foi satisfatoriamente aplicado em pisos, em passarelas e em outras estruturas, em várias cidades norte-americanas, todas com carregamentos gerados por atividade humana. No entanto, chamam a atenção para o fato de que esse tipo de amortecedor apenas é efetivo numa estreita faixa de valores de frequência, tendo que ser sintonizado numa frequência natural em particular. Tratam também do controle semi-ativo que, segundo os autores, foi desenvolvido para atender a uma demanda da indústria automobilística em proporcionar mais conforto aos usuários de carros, tendo havido grandes esforços em se aplicar esse tipo de controle a estruturas civis desde meados da década de 80. Sobre o controle ativo, mencionam seus resultados positivos em alguns estudos, e afirmam que esse tipo de controle, apesar de eficaz, apresenta problemas quanto ao seu custo inicial, que é elevado, quanto à manutenção, à sua confiabilidade e ao número necessário de



atuadores para reduzir eficientemente a vibração estrutural.

Entre os artigos e estudos revistos há um publicado por Battista & Varela (2002) sobre um caso prático que se assemelha ao deste trabalho. Trata-se de “Medidas corretivas para vibrações em painéis”, que faz uma análise dinâmica de uma laje de um edifício real que apresentou vibração excessiva e, por isto, necessitou de um controle estrutural. O caso é apresentado a seguir.

## **2.5. CASO PRÁTICO DE CONTROLE ESTRUTURAL**

Como já mencionado anteriormente, Battista & Varela (2002) constataram problemas de vibração excessiva em lajes de pisos de edificações residenciais, causando desconforto aos usuários. Trabalharam, então, na análise desse problema específico em um caso real de estrutura por meio de medições dinâmicas tanto experimentais quanto por modelos computacionais calibrados pelos próprios resultados experimentais. A partir dessa análise, foi proposta uma forma de controle, cujos resultados serão relatados a seguir.

O edifício desta análise possui quatro pavimentos, incluindo o térreo, e cobertura. É utilizado para escritórios, gabinetes e salas de reuniões e conferências. Seus pilares e vigas são em aço e soldados, formando quatro pórticos transversais principais, com mais dois pórticos secundários na mesma direção, um em cada extremidade da estrutura. Há também um pequeno trecho em balanço. A estrutura é apresentada esquematicamente nas figuras 2.9 e 2.10.

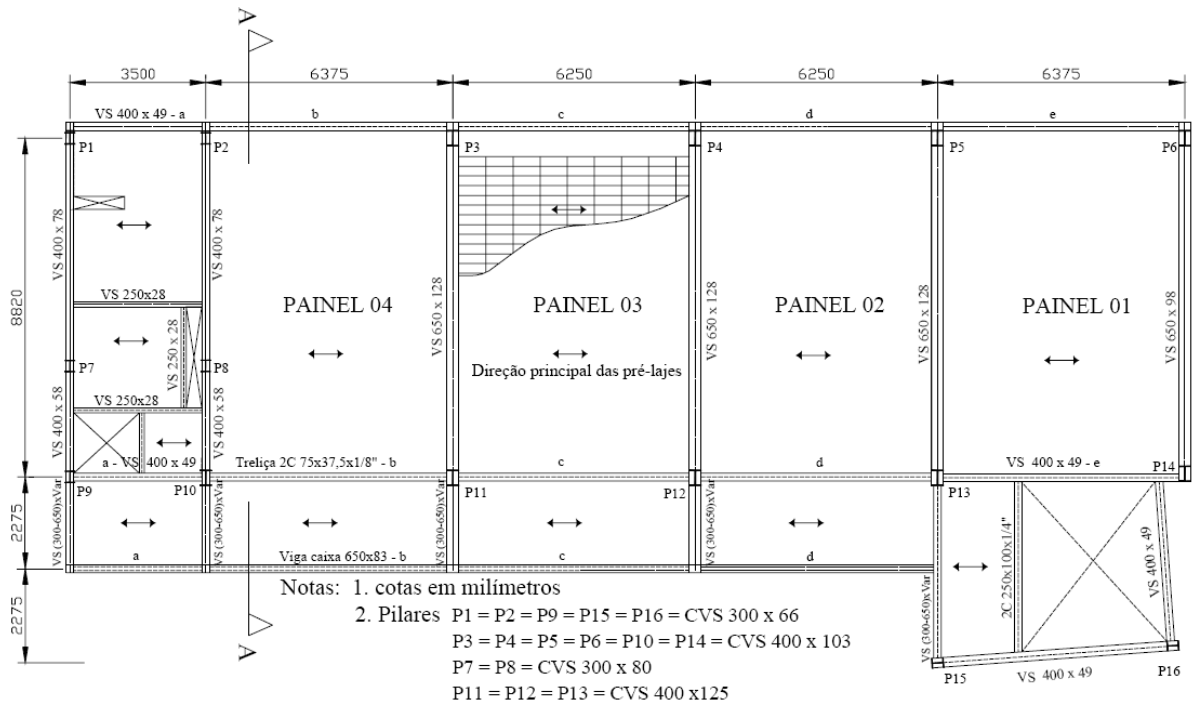


Figura 2.9. Estrutura do pavimento tipo do edifício (Battista e Varela, 2002).

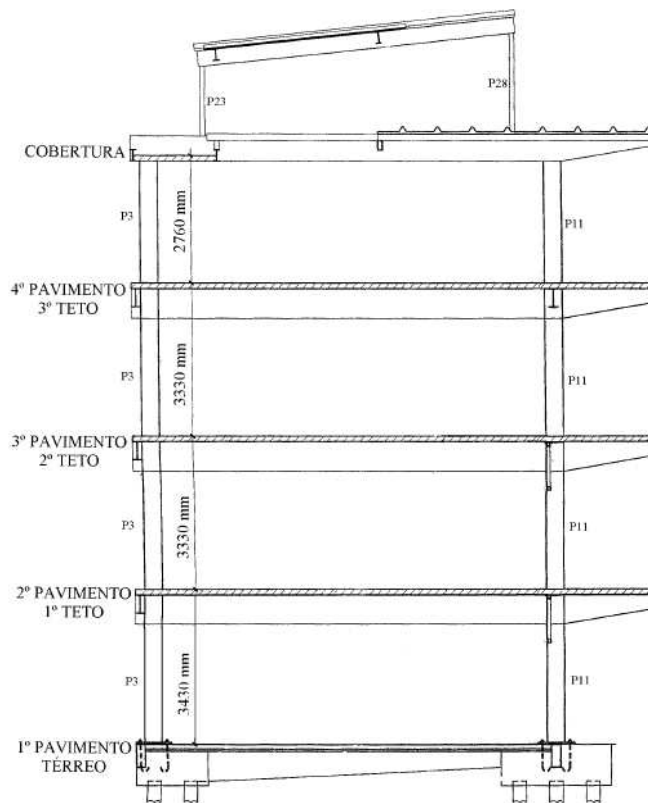


Figura 2.10. Estrutura do pavimento tipo do edifício – Corte AA (Battista e Varela, 2002).

As lajes são constituídas de vigotas em concreto armado pré-moldadas treliçadas, dispostas ortogonalmente aos pórticos, contendo armaduras transversais a elas e blocos de isopor sobre

os quais se verte concreto in loco, constituindo-se, então, em lajes mistas, nervuradas, ortotrópicas e celulares, em concreto armado. Em tese, estão simplesmente apoiadas nas vigas e abraçando os pilares.

As lajes foram discretizadas por elementos finitos de casca plana, e as vigas de aço por elementos de pórtico espacial. A contribuição dos pilares foi simulada por engastes elásticos a rotação nas duas direções principais. Na figura 2.12 pode ser visto o modelo computacional criado para o pavimento tipo desta estrutura.

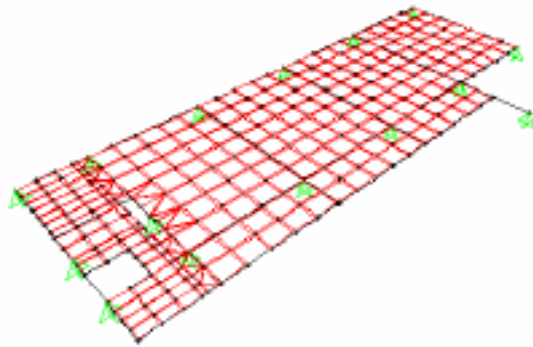


Figura 2.11. Modelo computacional da estrutura de um pavimento tipo (Battista e Varela, 2002).

Foram feitas análises estática e dinâmica. Ao se fazer a análise dinâmica da estrutura a vibrações livres foram obtidos os seis primeiros modos fundamentais de vibração e suas respectivas frequências, mostrados na tabela 2.1.

Nos testes experimentais dinâmicos, as características dinâmicas da estrutura foram obtidas por intermédio de instrumentação posicionada nas quatro lajes principais da estrutura, dando-se golpes com os dois calcanhares simultaneamente sobre a superfície da laje. Para os testes de vibração forçada, a carga dinâmica foi produzida por pessoas caminhando a passos lentos e regulares em sentidos e direções aleatórios, obtendo-se respostas dinâmicas em termos de aceleração vertical no tempo. Pela comparação entre os resultados computacionais e os experimentais constatou-se uma correlação teórico-experimental satisfatória, salientando-se que a calibração do modelo computacional foi obtida por meio do refinamento da modelagem dos componentes e das conexões da estrutura.

Com base nas prescrições do anexo N da Norma Brasileira NB-14-ABNT ou NBR 8800 (1986) e também nas recomendações da ISO 2631/1 e 2 (1985), conclui-se que a estrutura não

tem um desempenho satisfatório, respondendo com amplitudes de vibrações excessivas ao carregamento gerado pelo caminhar humano, isto é, não atendendo aos critérios de utilização da estrutura e conforto humano.

Tabela 2.1. Freqüências e modos naturais de vibração da estrutura do pavimento tipo (Battista e Varela, 2002).

Modos	Freqüência (Hz)	Forma modal de vibração	Painéis dominantes
1°	6,5	Flexão anti-simétrica dos painéis (uma meia onda em cada direção)	01 e 02
2°	7,2	Flexão anti-simétrica dos painéis (uma meia onda em cada direção)	03 e 04
3°	8,0	Flexão anti-simétrica dos painéis e vigas em balanço	04
4°	8,2	Flexão simétrica dos painéis e vigas em balanço	02
5°	9,4	Flexão antimétrica com duas meias-ondas transversais p/ painel	01 e 02
6°	10,2	Flexão antimétrica com duas meias-ondas transversais p/ painel	04 e 03

Cogitou-se como medida corretiva, numa primeira instância, a aplicação de montantes impressados entre os pavimentos, com extremidades de borracha. Como esses montantes devem ter suas posições coincidentes com as paredes, eles têm aplicação limitada, por isso foram descartados. Outra medida seria um aumento na rigidez do piso pelo aumento da espessura da laje. Foi tomada essa medida, então, de forma experimental, num dos pavimentos, aumentando-se em 60% a espessura da laje, o que correspondeu a 7 cm de concreto a mais. O resultado desse experimento mostrou baixa eficiência, o que o descartou como possibilidade. A terceira e última medida de controle cogitada foi a utilização de um controle passivo, constituído por atenuadores dinâmicos sincronizados (ADS) instalados sob as lajes, como o mostrado na figura 2.12.



Figura 2.12. Atenuador Dinâmico Sintonizado (Battista e Varela, 2002).

Os atenuadores foram instalados diretamente sob cada um dos quatro painéis do pavimento tipo. Os resultados obtidos da análise dinâmica realizada com essa medida corretiva são apresentados na tabela 2.2.

Tabela 2.2. Valores pico e rms das amplitudes de aceleração vertical ( $m/s^2$ ) medidas nos centros dos painéis 01 a 04 da laje de um pavimento tipo (Battista & Varela, 2002).

Painéis de laje	Estrutura original		Estrutura com controle		Redução (%)
	$a_{rms}$ ( $m/s^2$ )	$a_{máx}$ ( $m/s^2$ )	$a_{rms}$ ( $m/s^2$ )	$a_{máx}$ ( $m/s^2$ )	
01	0,0595	0,1800	0,0301	0,0914	49
02	0,0700	0,2130	0,0296	0,0900	58
03	0,0620	0,1870	0,0301	0,0914	51
04	0,0600	0,1860	0,0296	0,0900	52

Esta última medida apresentou resultados satisfatórios, reduzindo significativamente as amplitudes de vibração dos modos dominantes desta estrutura e levando à conclusão definitiva de que os atenuadores instalados poderão ser aplicados com sucesso para atenuar as vibrações induzidas nessas lajes.

## 2.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foi verificado que problemas de vibração excessiva em edifícios têm surgido como resultado da atividade humana sobre a estrutura. Por esse motivo, pesquisas têm sido desenvolvidas em todo o mundo com o objetivo de se alcançar um melhor entendimento sobre como os diversos tipos de atividades humanas podem resultar em carregamentos dinâmicos, e sobre como as estruturas sujeitas a esses carregamentos se comportam. Diante das vibrações resultantes nessas estruturas, diversas normas têm sido elaboradas em vários países a fim de se estabelecer os limites de conforto humano.

Paralelamente, outros estudos têm sido realizados visando-se solucionar esses problemas de vibração por meio de controle estrutural, e resultados satisfatórios têm sido alcançados com o uso de vários tipos de controle. No presente trabalho utiliza-se um tipo particular, obtido por meio da instalação de amortecedores de massa sintonizados.

### **3. EMBASAMENTO TEÓRICO**

#### **3.1. VIBRAÇÕES INDUZIDAS PELA ATIVIDADE HUMANA**

Ao realizar uma atividade física, uma ou mais pessoas podem causar vários tipos de carregamentos dinâmicos, podendo esses serem de natureza periódica ou transiente. Em geral, os carregamentos dinâmicos que resultam de atividades humanas são oriundos do caminhar, correr, pular e dançar, podendo ainda, em certos casos, ser gerados por outras atividades, como aulas de ginástica, bater palmas e movimentos durante concertos musicais (Bachmann & Ammann, 1987).

Pisos de edifícios comerciais estão sujeitos a forças dinâmicas induzidas por pessoas quando caminham e, ocasionalmente, correm, pulam ou dançam, sendo esses três últimos tipos de atividades predominantes quando nesses edifícios há instalações como pistas de corrida, salas de exercício, salas de dança ou academia, mesmo sendo pequena. Em edifícios desse tipo, a vibração resultante na estrutura causa nas pessoas desconforto, preocupação com relação à segurança do edifício, perda de concentração mental e, ocasionalmente, sensação de mal estar (CEB nº 209, 1991).

A seguir são estudados os movimentos humanos de caminhar, correr e dançar, básicos para o entendimento das forças geradas em estruturas submetidas a esses tipos de carregamentos dinâmicos.

#### **3.2. MOVIMENTOS HUMANOS DE CAMINHAR E CORRER**

O movimento humano de caminhar e correr gera um carregamento dinâmico periódico na estrutura sobre a qual ocorre, cujos principais parâmetros são:

- Período de passo ( $T_p$ ): duração de cada repetição do movimento.
- Razão de passo ( $f_s$ ): número de passos por segundo, medido em Hertz.
- Comprimento de passo (*stride length* –  $sl$ ): espaço percorrido com um passo.
- Velocidade de avanço (*forward speed* –  $fs$ ): velocidade média de deslocamento.
- Tempo de contato ( $t_p$ ): tempo em que o pé permanece em contato com o chão.

- Coeficiente de impacto ( $k_p$ ): razão entre a força de pico e o peso estático da pessoa.

Esse carregamento varia no tempo e no espaço, e possui componentes nas três direções principais: direção vertical, a mais significativa, e direção horizontal, subdividida em lateral e longitudinal. A figura 3.1, a seguir, apresenta separadamente as três componentes de forças em função do tempo.

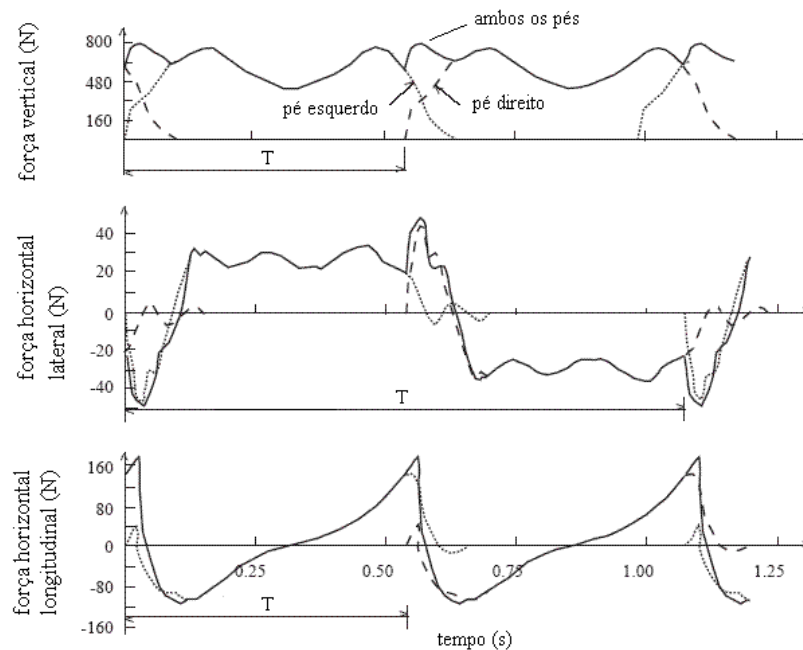


Figura 3.1. Força vertical, horizontal lateral e horizontal longitudinal (Zivanovic *et al*, 2005).

A força gerada pelo caminhar humano, como já mencionado, apresenta parcelas em várias direções, e em geral se considera apenas a parcela vertical para pisos com rigidez suficiente em seu plano para que as demais parcelas possam ser desprezadas. É o que acontece, por exemplo, numa laje de um edifício comum, como a laje estudada no presente trabalho. O mesmo não pode ser feito, por exemplo, para uma passarela, na qual os efeitos das componentes horizontais não são desprezáveis, uma vez que esta é bastante flexível nas demais direções.

Observa-se no gráfico da componente vertical uma sobreposição entre o pé direito e o esquerdo, durante o tempo em que ambos tocam o solo. Esse é o tempo de contato, que tem um valor maior do que o período de passo. À medida que a pessoa aumenta a velocidade do seu caminhar, a velocidade de avanço aumenta de valor e o movimento vai gradualmente

deixando de ser um caminhar para se tornar uma corrida, ou um movimento de correr. Nesse caso, o tempo de contato é reduzido a um valor inferior ao período de passo. Outro aspecto observado é que, nesse caso, nunca há um contato simultâneo dos dois pés com o solo, havendo inclusive momentos em que nenhum dos dois o estará tocando.

O carregamento oriundo do contato do pé com o solo durante o caminhar é considerado contínuo, pois sempre um dos pés está em contato com o solo. Além disso, como já comentado anteriormente, há sobreposição do carregamento de ambos os pés, porque quando o primeiro pé começa a desencostar do solo, o segundo já o encostou completamente. Assim, a função do carregamento pode ser representada por uma série de Fourier que possui componentes nos três primeiros harmônicos, como será mostrado adiante.

Quando o caminhar adquire certa velocidade, de tal forma que os pés não encostam o solo simultaneamente, o carregamento não pode mais ser considerado contínuo. Neste caso, a função que descreve o carregamento passa a ser uma seqüência de pulsos semi-senoidais. Assim como acontece no caso anterior, essa função é uma soma do peso estático da pessoa com as componentes da carga harmônica, o que também será explicado mais à frente.

A figura 3.2, a seguir, indica a evolução que ocorre na transição entre a força gerada pela atividade humana de caminhar lentamente e a força gerada pela atividade de correr.



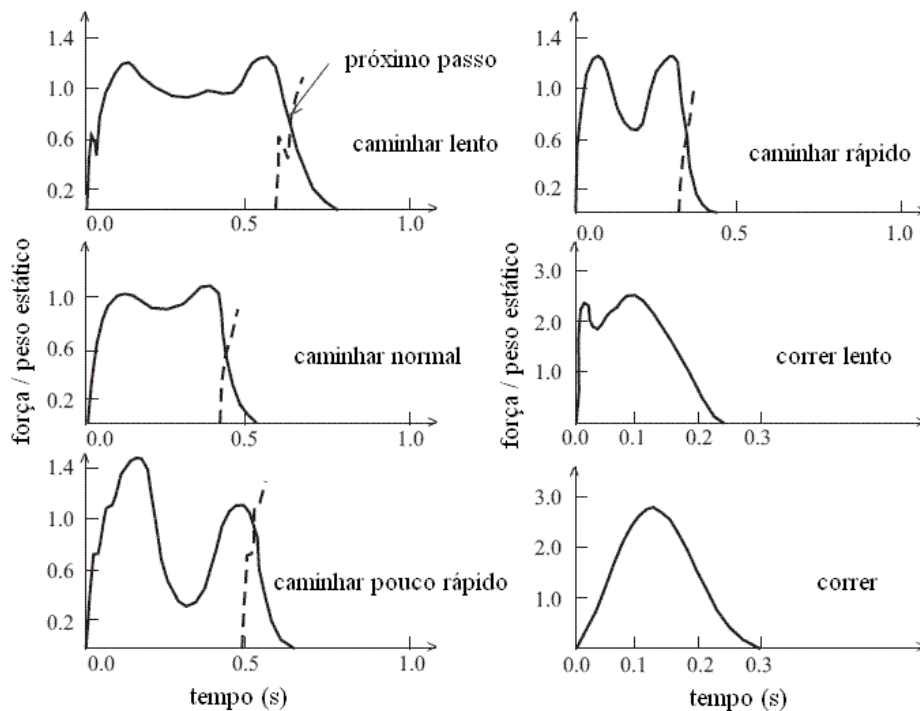


Figura 3.2. Evolução da força vertical de um caminhar lento até o correr (Zivanovic *et al*, 2005).

Para demonstrar a diferença entre a força provocada pelo caminhar humano e a força provocada pelo correr humano, a figura 3.3 apresenta os gráficos que essas forças geram, respectivamente, em (a) e (b).

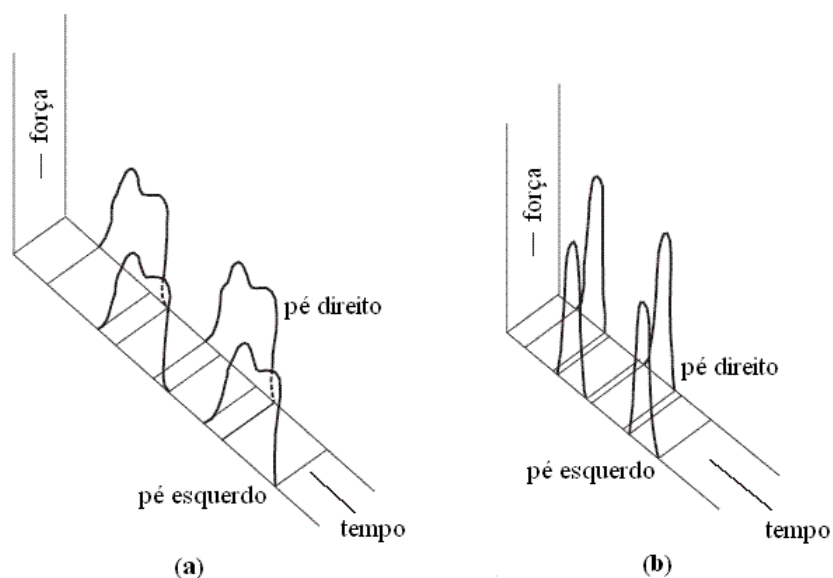


Figura 3.3. Força provocada pela atividade humana de (a) caminhar e (b) correr (Zivanovic *et al*, 2005).

Nas figuras 3.4 e 3.5 são apresentadas, respectivamente, as correlações entre os parâmetros

que definem os movimentos de caminhar e correr apresentados por Wheeler (1982), após testes experimentais, e a função de carregamento que resulta de uma pessoa caminhando (CEB nº 209, 1991).

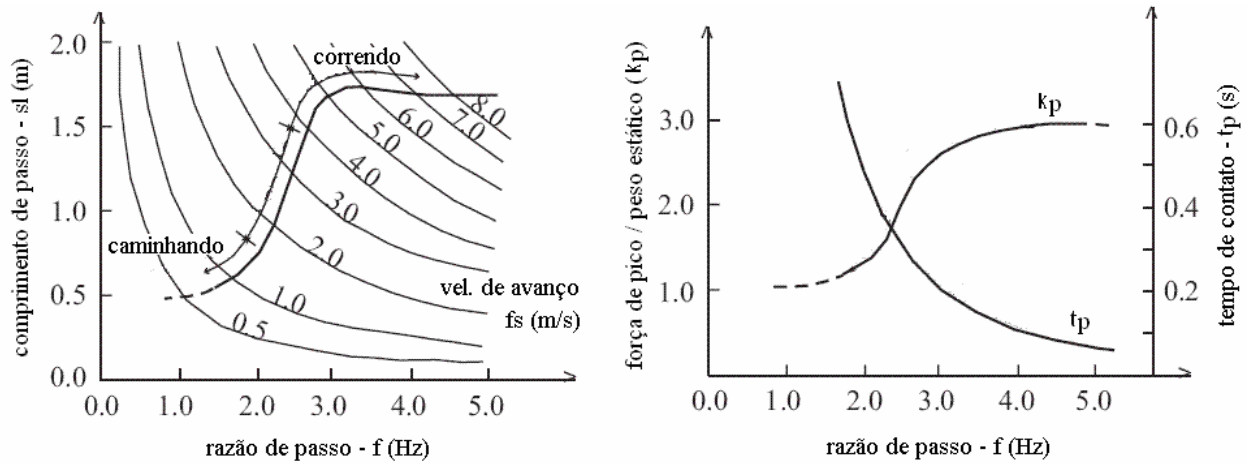


Figura 3.4. Correlações entre os parâmetros que definem os movimentos de caminhar e correr dada por Wheeler (1982).

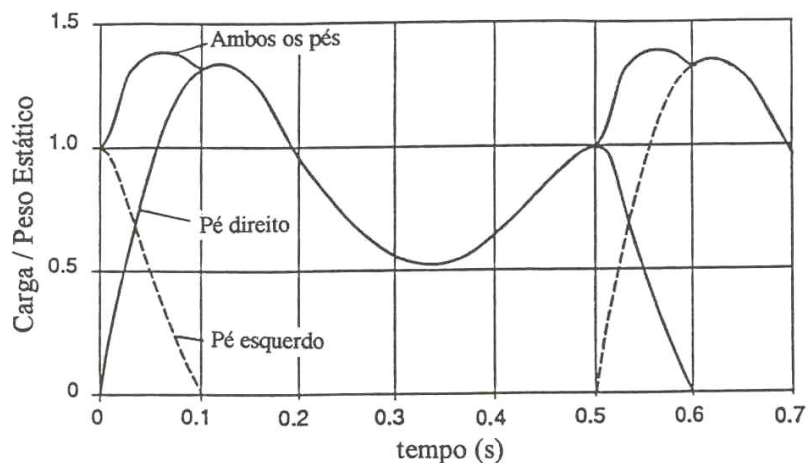


Figura 3.5. Função de carregamento para uma pessoa caminhando (CEB Nº. 209, 1991).

Como é possível se verificar, o gráfico obtido pelo CEB nº 209 (1991) para o carregamento de uma pessoa caminhando em função do tempo é semelhante ao apresentado por Zivanovic *et al* (2005).

Wheeler (1982) apresenta a frequência típica de alguns tipos de carregamentos gerados pelo movimento humano, indicadas a seguir na tabela 3.1.

Tabela 3.1. Movimentos humanos e frequências típicas dos seus correspondentes carregamentos dinâmicos gerados (Wheeler, 1982).

<b>Tipos de movimento</b>	<b>Frequência típica (Hz)</b>
Caminhar lento	1,7
Caminhar normal	2,0
Caminhar rápido	2,3
Corrida lenta	2,5
Corrida rápida	3,2

Segundo Bachmann & Ammann (1987), o caminhar humano gera uma ação dinâmica que se caracteriza por uma frequência em torno de 2 Hz, podendo variar entre 1,5 Hz e 2,5 Hz. Afirmam que corridas, em geral, têm frequência variando entre 2,4 Hz e 2,7 Hz nas situações mais lentas, podendo chegar até 5,0 Hz nas situações mais rápidas. Afirma ainda que, em estruturas públicas para pedestres, no entanto, razões de passo acima de 3,5 Hz são raras.

Segundo Mouring (1992), para uma caminhada lenta a frequência do carregamento gerado é de 1,5 Hz, podendo chegar a 2,9 Hz para uma caminhada rápida. Para uma pessoa correndo, a faixa de frequência habitual é de 3,2 Hz a 5,0 Hz.

Baltar (2000) afirma que, em geral, o caminhar humano varia em velocidade de avanço, do mais lento ao mais rápido, de 0,75 m/s a 1,75 m/s, sendo valores acima disso relativos a uma corrida, que raramente ultrapassa um valor máximo de 7 m/s. Assim, a razão de passo ou a frequência do carregamento raramente excede o valor correspondente a 5 Hz.

O CEB nº 209 (1991) apresenta vários valores de referência para as frequências que caracterizam diversos tipos de atividades humanas e de estruturas, que estão indicados na tabela 3.2, a seguir. Entre esses valores, encontram-se os relativos a caminhar, isto é, 1,6 Hz a 2,4 Hz, e os que se relacionam com a atividade de correr: 2,0 Hz a 3,5 Hz.

Tabela 3.2. Tipos representativos de atividades humanas e suas aplicações para diferentes atividades e tipos de estrutura (CEB nº 209, 1991).

Tipos Representativos de Atividades			Faixa de Aplicabilidade		
Designação	Definição	Taxa de Projeto da Atividade (Hz)	Atividade Real	Taxa da Atividade (Hz)	Tipo de Estrutura
Caminhar	Caminhar, contato contínuo com o piso	1,6-2,4	Caminhar devagar Caminhar normal Caminhar rápido	≈ 1,7 ≈ 2,0 ≈ 2,3	- Estruturas para pedestres (passarelas, escadas, embarcadero, etc.) - Prédios de escritórios, etc.
Correr	Correr, contato descontínuo com o piso	2,0-3,5	Correr lento Correr normal Correr rápido	≈ 2,1 ≈ 2,5 ≈ 3,0	- Passarelas para pedestres em trilhas de corrida
Pular	Ritmo normal acelerado. Pular no mesmo lugar com contato simultâneo de ambos os pés no chão	1,8-3,4	Aulas de ginástica com pulos Saltando e correndo com músicas rítmicas Aulas de jazz	≈ 1,5-3,4  ≈ 1,8-3,5	- Ginásios, salas de esportes - Salas de ginástica
Dançar	Equivale aproximadamente ao caminhar rápido	1,5-3,0	Eventos sociais com danças clássicas e modernas (valsa, rumba, etc.)	≈ 1,5-3,0	- Salas de dança - Salas de concerto e outras salas comunitárias sem assentos fixos
Bater palmas de pé com o corpo balançando	Aplausos rítmicos na altura do peito ou sobre a cabeça, enquanto balança verticalmente devido ao movimento dos joelhos, de cerca de 50 mm, para frente e para trás	1,5-3,0	Concertos populares com audiência entusiasmada	≈ 1,5-3,0	- Salas para concerto e galeria de espectadores sem e com assentos fixos e de música hard pop
Bater palmas	Bater palmas ritmicamente com as mãos em frente ao peito	1,5-3,0	Concertos clássicos e de música soft pop	≈ 1,5-3,0	- Salas de concerto com assentos fixos (sem concertos de música hard pop)
Oscilação lateral do corpo	Oscilação rítmica lateral do corpo estando sentado ou de pé	0,4-0,7	Concertos, eventos sociais	-	- Galerias de expectadores

Na tabela 3.3, a seguir, estão os valores de frequência do caminhar humano apresentados por diversos outros autores indicados por Zivanovic *et al* (2005).

Tabela 3.3. Valores típicos de frequência do caminhar humano apresentados por outros autores (Zivanovic *et al*, 2005).

<b>Autor</b>	<b>Frequência típica (Hz)</b>
Leonard (1966)	1,7 a 2,3
Matsumoto <i>et al</i> (1978)	2,0
Bachmann & Ammann (1995)	1,6 a 2,4
Kerr & Bishop (2001)	1,9

As atividades realizadas em academias de ginástica são do tipo esportivas, e na maioria dessas atividades há a interrupção temporária dos pés com o chão, do que resultam forças de impacto ritmadas de alta intensidade. Das observações realizadas sobre esse tipo de atividade, constatou-se que o carregamento resultante tem uma frequência máxima de 3,5 impactos por segundo, ou seja, 3,5 Hz.

A seguir é feito um estudo sobre as vibrações induzidas nas estruturas de edifícios utilizados como academias de ginástica.

### **3.3. VIBRAÇÕES INDUZIDAS EM ACADEMIAS DE GINÁSTICA**

Segundo o CEB nº 209 (1991), a vibração estrutural em academias de ginástica é, na maioria dos casos, devida ao carregamento gerado pelos exercícios rítmicos, como pular e correr. Esses exercícios são freqüentemente mantidos por um grupo numeroso de pessoas, que exercem movimentos aeróbicos com um alto grau de sincronia. Esses movimentos, caracterizados pela sua periodicidade, acabam por gerar uma força dinâmica na estrutura da academia pelo impacto dos pés no piso.

Além das atividades mencionadas no parágrafo anterior, outro tipo de atividade comum em academias de ginástica é a dança, que gera carregamentos dinâmicos e, conseqüentemente, vibração estrutural. Também segundo o CEB nº 209 (1991), a faixa de frequência que caracteriza essa atividade é de 1,5 Hz a 3,0 Hz.

Bachmann & Ammann. (1987) consideram que a faixa de frequência de 1,8 a 3,4 Hz é a menos recomendada para projetos estruturais de edificações que serão usadas por academias de ginástica, pois os carregamentos gerados na estrutura pelas atividades de academia, em

geral, são periódicos e nessa faixa de frequência.

Das atividades apresentadas na tabela 3.2, a atividade de pular é um tipo em especial que produz carregamentos críticos, que deve ser entendido em termos de frequência de salto. Para fins de cálculo a faixa de frequência mais usual a ser considerada é de 1,8 a 3,4 Hz. Há também um fator de impacto que deve ser levado em consideração, que se relaciona com o período e a frequência do salto (Bachmann & Ammann, 1987).

### **3.4. MODELOS ANALÍTICOS DE CARREGAMENTOS TÍPICOS DE ACADEMIA DE GINÁSTICA**

Com o objetivo de se projetar uma estrutura que será usada para atividades esportivas e para dança, como uma academia de ginástica, as atividades de pular e de dançar podem ser consideradas tipos representativos, sendo que as suas faixas de frequência variam, respectivamente, entre 1,8 Hz e 3,4 Hz e entre 1,5 Hz e 3,0 Hz (CEB nº 209, 1991).

#### **3.4.1. Carregamento dinâmico gerado pela atividade humana de pular**

Os principais parâmetros que afetam o carregamento devido ao ato de pular, em função do tempo, são a frequência, a intensidade e o peso da pessoa.

Bachmann & Ammann. (1987) descrevem a força que surge na estrutura quando nela há pessoas pulando com a mesma função utilizada para descrever a força induzida por pessoas correndo, isto é, uma seqüência de pulsos semi-senoidais:

$$F_p(t) = \begin{cases} k_p \cdot G \cdot \text{sen}(\pi \cdot t / t_p) & \text{para } t \leq t_p \\ 0 & \text{para } t_p \leq t \leq T_p \end{cases} \quad (3.1)$$

onde:

$k_p = F_{p,\max} / G =$  fator de impacto dinâmico

$F_{p,\max} =$  carga dinâmica de pico

$G =$  peso do indivíduo (em geral tomado como  $G = 800$  N)

$t_p =$  duração do contato

$T_p = 1/f_s =$  período do passo.

$f_s = 1/T_p =$  razão de passou ou frequência (Hz)

A figura 3.6, a seguir, representa o gráfico desta função, e o fator de impacto  $k_p$  é representado na figura 3.7 variando em função da razão  $t_p/T_p$ .

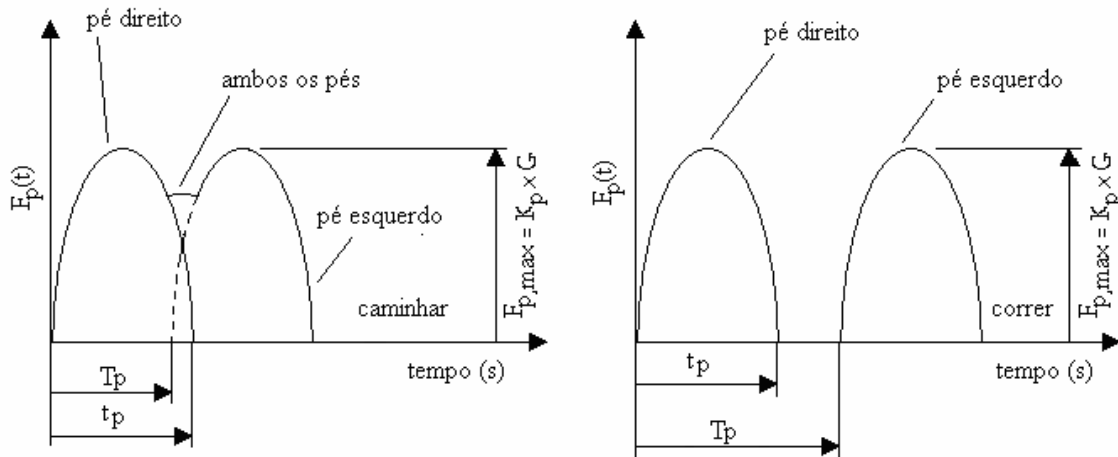


Figura 3.6. Função de carga para pedestre para os movimentos de caminhar e correr (Wheeler, 1982).

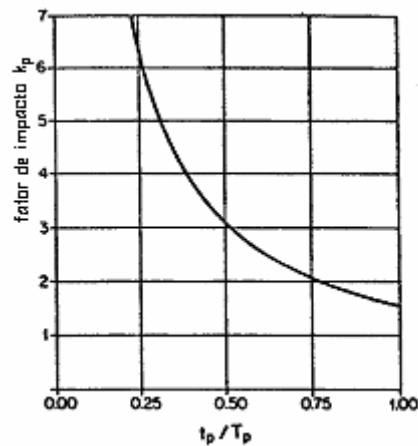


Figura 3.7. Fator de impacto  $k_p$  versus  $t_p/T_p$ , (Bachmann & Ammann., 1987).

Ainda segundo Bachmann & Ammann. (1987), a função que expressa a força gerada pelo ato de pular pode também ser representada como a soma do peso  $G$  e dos componentes da carga harmônica, da seguinte maneira:

$$F_p(t) = G + \sum_{n=0}^{\infty} \Delta G_n \cdot \cos \left[ 2 \cdot \pi \cdot n \cdot f_s \cdot \left( t - \frac{t_p}{2 \cdot n} \right) \right] \quad (3.2)$$

onde:

$\Delta G_n$  = componente de carga (amplitude) do n-ésimo harmônico

$n$  = número do n-ésimo harmônico

$f_s$  = razão de passo

### 3.4.2. Carregamento dinâmico gerado pela atividade humana de dançar

A atividade de dança, na maioria dos casos, caracteriza-se pelo contato contínuo dos pés com o chão, resultando em forças comparativamente menores, como no caso de um caminhar ligeiro. Danças mais intensas, no entanto, podem gerar forças comparáveis às de esportes. Em geral, a excitação pode ser considerada periódica com frequência máxima de 3,1 Hz (Bachmann & Ammann, 1987).

A carga induzida pelo ato de dançar em função do tempo é de difícil medição. Assim, como se sabe que é contínuo o contato do indivíduo com o chão, aproxima-se essa função pela função da carga gerada pelo ato de caminhar, considerando contato contínuo com o chão, como a seguir:

$$F_p(t) = G + \Delta G_1 \cdot \text{sen}(2 \cdot \pi \cdot f_s \cdot t) + \Delta G_2 \cdot \text{sen}(4 \cdot \pi \cdot f_s \cdot t - \varphi_2) + \Delta G_3 \cdot \text{sen}(6 \cdot \pi \cdot f_s \cdot t - \varphi_3) \quad (3.3)$$

onde:

$\Delta G_1$  = componente de carga (amplitude) do 1º harmônico

$\Delta G_2$  = componente de carga (amplitude) do 2º harmônico

$\Delta G_3$  = componente de carga (amplitude) do 3º harmônico

$\varphi_2$  = ângulo de fase do 2º harmônico relativo ao 1º harmônico

$\varphi_3$  = ângulo de fase do 3º harmônico relativo ao 1º harmônico.

A amplitude do 1º harmônico pode ser tomada como  $\Delta G_1 = 0,5 \cdot G$ , a do 2º harmônico como  $\Delta G_2 \cong 0,15 \cdot G$  e, para o 3º harmônico, a recomendação para caminhada com contato contínuo



com o chão, na faixa de cerca de 2 Hz é  $\Delta G_3 \cong 0,1.G$  (Bachmann & Ammann, 1987).

Segundo Kappos (2002), nos casos mais severos, carregamentos gerados por pessoas dançando assemelham-se aos gerados por pessoas pulando ao longo do tempo no ritmo da música. São caracterizados por uma elevada força dinâmica, similar à gerada pelo ato de subir escadas correndo. Nesse caso, observa-se que há um breve momento em que os pés não tocam o chão, quando o carregamento é nulo, seguido de outro ciclo de carregamento que se repete quando os pés tocam novamente o chão. Assim como o carregamento dinâmico gerado pela atividade humana de pular, este é um carregamento cuja forma se assemelha ao produzido por pessoas correndo, sendo que a razão de contato  $t_p/T_p$  tem valor menor ou igual a 1, e depende da natureza da dança.

### 3.5. FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DE UM SISTEMA ESTRUTURAL SUBMETIDO A UM CARREGAMENTO DINÂMICO

A equação de movimento de um sistema com  $n$  graus de liberdade é dada por:

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = F(t) \quad (3.4)$$

onde  $M$ ,  $C$  e  $K$  são, respectivamente, as matrizes  $n \times n$  de massa, de amortecimento e de rigidez do sistema, e  $\ddot{x}(t)$ ,  $\dot{x}(t)$ ,  $x(t)$  e  $F(t)$ , respectivamente, os vetores  $n \times 1$  de aceleração, velocidade, deslocamento e força aplicada ao sistema.

Se o sistema estiver vibrando livremente sem considerar o amortecimento, então (3.4) se reduz a:

$$M\ddot{x}(t) + Kx(t) = 0 \quad (3.5)$$

Essa equação pode ser resolvida por meio da solução do seguinte tipo:

$$x = A \cos \omega t + B \sin \omega t \quad (3.6)$$

A substituição de (3.6) em (3.5) conduz a um problema matemático conhecido como problema característico ou de autovetor, expresso por:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\boldsymbol{\phi} = 0 \quad (3.7)$$

cuja solução fornece os valores das frequências naturais  $\omega_i$  e os correspondentes modos de vibração  $\boldsymbol{\phi}_i$  ( $i=1, \dots, n$ ).

Assumindo-se o comportamento da estrutura como linear, pode-se utilizar o método da superposição modal para a obtenção da resposta dinâmica de um sistema de  $n$  graus de liberdade. Este método considera que o movimento da estrutura pode ser descrito por meio de uma combinação linear dos modos de vibração do sistema. Portanto, o deslocamento total em qualquer nó da estrutura pode ser representado por uma combinação linear dos autovetores normalizados  $\boldsymbol{\phi}_n$  e do vetor de amplitudes modais  $Y_n(t)$  da seguinte forma:

$$x(t) = \phi_1 Y_1(t) + \phi_2 Y_2(t) + \dots + \phi_n Y_n(t) \quad (3.8)$$

Assim, o sistema de  $n$  equações acopladas, com  $n$  incógnitas (eq. 3.4), pode ser desacoplado em  $n$  equações de uma incógnita, dependendo da matriz de amortecimento. Essas equações resultam de um grau de liberdade com a forma da equação (3.9):

$$\ddot{Y}_n(t) + 2\xi_n \omega_n \dot{Y}_n(t) + \omega_n^2 Y_n(t) = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (3.9)$$

onde  $\ddot{Y}_n(t)$ ,  $\dot{Y}_n(t)$  e  $Y_n(t)$  são, respectivamente, aceleração, velocidade e deslocamento modais (ou generalizados),  $\xi_n$  é a razão de amortecimento e  $\omega_n$  é a frequência natural circular para o  $n$ -ésimo modo de vibração.  $P_n(t)$  e  $M_n$  são a força modal e a massa modal para o  $n$ -ésimo modo.

### **3.6. CONTROLE ESTRUTURAL**

Devido ao surgimento de problemas de vibração excessiva nas últimas décadas, várias propostas para controle de vibrações nas estruturas têm surgido na literatura e têm sido implementadas na prática (Soong & Dargush, 1997 *apud* Avila, 2002).

O controle estrutural, em sua essência, promove uma alteração das propriedades das estruturas afetadas, como amortecimento e rigidez, seja pela adição de dispositivos externos, ou pela adição de forças externas. Como já mencionado anteriormente, o controle pode ser classificado como ativo, passivo, semi-ativo ou híbrido (Spencer Jr. & Soong, 1999 *apud* Avila, 2002). No presente trabalho, foi estudada a aplicação do controle do tipo passivo.

#### **3.6.1. Controle passivo**

Nos EUA e principalmente no Japão, esse tipo de controle tem sido amplamente empregado em estruturas de edifícios (Holmes, 1995). Exemplos deste tipo de amortecedores são: amortecedores metálicos, de fricção, viscofluidos, líquidos sintonizados, de massa sintonizados e sistemas de isolamento de base (Soong & Dargush, 1997).

Entre suas vantagens, tem se mostrado eficiente na prática, pois não requer manutenção constante e não necessita de fonte de energia externa e nem de tecnologias de ponta, porém possui a limitação de atuar eficazmente apenas numa faixa de frequência determinada no projeto.

#### **3.6.2. Amortecedores de massa sintonizados – AMS**

O controle estrutural passivo utilizado neste estudo é o Amortecedor de Massa Sintonizado (AMS), dispositivo clássico de engenharia que consiste em um sistema massa-mola-amortecedor instalado no sistema principal que vibra fora de fase com o mesmo, atenuando as vibrações excessivas.

A origem dos estudos desse tipo de amortecedor encontra-se nas aplicações da engenharia mecânica. Apenas a partir da década de 60 esse tipo de controle começou a ser implantado em estruturas de engenharia civil, como pontes, chaminés industriais, torres e edifícios altos para

combater a vibração causada pelo vento.

Hoje é bastante aplicado em edifícios altos nos EUA, Japão, China, Taiwan e Austrália, entre outros, para diminuir as oscilações causadas pelo vento e por terremotos (Holmes, 1995). Sua aplicação também tem sido possível em casos de carregamento oriundo da atividade humana (Varela, 2004).

O princípio de atuação do amortecedor de massa sintonizado é reduzir a demanda por dissipação de energia da estrutura, transferindo parte de sua energia de vibração quando submetida a cargas dinâmicas para o AMS.

A frequência natural do AMS é sintonizada próxima à frequência natural do sistema principal, assim, a vibração do sistema principal faz o amortecedor vibrar em ressonância com aquele (Jangid, 1999).

No caso de um edifício alto, em geral, o primeiro modo de vibração é o predominante na resposta, de forma que o AMS deve ser sintonizado próximo a essa frequência. Mas isso pode, além de não exercer controle nas respostas associadas aos outros modos, causar amplificação nas mesmas. Para evitar esse efeito, mais de um AMS poderá ser instalado (Carneiro, 2004).

Diante desta necessidade surgiu o conceito de amortecedor de massa sintonizado múltiplo (AMSM), que é constituído por vários amortecedores cujas frequências são distribuídas em torno da frequência natural correspondente ao modo a ser controlado. Estes sistemas são mais eficientes e robustos no controle de vibrações indesejáveis do que um único AMS (Carneiro, 2004). O AMSM tem sido amplamente estudado na literatura recente, tendo sido realizados diversos estudos paramétricos a fim de melhorar a sua eficiência (Yamaguchi & Harnpornchai, 1993; Kareem & Kline 1995; Jangid, 1999; Li, 2000; Poovarodom *et al*, 2003; *apud* Carneiro, 2004.)

Battista & Varela (2002) aplicaram algumas medidas corretivas para vibrações em painéis, utilizando um sistema de controle passivo constituído por atenuadores dinâmicos sincronizados – ADS's – instalados sob as lajes, com resultados satisfatórios, reduzindo significativamente as amplitudes de vibração dos modos dominantes da estrutura estudada.

Battista & Pfeil (2005) projetaram um sistema de múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados para atenuar as amplitudes de oscilações registradas na Ponte Rio - Niterói, induzidas por despreendimento de vórtices causados por ventos com velocidades relativamente baixas. O desempenho do sistema foi considerado satisfatório, tendo-se em vista os resultados obtidos em comparação com a resposta da estrutura original sem controle.

### 3.6.3. Princípios básicos para o AMS.

Considera-se um sistema principal de um grau de liberdade, com uma massa  $M$ , um amortecimento  $C$ , uma rigidez  $K$ , no qual se aplica uma força dinâmica  $f(t)$  e ao qual é acoplado um AMS de massa  $m$ , amortecimento  $c$  e rigidez  $k$ , como mostrado na figura 3.8 a seguir.

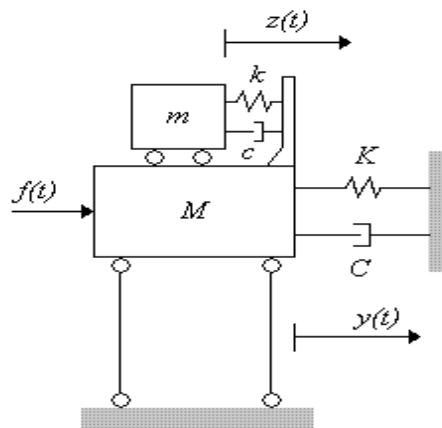


Figura 3.8. Modelo de um sistema estrutural com um AMS conectado (Soong & Dargush, 1997).

As equações de movimento para esse sistema principal com o AMS acoplado são dadas por:

$$M\ddot{y}(t) + C\dot{y}(t) + Ky(t) = c\dot{z}(t) + kz(t) + f(t) \quad (3.10)$$

$$m\ddot{z}(t) + c\dot{z}(t) + kz(t) = -m\ddot{y}(t) \quad (3.11)$$

onde  $\ddot{y}(t)$ ,  $\dot{y}(t)$  e  $y(t)$  são, respectivamente, aceleração, velocidade e deslocamento do sistema principal com relação à sua base, e  $z(t)$  é o deslocamento do AMS em relação ao sistema principal.

### 3.6.4. Otimização de parâmetros para Amortecedores de Massa Sintonizados (AMS)

Estudos têm sido desenvolvidos com o objetivo de se otimizar os parâmetros de um sistema de controle constituído por AMS e, desta forma, reduzir ao máximo possível a resposta dinâmica das estruturas equipadas com esse tipo de controle.

Os parâmetros utilizados na otimização desse tipo de controle são a *massa*, a *rigidez* e o *amortecimento* do amortecedor. Nesse sentido, Den Hartog (1956) desenvolveu uma técnica de otimização de parâmetros objetivando minimizar o deslocamento da estrutura, considerando que o sistema no qual o amortecedor atua é não-amortecido e é submetido a uma excitação harmônica senoidal.

Para isso, ele se baseou no critério de minimização da amplitude do pico de ressonância da estrutura e, como resultado, foram geradas as seguintes expressões que determinam os parâmetros ótimos de AMS:

$$\alpha^{\text{ótimo}} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (3.12)$$

onde:

$\alpha^{\text{ótimo}}$  é a razão ótima de frequências entre a frequência do AMS e a do sistema principal

$\mu$  é a razão entre a massa do AMS e a massa do sistema principal.

Após se calcular a frequência  $f_{AMS}$  e a massa  $m_{AMS}$  do amortecedor, pode-se então calcular sua frequência circular e sua rigidez, como:

$$\omega_{AMS} = 2 \cdot \pi \cdot f_{AMS} \quad (3.13)$$

$$k_{AMS} = \omega_{AMS}^2 \cdot m_{AMS} \quad (3.14)$$

Além deste, Den Hartog (1956) apresenta uma razão ótima de amortecimento,  $\xi^{ótimo}$ , dada por:

$$\xi^{ótimo} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (3.15)$$

Por fim, o amortecimento do amortecedor pode ser calculado da seguinte forma:

$$c_{AMS} = 2 \cdot \xi_{AMS} \cdot m_{AMS} \cdot \omega_{AMS} \quad (3.16)$$

### 3.6.5. Otimização de parâmetros para Amortecedores de Massa Sintonizados Múltiplos (AMSM)

Jangid (1999) investigou a otimização de parâmetros de AMSM usando uma técnica de busca numérica para um sistema não amortecido submetido a excitação dinâmica de base. O critério selecionado para a otimização é a minimização da resposta de um sistema não amortecido quando submetido a excitação harmônica.

O uso de mais de um AMS com características dinâmicas diferentes tem sido proposto com o objetivo de melhorar sua eficácia. Jangid (1999) mostra que um AMSM é mais efetivo para o controle de vibração quando comparado com um único AMS.

Foi sugerido por Xu & Igusa (1992) *apud* Jangid (1999) que o uso de AMSM com rigidez uniforme é mais simples se comparado com a variação da rigidez. Por esse motivo, em geral, a distribuição da frequência natural do AMSM é feita mantendo-se a rigidez constante e variando-se a massa (isto é,  $k_1 = k_2 = \dots = k_n = k_T$ ).

Considerando-se um sistema principal não amortecido com massa  $M_{EST}$ , rigidez  $K_{EST}$  e frequência fundamental de vibração  $\omega_{EST}$ , como indicado na figura 3.9, no qual são instalados  $n$  AMS com características dinâmicas diferentes, os parâmetros do  $i$ -ésimo AMS são massa  $m_i$ , amortecimento  $c_i$  e rigidez  $k_T$ .

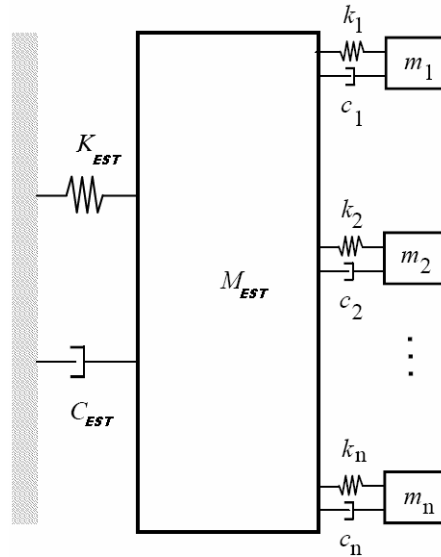


Figura 3.9. Modelo estrutural de um sistema principal com um AMSM conectado.

Nessas circunstâncias, as frequências naturais de vibração do sistema de amortecimento são uniformemente distribuídas em torno da frequência média  $\omega_T$ , calculada por:

$$\omega_T = \alpha^{otimo} \cdot \omega_{EST} \quad (3.17)$$

onde  $\alpha^{otimo}$  é a relação de frequências ótima entre o AMSM e o sistema principal.

A frequência do i-ésimo AMS é calculada por:

$$\omega_i = \omega_T \left[ 1 + \left( 1 - \frac{n+1}{2} \right) \frac{\beta^{otimo}}{n-1} \right] \quad (3.18)$$

onde  $\beta^{otimo}$  é a largura de banda da frequência adimensional do AMSM.

Adotando-se um valor  $\mu$ , que é a relação entre a soma das massas individuais de cada AMS e a massa da estrutura  $M_{EST}$ , tem-se que:

$$\sum m_i = \mu \cdot M_{EST} \quad (3.19)$$



e como a rigidez  $k$  é calculada por:

$$k = m \cdot \omega^2 \quad (3.20)$$

tem-se que a  $i$ -ésima massa é calculada pela relação:

$$m_i = \frac{k_T}{\omega_i^2} \quad (3.21)$$

Desta forma:

$$\frac{k_T}{\omega_1^2} + \frac{k_T}{\omega_2^2} + \dots + \frac{k_T}{\omega_n^2} = \mu \cdot M_{EST} \quad (3.22)$$

Finalmente, a constante de amortecimento do  $i$ -ésimo AMS é calculada por:

$$c_i = 2 \cdot m_i \cdot \xi_T^{otimo} \cdot \omega_i \quad (3.23)$$

onde  $\xi_T^{otimo}$  é a razão de amortecimento ótima entre o AMSM e o sistema principal, mantida constante para todos os AMS's.

Para um dado sistema de amortecimento com  $n$  amortecedores, os fatores  $\xi_T^{otimo}$ ,  $\beta^{otimo}$  e  $\alpha^{otimo}$  são calculados pelas expressões explícitas para os parâmetros ótimos a seguir:

$$\xi_T^{otimo} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)(1-0,5\mu)}} + (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu)\sqrt{\mu} \left\{ a_4 \left( \frac{1}{\sqrt{n}} - 1 \right) + a_5 \left( \frac{1}{n} - 1 \right) + a_6 (\sqrt{n} - 1) \right\} \quad (3.24)$$

$$\beta^{otimo} = (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu)\sqrt{\mu} \left\{ a_4 \left( \frac{1}{\sqrt{n}} - 1 \right) + a_5 (n - 1) + a_6 (\sqrt{n} - 1) \right\} \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (3.25)$$

$$\alpha^{ótimo} = \frac{\sqrt{1-0,5\mu}}{1+\mu} + (a_1 + a_2\sqrt{\mu} + a_3\mu)\sqrt{\mu} \left\{ a_4 \left( \frac{1}{\sqrt{n}} - 1 \right) + a_5(n-1) + a_6(\sqrt{n}-1) \right\} \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (3.26)$$

onde os coeficientes  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$ ,  $a_4$ ,  $a_5$  e  $a_6$  são obtidos da tabela 3.4, a seguir.

Tabela 3.4. Valores dos coeficientes nas expressões explícitas para os parâmetros ótimos.

Coeficientes	Valores correspondentes		
	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$
$a_1$	0.5474	0.42113	-0.00241
$a_2$	0.1038	0.04479	0.72152
$a_3$	-0.4522	-0.38909	-0.43970
$a_4$	0.7604	-0.73518	-0.66385
$a_5$	0.3916	-0.011866	-0.01138
$a_6$	0.0403	4.86139	0.99522

O estudo conduzido por Jangid para a otimização dos parâmetros de amortecedores de massa sintonizados múltiplos permitiu concluir que, aumentando-se o número de massas adicionadas, diminui a razão de amortecimento e aumentam a largura de banda e a razão de frequência ótimas. Conclui-se também que se aumentando as razões de massa e de amortecimento aumenta também a largura de banda ótima e diminui a razão de frequência ótima.

Até este momento, não foi encontrado um trabalho que apresentasse estudos paramétricos realizados especificamente para amortecedores de massa em laje. No entanto, o estudo realizado mostrou que o AMS e o AMSM têm sido eficazmente empregados como controle estrutural e, por esse motivo, optou-se por utilizá-los no presente trabalho.

## **4. LIMITES DE NORMAS**

### **4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

O ser humano apresenta uma sensibilidade a vibrações que pode causar-lhe desconforto, pânico, entre outros efeitos psicológicos e fisiológicos desfavoráveis. Essas vibrações nas estruturas por onde as pessoas transitam podem ser causadas por inúmeras fontes, como tráfego de veículos, equipamentos de obras, equipamentos posicionados sobre a estrutura ou nela encostados, etc, e a percepção das vibrações depende de uma grande quantidade de variáveis, inerentes ou não às próprias pessoas.

Estudos da fisiologia do corpo humano mostram que a frequência natural de vibração dos órgãos internos do ser humano situa-se na faixa entre 5 e 8 Hz, e por esse motivo essa é a faixa de frequência que mais desconforto causa (Varela, 2004).

Vários experimentos têm sido realizados desde a primeira metade do século passado, com o objetivo de se observar e se analisar a sensibilidade e a percepção humana a vibrações. Com base nesses experimentos, foram propostos níveis de vibração em termos de percepção humana, por exemplo, como imperceptível, perceptível sem causar incômodo, incômodo e prejudicial à saúde. Com o desenvolvimento desses experimentos, vários critérios de aceitabilidade têm sido propostos para vários casos de carregamento e de aplicação.

No presente trabalho, além da análise da resposta dinâmica da estrutura com relação aos critérios de várias normas, nacionais e internacionais, também foi verificado se o deslocamento vertical, antes e depois da instalação de amortecedores de massa, atende ao deslocamento máximo admissível.

### **4.2. ANÁLISE ESTÁTICA**

Para este tipo de análise foi utilizada somente a norma da NBR 6118 (2003), que em seu item 13.3 determina “deslocamentos limites”, conceituando-os como sendo valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura.

A NBR 6118 (2003) classifica esses deslocamentos em quatro grupos básicos que devem obedecer aos limites estabelecidos na tabela 4.1.

Tabela 4.1. Limites para deslocamentos.

Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limte
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	1/250
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	1/350
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	1/250 <sup>1)</sup>
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	Total	1/350 + contraflecha <sup>2)</sup>
			Ocorrido após a construção do piso	1/600
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com a recomendação do fabricante	
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenaria, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	1/500 <sup>3)</sup> ou 10 mm ou $\theta = 0,0017 \text{ rad}^4)$
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	1/250 <sup>3)</sup> ou 25 mm
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação freqüente ( $\psi_1 = 0,30$ )	$H/1700$ ou $H_i/850^5)$ entre pavimentos <sup>6)</sup>
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	1/400 <sup>7)</sup> ou 15 mm
	Forros	Movimento térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$
		Revestimentos colados	Ocorrido após construção do forro	1/350
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após construção do forro	1/175
	Pontes rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenação	H/400
Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.		

<sup>1)</sup> As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

<sup>2)</sup> Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que 1/350.

<sup>3)</sup> O vão l deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

<sup>4)</sup> Rotação nos elementos que suportam paredes.

<sup>5)</sup>  $H$  é a altura total do edifício e  $H_i$  o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

<sup>6)</sup> Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos devido à atuação de ações horizontais. Não devem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica para o deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando  $H_i$  representa o comprimento do lintel.

<sup>7)</sup> O valor  $l$  refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

#### NOTAS

1 Todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão  $l$  suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.

2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor  $l$  é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.

3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na seção 11.

4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

Os grupos básicos são:

a) aceitabilidade sensorial: o limite é caracterizado por vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável. A limitação da flecha para prevenir essas vibrações, em situações especiais de utilização, deve ser realizada como estabelecido na seção 23 dessa mesma norma, sobre ações dinâmicas e fadiga;

b) efeitos específicos: os deslocamentos podem impedir a utilização adequada da construção;

c) efeitos em elementos não estruturais: deslocamentos estruturais podem ocasionar o mau funcionamento de elementos que, apesar de não fazerem parte da estrutura, estão a ela ligados;

d) efeitos em elementos estruturais: os deslocamentos podem afetar o comportamento do elemento estrutural, provocando afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas. Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-os ao modelo estrutural adotado.

### 4.3. ANÁLISE DINÂMICA

Os efeitos da vibração induzida pela atividade humana são classificados em relação à segurança estrutural e ao conforto aos usuários.

Os efeitos nos elementos estruturais incluem: perda da capacidade de carga e fissuração. Já os usuários podem sofrer efeitos das seguintes formas: mecanicamente, acusticamente, pelo ruído da reverberação e de equipamentos e visualmente.

Níveis de vibração tão baixos quanto 0,001 mm são suficientes para serem percebidos pela sensibilidade humana (Zivanovic *et al.*, 2005). Segundo esse autor, ainda, devido a essa sensibilidade, em geral, problemas de estado limite de serviço surgem muito antes que os níveis de vibração sejam sequer remotamente suficientes para causar dano à estrutura.

Bachmann & Ammann (1987) afirmam que a magnitude da vibração estrutural induzida pela atividade humana depende primeiramente da razão entre a frequência de excitação dominante dessa atividade e a frequência natural de vibração da estrutura, sendo que as frequências naturais dependem do vão, do sistema estático da estrutura, de sua rigidez à flexão e da massa da estrutura. Geralmente, em estruturas mais esbeltas e flexíveis, a frequência fundamental diminui com o aumento do vão.

Os limites de vibração podem ser dados em termos de quantidades físicas como:

- Amplitude de deslocamento;
- Velocidade;
- Aceleração;
- Quantidades derivadas empiricamente.

De acordo com Bachmann & Ammann (1987), algo que se deve ter bem em conta é o fator subjetivo da sensibilidade humana à vibração, já que essa percepção, assim como os efeitos dela no ser humano, variam consideravelmente dependendo do local onde a pessoa está, ou da atividade que está exercendo ou até mesmo do quanto está acostumada à vibração. Assim, há vários parâmetros que influenciam essa sensibilidade, por exemplo: posição da pessoa afetada, direção da incidência com relação à espinha dorsal, atividade exercida, existência ou não de outras pessoas, idade, sexo, frequência da ocorrência e hora do dia e duração. Além disso, logicamente, há outros parâmetros objetivos: amplitude do deslocamento, velocidade, aceleração, duração e frequência.

Foram estudadas diversas normas que tratam dos limites de vibração. Algumas delas, de diferentes países, são citadas a seguir.

#### 4.3.1. Norma DIN 4150/2 (1975)

Essa norma alemã, que lida com efeitos de vibração de fontes externas sobre as pessoas em edifícios residenciais, considera uma faixa de frequência fundamental da estrutura de 1 Hz a 80 Hz, e propõe o cálculo de um fator derivado empiricamente da frequência, do deslocamento e da aceleração, da seguinte forma:

$$KB = d \cdot \frac{0.8 \cdot f^2}{\sqrt{1 + 0.032 \cdot f}} \quad (4.1)$$

onde:

$d$  = amplitude do deslocamento em mm

$f$  = frequência da vibração, em Hz

Ou, alternativamente, calcula-se:

$$d = \frac{v}{2 \cdot \pi \cdot f} = \frac{a}{4 \cdot \pi^2 \cdot f^2} \quad (4.2)$$

onde:

$v$  = velocidade, em mm/s

$a$  = aceleração, em mm/s<sup>2</sup>

Assim, o fator  $KB$ , que tem dimensão de velocidade em mm/s, é comparado com os valores limites de referência do código de acordo com o *uso do edifício*, *período do dia* e a *frequência de ocorrência*, como mostrado na tabela 4.2.

Tabela 4.2. Valores limites de referência.

Tipo de edifício	Período do dia	Valor aceitável de KB (mm/s)	
		Contínuo ou repetitivo	Esporádico
Rural, residencial ou hotel de férias	dia	0,20 (0,15*)	4
	noite	0,15 (0,10*)	0,15
Cidades pequenas e residencial misto	dia	0,30 (0,20*)	8
	noite	0,2	0,2
Pequenos escritórios	dia	0,4	12
	noite	0,3	0,3
Industrial	dia	0,6	12
	noite	0,4	0,4

\* Esses valores devem ser atendidos se os edifícios forem excitados horizontalmente por frequências abaixo de 5 Hz.

Apresenta, ainda, um diagrama logarítmico de aceleração *rms* em função da frequência com curvas de iso-valores de KB, como mostrado na figura 4.1.

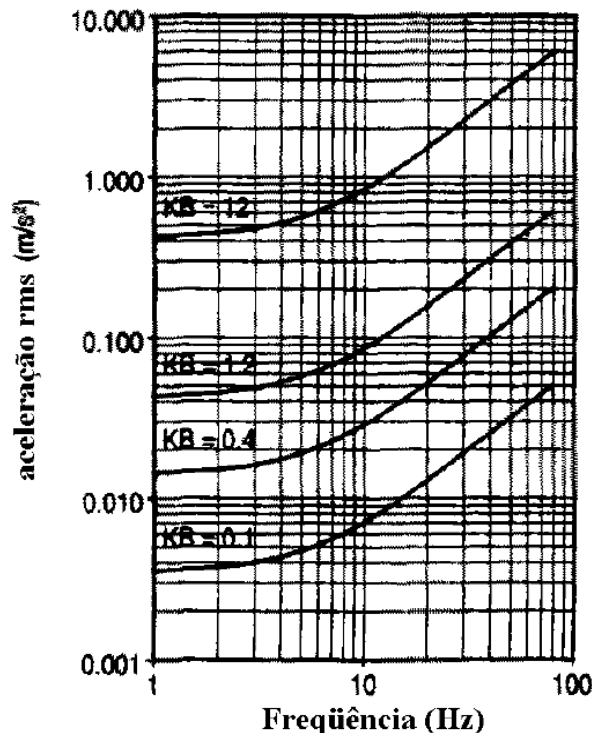


Figura 4.1. Critério de percepção humana às vibrações em termos de aceleração *rms* em função da frequência (DIN 4150/2, 1975).

#### 4.3.2. Norma ISO 2631/1 e 2 (1980)

Essa norma internacional considera efeitos de carregamento periódico ou vibrações transientes, numa faixa de frequência entre 1 Hz e 80 Hz. Discrimina três níveis de desconforto humano: limite do conforto reduzido (distúrbio tolerável), limite do decréscimo de eficiência por fadiga (fadiga humana devido à vibração com conseqüente redução de eficiência; 3 vezes o nível de desconforto) e limite de exposição (máxima vibração tolerável com relação à saúde e segurança; 6 vezes o primeiro nível).

Seus limites são dados por diagramas de aceleração efetiva em função da frequência que dependem da direção de incidência sobre o corpo humano, com uma referência de um sistema de coordenadas como mostrado na figura 4.2. Esse critério se formula em termos de uma aceleração efetiva *rms*, definida da seguinte forma:

$$a_{eff} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt} \quad (4.3)$$



onde  $T$  é o período de tempo no qual a aceleração efetiva é medida.

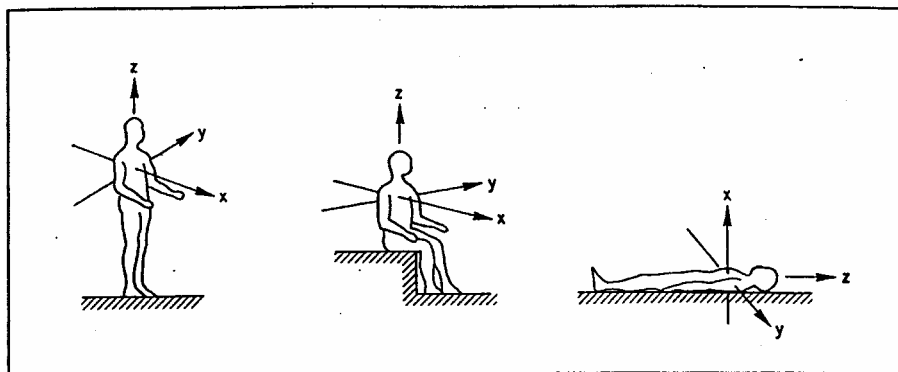


Figura 4.2. Direções dos sistemas coordenados para vibrações mecânicas influenciando pessoas (ISO 2631, 1980).

Na direção do eixo Z, isto é, na direção vertical, o diagrama de aceleração limite apresentado pela norma é o da figura 4.3, a seguir.

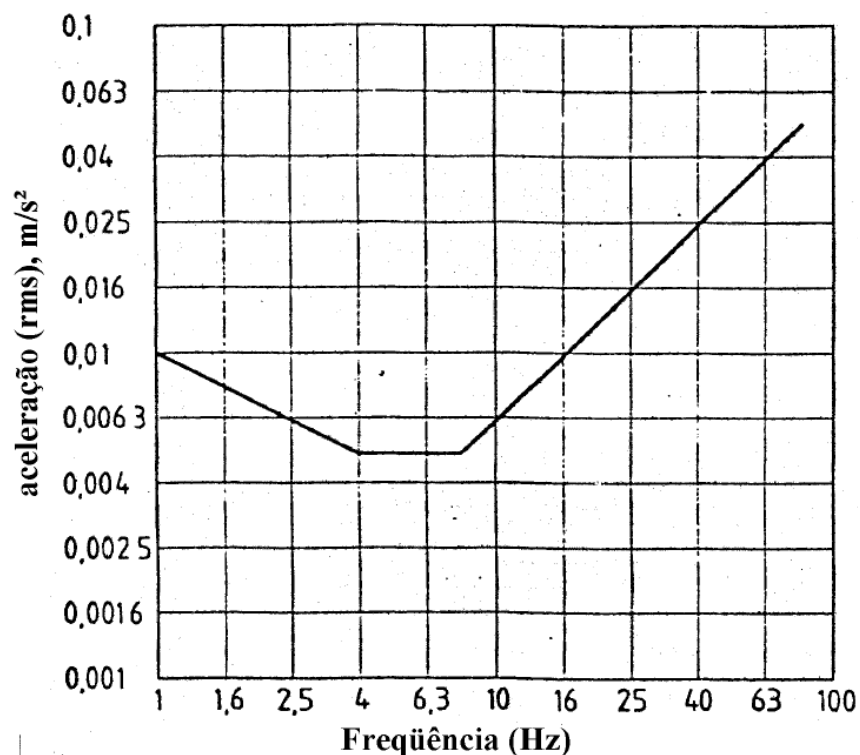


Figura 4.3. Diagrama de aceleração *rms* limite na direção z em função da frequência (ISO 2631, 1980).

Nas figuras 4.4. e 4.5, a seguir, são apresentados os diagramas dessa mesma norma aplicáveis, respectivamente, às direções x e y e à direção combinada x, y e z. Essa última curva deve ser utilizada quando a direção dos ocupantes dos edifícios varia ou é desconhecida com respeito à vibração mais perturbadora.

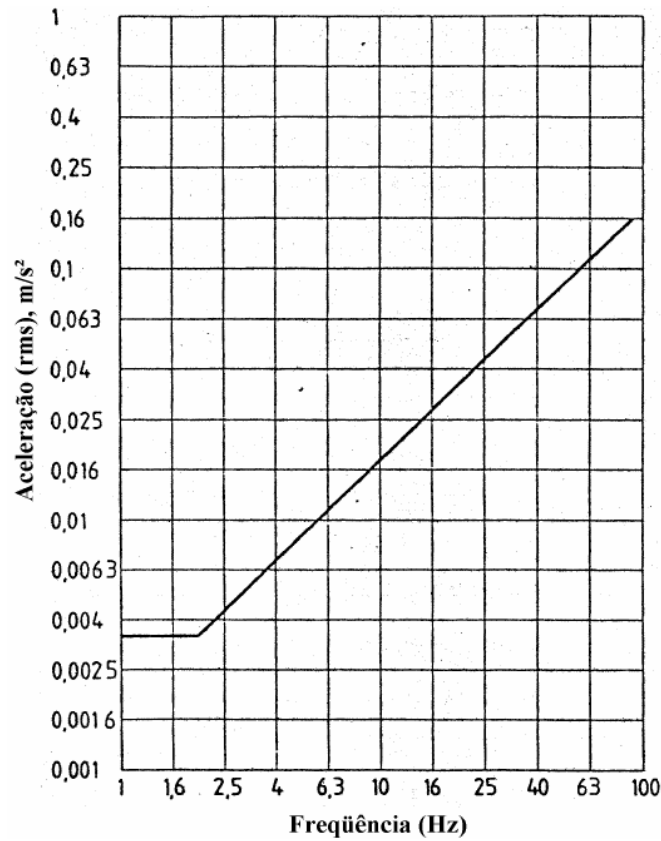


Figura 4.4. Diagrama de aceleração *rms* limite nas direções x e y em função da frequência (ISO 2631, 1980).

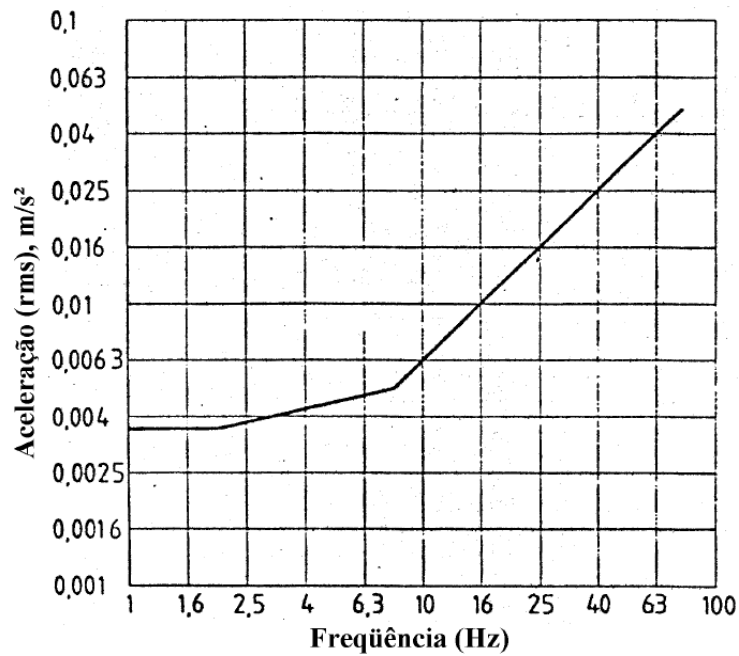


Figura 4.5. Diagrama de aceleração *rms* limite na direção combinada (eixos x, y e z) em função da frequência (ISO 2631, 1980).

A norma apresenta ainda os fatores multiplicadores da aceleração *rms* descrita anteriormente, como indicado na tabela 4.3 a seguir.

Tabela 4.3. Fatores multiplicadores da aceleração.

Local	Tempo	Vibrações contínuas ou intermitentes	Vibrações por excitação transiente com várias ocorrências ao dia
Áreas de trabalho críticas (salas de operação de hospitais, laboratórios de precisão etc.)	dia/noite	1	1 <sup>(2), (3)</sup>
Residências	Dia	2 a 4 <sup>(4)</sup>	30 a 90 <sup>(4), (5), (6), (7)</sup>
	Noite	1,4	1,4 a 20
Escritórios	dia/noite	4 <sup>(8)</sup>	60 a 128 <sup>(8)</sup>
Salões de conferências e oficinas	dia/noite	8 <sup>(8), (10)</sup>	90 a 128 <sup>(8), (10)</sup>

(1) A tabela 4.3 leva a valores de magnitudes de vibração abaixo dos quais a probabilidade de reação é baixa.

(2) Também inclui vibrações quase-estacionárias causadas por choques repetitivos.

(3) As magnitudes de vibração de áreas de trabalho críticas só são válidas nos períodos de tempo em que estes trabalhos de risco estão sendo realizados. Para outros horários, as magnitudes são as mesmas das indicadas para residências.

(4) Dentro de residências existe uma grande variação na tolerância às vibrações. Valores específicos são dependentes de fatores sociais, culturais e psicológicos.

(5) A relação entre número de ocorrências por dia e magnitudes de vibração não está bem estabelecido. A seguinte relação provisória deve ser usada para casos com mais de três eventos por dia, ficando pendente uma pesquisa mais adequada da tolerância humana às vibrações. O procedimento envolve uma multiplicação do valor da magnitude da vibração por um fator numérico  $FBnB = 1,7 N P - 0,5P$ , onde  $N$  é o número de eventos por dia. Quando a faixa de valores das magnitudes dos eventos for pequena (de metade da amplitude máxima), a média aritmética pode ser usada. De outra forma somente o maior valor deve ser utilizado.

(6) Para eventos discretos com durações excedendo 1 segundo, os fatores podem ser ajustados multiplicando-os por um fator de duração  $FBdB$ :  $FBdB = TP - 1,22P$  para pisos em concreto e  $T$  está entre 1 e 20.  $FBdB = TP - 0,32P$  para pisos em madeira e  $T$  está entre 1 e 60. Onde  $T$  é a duração do evento, em segundos, e pode ser estimado de 10 por cento dos pontos da história do movimento no tempo.

(7) Na escavação de pedras duras, onde perturbações subterrâneas causam vibrações em frequências altas, um fator acima de 128 tem sido encontrado, em alguns países, para residências.

(8) As magnitudes de vibrações transientes permitidas em escritórios e áreas de *workshop* não podem ser aumentadas sem considerar a possibilidade de interrupção significativa dos trabalhos.

(9) A ação de vibrações em operários executando certos processos numa oficina mecânica ou industrial deve estar numa categoria separada. A ISO 2631-1 [62] se aplica melhor a esta categoria.

(10) Se os valores dos fatores de multiplicação das magnitudes de vibração forem dobrados pode resultar em comentários adversos das pessoas, e estes comentários podem crescer significativamente se os valores forem quadruplicados.

#### 4.3.3. Norma BRE – British Building Research Establishment – Digest 278 (1983)

A BRE – British Building Research Establishment – Digest 278 (1983) definiu uma intensidade  $K$ , calculada como o  $KB$  da norma alemã *DIN 4150/2* (1975), apresentando as respectivas intensidades de percepção, como mostrado na tabela 4.4. Apresenta ainda os valores aceitáveis de  $K$  dependentes da hora de exposição à vibração e das categorias da edificação, como mostrado na tabela 4.5.

Tabela 4.4. Relação entre K e a percepção humana de movimento.

Percepção humana	K	Comentário
Imperceptível	< 0,1	Valores aplicáveis a vibrações tanto na direção horizontal quanto na vertical.
Limiar da percepção	0,1	
Levemente perceptível	0,25	
Perceptível	0,63	
Facilmente perceptível	1,6	
Fortemente perceptível	4	
Extremamente perceptível	10	

Tabela 4.5. Valores aceitáveis de K em função da categoria da edificação, do período do dia e do tempo de exposição à vibração.

Categoria da edificação	Hora	Intensidade aceitável de K		
		Contínuo	Repetidamente	Ocasionalmente
Hospitais e clínicas de repouso	dia	0,1	0,1	2,5
	noite			0,1
Residencial	dia	0,1	0,2 (0,1*)	4
	noite		0,1	0,1
Residencial e escritórios	dia	0,3 (0,15*)	0,63 (0,3*)	8
	noite	0,1	0,1	0,1
Industrial	dia	0,63 (0,3*)	0,8 (0,4*)	12
	noite	0,63 (0,3*)	0,8 (0,4*)	12

(\*) Valores aplicáveis a casos de frequência de vibração abaixo de 15 Hz.

#### 4.3.4. Normas CAN3-S16-M84 (1984) e NBR 8800 (1986)

A norma canadense CAN3-S16-M84 (1984) e a brasileira NBR 8800 (1986) estabelecem o teste do calcanhar para avaliar os níveis de vibração numa estrutura. Considerando uma série de outras condições, definem a medição da frequência fundamental da estrutura, da taxa de amortecimento e da aceleração pico, cujos valores são utilizados comparativamente com os valores aceitáveis num diagrama de aceleração em função da frequência.

O amortecimento estrutural em percentual do crítico é tomado como um dos valores da tabela 4.6, a seguir.

Tabela 4.6. Amortecimento estrutural em função do tipo de piso.

Tipo de piso	Amortecimento em percentual crítico
Piso não acabado	3%
Piso acabado (incluindo revestimentos, forro, dutos e mobiliário)	6%
Piso acabado com divisórias	12%

Na figura 4.6, a seguir, é apresentado o diagrama com os limites de vibração em termos de aceleração pico – em porcentagem da aceleração da gravidade –, em função da frequência do modo fundamental de vibração da estrutura e do valor do amortecimento estrutural.

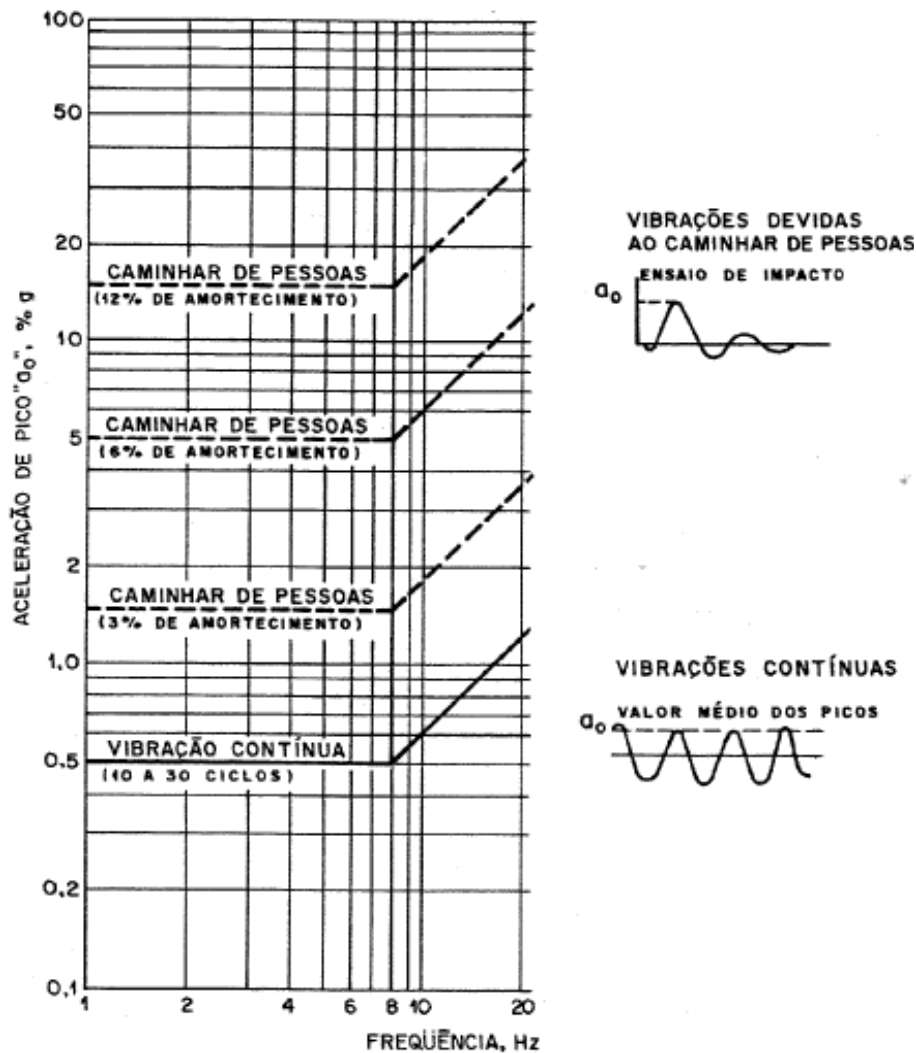


Figura 4.6. Diagrama de aceleração pico em função da frequência (CAN3-S16-M84, 1984 e NBR 8800, 1986).

#### 4.3.5. Norma NBR 6118 (2003)

A norma NBR 6118 (2003) é baseada tão somente no critério de frequência fundamental mínima da estrutura, que deve ser maior do que 1,2 vezes a frequência crítica ( $f > 1,2f_{crit}$ ).

A frequência crítica é dada na tabela 4.7 de acordo com a categoria da edificação, a seguir.

Tabela 4.7. Amortecimento estrutural em função do tipo de piso.

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

No entanto, uma vez que a estrutura pode apresentar vibrações incômodas mesmo que não haja ressonância com a excitação, um método baseado simplesmente em frequências mínimas não é suficiente para uma avaliação adequada da resposta dinâmica da estrutura (Varela, 2004).

#### 4.3.6. Guia Prático do AISC (1997)

Por fim, no Guia prático do AISC (1997) *apud* Varela (2004), o critério de avaliação do nível de vibrações da estrutura se baseia na comparação da aceleração máxima obtida por meio da equação (4.4) com os valores limites, de acordo com a destinação da estrutura:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \cdot \exp(-0,35 f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_0}{g} \quad (4.4)$$

onde:

$\frac{a_p}{g}$  é a aceleração máxima estimada

$\frac{a_0}{g}$  é a aceleração limite recomendada, de acordo com um diagrama de aceleração pico versus

frequência

$f_n$  é a frequência natural da estrutura

$P_0$  é a força constante e igual a 0,29 kN para estruturas de piso e 0,41 kN para passarelas

$\beta$  é taxa de amortecimento modal

$W$  é o peso efetivo da estrutura de piso

Essa norma apresenta curvas básicas de vibrações de edifícios para acelerações em porcentagem da aceleração da gravidade em função da destinação da estrutura e da frequência

fundamental de vibração da estrutura estudada, como mostrado na figura 4.7, a seguir.

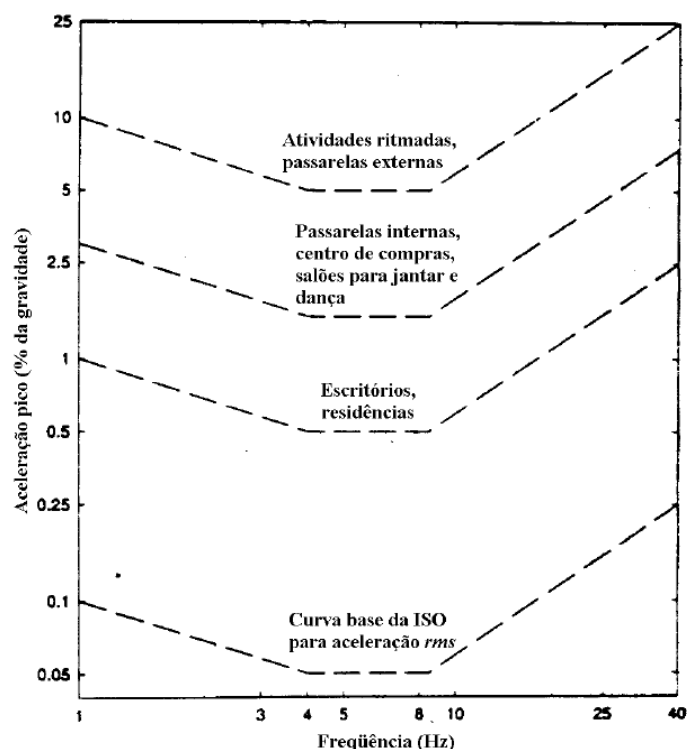


Figura 4.7. Curvas básicas de vibrações de edifícios (Guia prático do AISC, 1997).

A tabela 4.8 apresenta os limites de aceleração desta norma em porcentagem da aceleração da gravidade para cada tipo de destinação da estrutura.

Tabela 4.8. Amortecimento estrutural em função da destinação da estrutura.

Destinação da estrutura	Força constante $P_0$	Taxa de amortecimento	Aceleração limite $a_0/g$
Escritórios, residências, igrejas	0,29 kN	0,02 – 0,05*	0,5%
Centros de compras	0,29 kN	0,02	1,5%
Passarelas internas	0,41 kN	0,01	1,5%
Passarelas externas	0,41	0,01	5,0%

\*0,02 para pisos com poucos componentes não-estruturais (telhados, dutos, divisórias, etc) como pode ocorrer em áreas de trabalho abertas e igrejas; 0,03 para pisos sem componentes não-estruturais e móveis, mas com poucas divisórias desmontáveis, típicas de muitas áreas moduladas de escritórios; e 0,05 para divisórias em contato com os dois pisos de andares adjacentes.

#### 4.3.7. Valores limites recomendados pela literatura

De uma maneira mais geral, Bachmann & Ammann (1987) recomendam que os valores limites de vibração estrutural sejam como indicado na tabela 4.9.

Tabela 4.9. Níveis aceitáveis de vibração para vários tipos de ambientes.

<b>Estrutura</b>	<b>Níveis aceitáveis</b>	<b>Comentários</b>
Estruturas para pedestres	$a \leq 5 - 10\% g$	O valor mais baixo normalmente não produz desconforto
Edifícios para escritórios	$a \leq 2\% g$	Outras normas apresentam valores diferentes destes
Academias (salas de esporte)	$a \leq 5 - 10\% g$	O valor mais alto apenas se: efeito acústico menor; somente participantes sobre ou próximo ao piso sob vibração
Salas para concertos e danças	$a \leq 5 - 10\% g$	Idem
Pisos de fábricas	$v \leq \pm 10 \text{ mm/s}$	Para situações convencionais; produção de alta qualidade necessita limites mais restritos

Com o estudo das recomendações sobre os limites admissíveis de vibração estrutural, foi possível verificar que várias pesquisas têm sido realizadas ao longo dos anos em diversos países, com o objetivo de se estabelecer os critérios para esses limites, seja em termos de deslocamento ou aceleração, nas três direções principais, seja em termos de frequência fundamental da estrutura, ou seja ainda em termos de coeficientes derivados dos primeiros.

Outro aspecto que ficou evidente é a discordância de valores entre as recomendações de diversos códigos, indicando a necessidade de maior desenvolvimento de pesquisas nesse campo e maior entendimento entre os pesquisadores, a fim de uniformizar esses limites.

Neste trabalho procurou-se fazer uma avaliação da resposta dinâmica da estrutura sob os diversos pontos de vista apresentados neste capítulo.



## **5. FERRAMENTAS COMPUTACIONAIS**

### **5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

No presente trabalho foi feita uma série de análises estruturais, todas simuladas computacionalmente.

Primeiramente, utilizou-se o programa ANSYS 5.4 (1995) para a análise estática da estrutura estudada. Esse mesmo programa foi utilizado também para as análises dinâmicas da estrutura em duas condições: uma sob vibrações livres, isto é, uma análise modal, e outra sob vibrações forçadas, ou seja, com a estrutura submetida a um carregamento dinâmico.

O mencionado carregamento dinâmico foi obtido pela utilização de outro programa, o *npessoas*, que consiste em uma rotina em linguagem FORTRAN 90 elaborada pelo autor para simular numericamente o referido carregamento especificamente para este estudo.

### **5.2. ANSYS 5.4 (1995)**

Para a realização das análises numéricas necessárias a este trabalho, foi utilizado o programa computacional ANSYS 5.4 (1995), capaz de, entre outras coisas, modelar estruturas em elementos finitos e realizar análises estática, modal e dinâmica.

O programa ANSYS é um pacote utilizado para modelagem em elementos finitos para resolver uma ampla variedade de problemas mecânicos. Esses problemas incluem: análise estrutural dinâmica e estática (tanto linear quanto não-linear), transferência de calor e problemas com fluidos, assim como problemas acústicos e eletromagnéticos.

Em geral, uma resolução em elementos finitos pode ser subdividida em três estágios:

1. Pré-processamento: definição do problema e discretização da estrutura em análise, que consiste em definir pontos chave, linhas, áreas e volumes da estrutura, os tipos de elementos e propriedades físicas e geométricas dos materiais constituintes, e geração de malhas.

2. Processamento: especificação e aplicação de cargas, de restrições aos movimentos translacionais e rotacionais e, finalmente, solução do sistema de equações resultante.
3. Pós-processamento: processamento mais avançado, que consiste na análise dos resultados; é o estágio no qual é possível se ver listas de deslocamentos nodais, forças e momentos resultantes nos elementos, deflexões e diagramas de tensão.

O programa disponibiliza aos usuários duas opções de pós-processamento: POST1, que permite rever os resultados analisados sobre o modelo por completo, ou parte dele, em passos específicos de carga, instantes de tempo ou frequências; e POST26, que permite fazer análises em regime variável. Este último pode ser usado para se rever os resultados em pontos específicos no modelo em relação a uma variável (tempo, frequência, etc.).

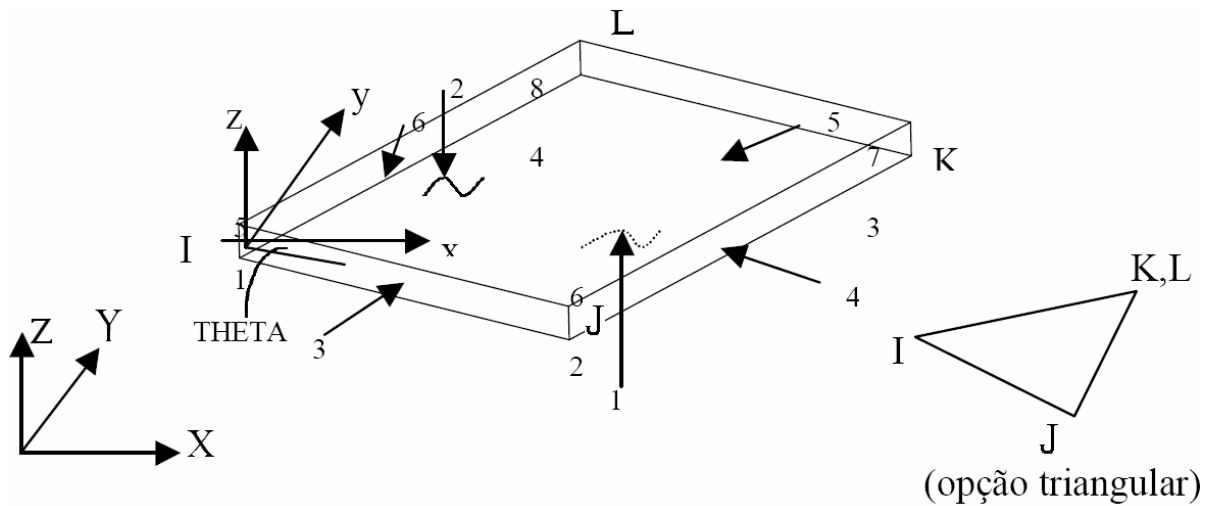
### **5.2.1. Elementos utilizados**

Procurou-se na biblioteca desse programa os elementos finitos que, em conjunto, simulassem o mais proximamente possível o comportamento de cada um dos componentes da estrutura e suas condições de apoio.

A seguir são apresentados os elementos utilizados com suas respectivas descrições e capacidades. A maneira como foram utilizados será apresentada no capítulo seguinte, relativo à análise numérica.

SHELL63 – mostrado na figura 5.1, suas características principais são:

- Possui seis graus de liberdade em cada um dos seus quatro nós (I, J, K e L) – translação em X, Y e Z e rotação em torno dos mesmos.
- É adequado para simular o comportamento de uma membrana.
- Permite carregamentos tanto no seu plano quanto normal a ele.



Nota: “x “ e “ y” estão no plano do elemento

Figura 5.1. Elemento SHELL63 (ANSYS, 1995).

BEAM4 – como mostra a figura 5.2, tem como características principais:

- Possui seis graus de liberdade em cada um dos seus dois nós (I e J) – translação em X, Y e Z e rotação em torno dos mesmos.
- É um elemento uniaxial apto para modelar tração, compressão, torção e dobramento.

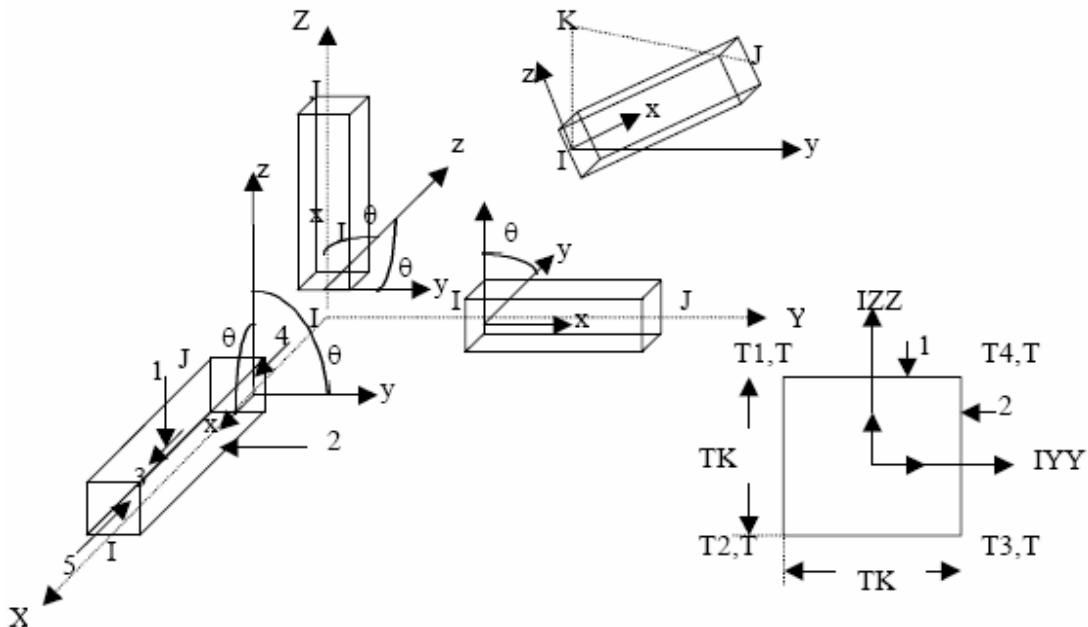


Figura 5.2. Elemento BEAM4 (ANSYS, 1995).

COMBIN14 – mostrado na figura 5.3, tem como características principais:

- Possui seis graus de liberdade em cada um dos seus dois nós (I e J) – translação em X, Y e Z e rotação em torno dos mesmos.
- É um elemento uniaxial apto para simular rigidez e amortecimento, tanto longitudinal quanto torsional.

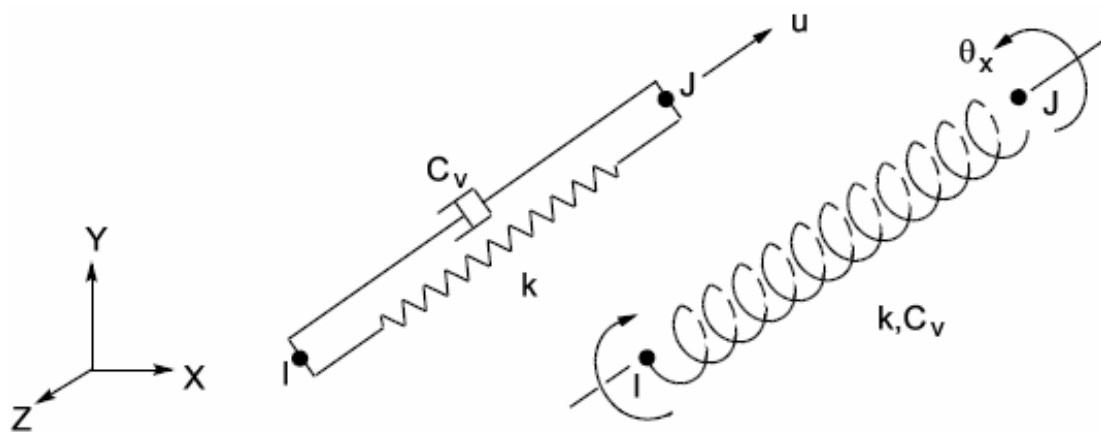


Figura 5.3. Elemento COMBIN14 (ANSYS, 1995).

MASS21 – mostrado na figura 5.4, tem como características principais:

- Possui seis graus de liberdade – translação em X, Y e Z e rotação em torno dos mesmos.
- É um elemento pontual apto para simular massa e inércia, tanto translacional quanto rotacional.

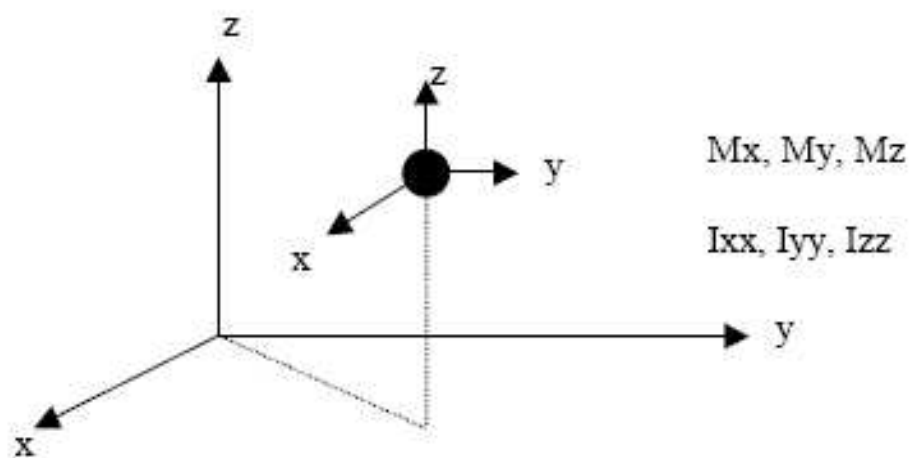


Figura 5.4. Elemento MASS21 (ANSYS, 1995).

### **5.2.2. Análise estática**

A análise estática calcula os efeitos das condições de carga permanente numa estrutura, não sendo considerados os efeitos de inércia e de amortecimento, assim como aqueles causados por cargas dinâmicas. No entanto, uma análise estática pode incluir efeitos inerciais permanentes, como gravidade e velocidade rotacional, e cargas dinâmicas podem ser aproximadas por cargas estáticas equivalentes.

Esse tipo de análise é utilizado para a determinação de deslocamentos, tensões, deformações e forças em estruturas ou componentes causados por cargas que induzem efeitos de inércia e de amortecimento significativos. Para isso, são assumidas condições de carregamento e de resposta permanentes, isto é, assume-se que as cargas e a resposta da estrutura variam lentamente durante o tempo.

Os tipos de carregamento que podem ser aplicados em análises estáticas incluem:

- Forças e pressões aplicadas externamente
- Forças inerciais permanentes (como gravidade ou velocidade rotacional)
- Deslocamentos
- Temperatura
- Fluência

A análise estática pode ser linear ou não linear. Vários tipos de não linearidade podem ser considerados, como grandes deformações, plasticidade, elementos de contato, elementos hiperelásticos, etc. Neste estudo, foi realizada a análise linear.

### **5.2.3. Análise modal**

A análise modal realizada pelo programa computacional ANSYS 5.4 (1995) determina as características dinâmicas da estrutura que está sendo estudada, como as frequências naturais de vibração e as formas modais. É também uma análise que permite a realização posterior de outras análises dinâmicas, mais detalhadas, como análise dinâmica transiente, análise da resposta harmônica ou análise de espectro.

O programa oferece várias opções de métodos de extração dos modos de vibração da estrutura, entre eles o método “Block Lanczos”, configurado como padrão e utilizado nesta análise. Esse método é usado para se obter uma rápida convergência.

#### 5.2.4. Análise dinâmica

Segundo o tutorial do programa computacional ANSYS, análise transiente é a técnica usada para determinar a resposta dinâmica de uma estrutura sob a ação de qualquer carregamento dependente do tempo em geral. Esse tipo de análise pode ser utilizado para determinar os deslocamentos, deformações, tensões e forças na estrutura ao longo do tempo em que ocorre o carregamento, como resposta a qualquer combinação de cargas estáticas, transientes e harmônicas. Além disso, os efeitos da inércia e do amortecimento são considerados importantes.

Numa análise transiente o programa resolve a equação básica do movimento, dada por:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (5.1)$$

onde:

$[M]$  = matriz de massa

$[C]$  = matriz de amortecimento

$[K]$  = matriz de rigidez

$\{\ddot{u}\}$  = vetor de aceleração nodal

$\{\dot{u}\}$  = vetor de velocidade nodal

$\{u\}$  = vetor de deslocamento nodal

$\{F(t)\}$  = vetor de carregamento

A qualquer tempo  $t$  essas equações podem ser tomadas como uma combinação de equações de equilíbrio estático que também leva em consideração as forças de inércia  $[M]\{\ddot{u}\}$  e de amortecimento  $[C]\{\dot{u}\}$ , e o programa utiliza o método de integração direta de Newmark para resolvê-las em pontos discretos no tempo, além do método da Superposição Modal.

Os três métodos disponibilizados no programa para realizar esse tipo de análise são o Método Completo (Full Method), o Método da Superposição Modal (Mode Superposition Method) e o Método Reduzido (Reduced Method). O utilizado neste trabalho foi o primeiro, que é o configurado como padrão do programa e que é o mais geral, mais fácil de se utilizar e menos restritivo dos três, embora seja o mais caro em termos computacionais.

A matriz de amortecimento de Rayleigh [C] é calculada como uma combinação linear das matrizes de massa [M] e de rigidez [K], como a seguir:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (5.2)$$

Em geral, os valores de  $\alpha$  e  $\beta$ , chamados de coeficientes de Rayleigh, não são conhecidos diretamente, mas calculados a partir da taxa de amortecimento modal  $\xi_i$  de um modo de vibração  $i$ , dado pela relação:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_i} + \beta \frac{\omega_i}{2} \quad (5.3)$$

onde:

$\xi_i$  = taxa de amortecimento modal do  $i$ -ésimo modo;

$\omega_i$  = frequência de vibração circular do  $i$ -ésimo modo.

Em muitos problemas práticos de estruturas  $\alpha = 0$ , então a relação (5.3) torna-se:

$$\beta = \frac{2\xi_i}{\omega_i} \quad (5.4)$$

### **5.3. PROGRAMA COMPUTACIONAL PARA GERAÇÃO DO CARREGAMENTO DINÂMICO - *npessoas***

Para se obter o valor das cargas geradas por cada pessoa nos nós pré-determinados da laje em cada um dos passos de tempo, foi elaborado um código computacional em linguagem

FORTRAN 90 para resolver o valor de  $F_p$  dado pela equação (3.1). Esse programa, chamado de *npessoas*, fornece os dados de tempo e amplitude de força para cada um dos nós escolhidos para todo o período durante o qual se considera o carregamento dinâmico.

No Anexo A do presente trabalho são apresentados o programa *npessoas* por inteiro e as informações sobre o seu funcionamento, com um fluxograma ilustrativo, tabelas e um exemplo prático de situação com os gráficos resultantes.

#### **5.4. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Foi exposto como o programa computacional ANSYS 5.4 (1995) é uma ferramenta computacional extremamente potente e que oferece recursos sofisticados para análise estrutural em elementos finitos, possibilitando uma simulação satisfatoriamente próxima à realidade de estruturas, bem como de carregamentos estáticos e dinâmicos e as respectivas respostas estruturais.

O programa *npessoas*, elaborado em linguagem FORTRAN 90, é bastante simples e permitiu a obtenção do carregamento dinâmico gerado por diversas pessoas de peso igual pulando simultaneamente sobre pontos fixos de uma estrutura qualquer. Isso tornou possível a simulação desse carregamento em diversas situações, como será mostrado no capítulo seguinte.

Por esses motivos, esses foram os programas escolhidos para se realizar as análises estruturais inicialmente propostas, cujos resultados serão analisados mais adiante.



## 6. ANÁLISE NUMÉRICA

### 6.1. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A estrutura em estudo corresponde a um edifício comercial localizado na cidade de Brasília, como mostra a figura 6.1.



Figura 6.1. Edifício comercial considerado neste estudo.

O edifício possui 5 andares, distribuídos em um pavimento de subsolo, um pavimento térreo, 1º e 2º pavimentos e cobertura. As figuras 6.2, 6.3 e 6.4 mostram, respectivamente, as estruturas do pavimento térreo, do 1º e do 2º pavimentos, todos em planta.

Não são apresentadas as estruturas do subsolo e da cobertura porque seus respectivos desenhos não foram disponibilizados.

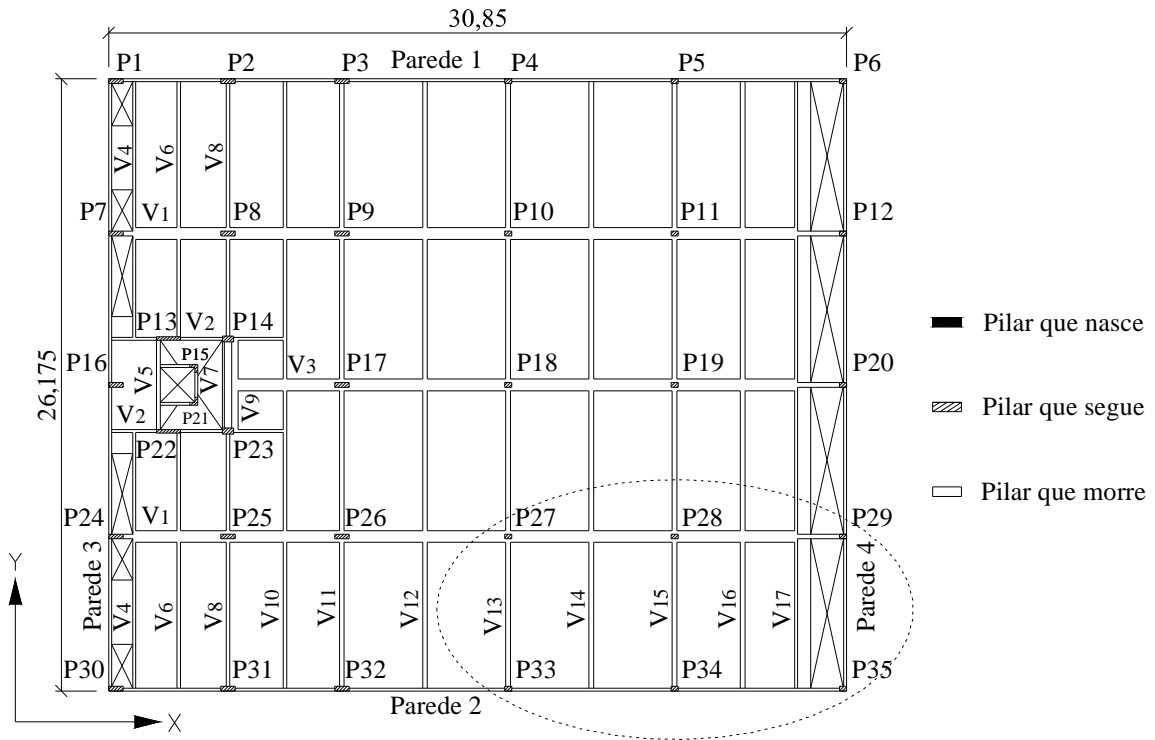


Figura 6.2. Estrutura do pavimento térreo com o trecho analisado em destaque (dimensões em metros).

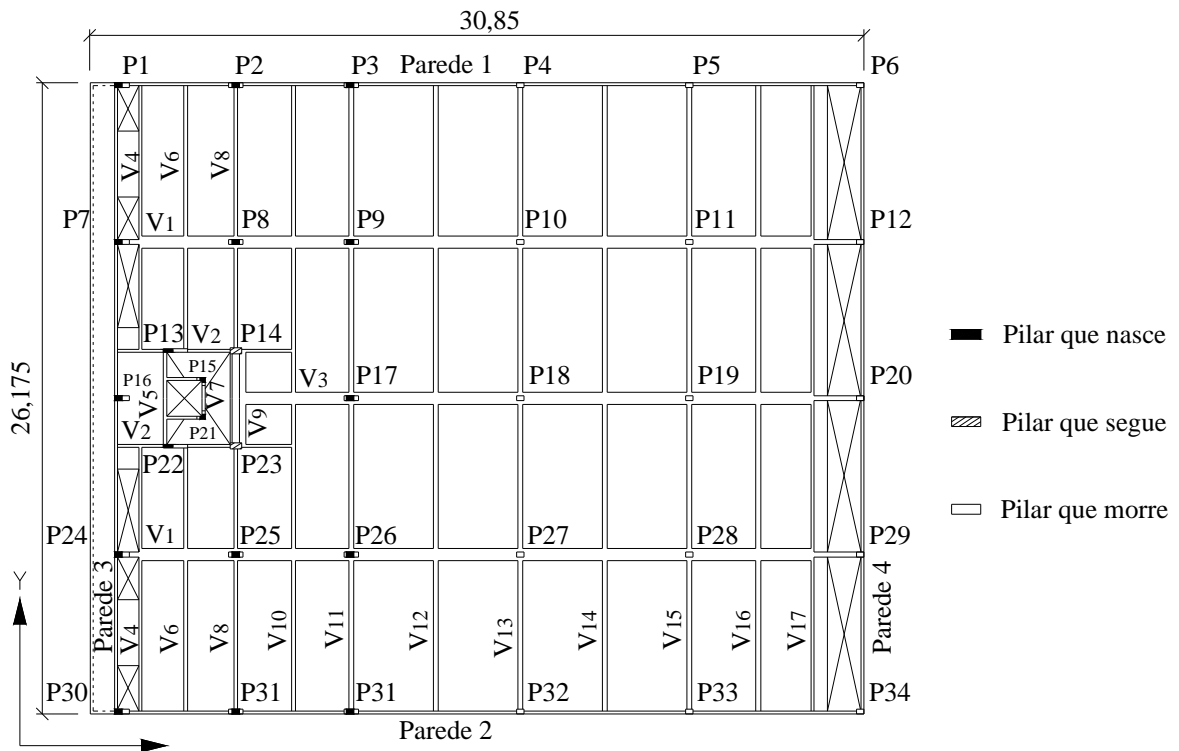


Figura 6.3. Estrutura do 1º pavimento (dimensões em metros).

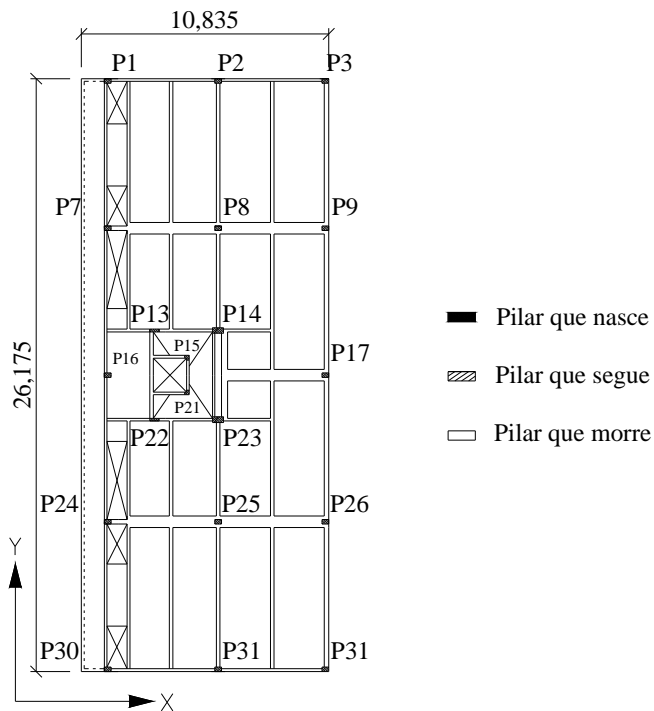


Figura 6.4. Estrutura do 2º pavimento (dimensões em metros).

A figura 6.5 é um corte transversal esquemático de toda a estrutura ao longo do eixo x, e apresenta as dimensões verticais em metros.

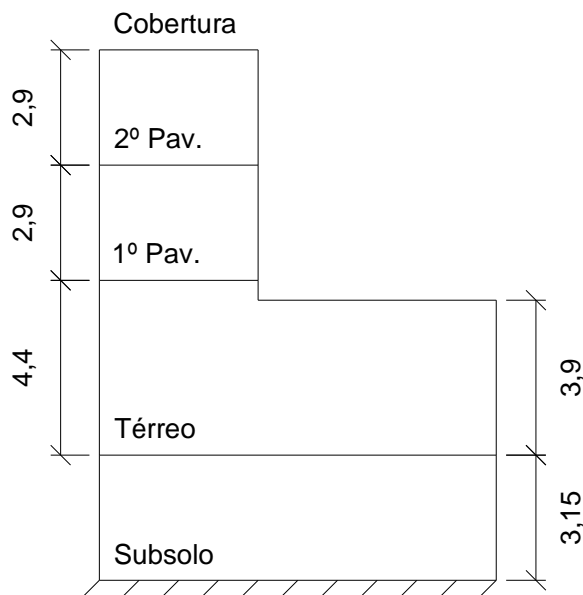


Figura 6.5. Corte transversal esquemático da estrutura ao longo do eixo x (dimensões em metros).

A estrutura do edifício é em concreto armado com  $f_{ck}$  de 15 MPa, com lajes maciças de 7 cm de espessura apoiadas em vigas de seção retangular de medidas variáveis e essas, por

sua vez, apoiadas em pilares, também de seção retangular e com medidas variáveis.

A estrutura de interesse para este estudo é apenas um trecho retangular do pavimento térreo, com dimensões 14,075 x 6,49 m, destacado na figura 6.2. O pé-direito desse pavimento é de 3,15 m.

Nessa área, localizada entre os pilares P27, P29, P33 e P35, ocorrem as aulas de ginástica e de dança sendo, conseqüentemente, onde atuam os carregamentos dinâmicos gerados por essas atividades. A figura 6.6 mostra mais detalhadamente o trecho analisado.

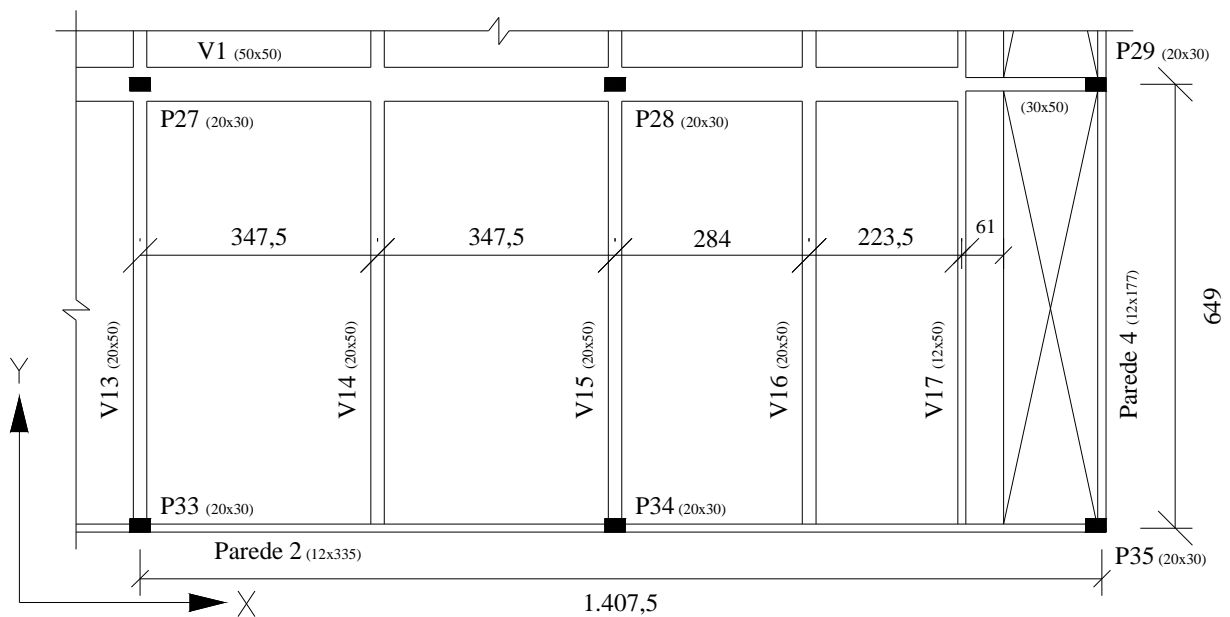


Figura 6.6. Detalhe do trecho da laje analisado (dimensões em centímetros).

As propriedades físicas atribuídas aos elementos estruturais – laje, vigas e pilares – foram as que geralmente se encontram no concreto armado, isto é, módulo de elasticidade  $E$  de 29 GPa, massa específica de  $2500 \text{ kg/m}^3$  e coeficiente de Poisson de 0,3.

As propriedades geométricas dependem de cada peça estrutural individualmente, como mostrado na tabela 6.1, onde  $b$  e  $h$  se referem, respectivamente, à menor e à maior dimensões dos pilares. Já na tabela 6.2,  $b$  e  $h$  se referem à base e à altura das vigas.

Tabela 6.1. Propriedades geométricas dos pilares.

<b>PILAR</b>	<b>b (m)</b>	<b>h (m)</b>	<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	<b>I (m<sup>4</sup>)</b>
P1	0,2	0,6	0,12	0,0036
P2	0,2	0,6	0,12	0,0036
P3	0,2	0,6	0,12	0,0036
P4	0,2	0,3	0,06	0,00045
P5	0,2	0,3	0,06	0,00045
P6	0,2	0,3	0,06	0,00045
P7	0,2	0,6	0,12	0,0036
P8	0,2	0,6	0,12	0,0036
P9	0,2	0,6	0,12	0,0036
P10	0,2	0,3	0,06	0,00045
P11	0,2	0,3	0,06	0,00045
P12	0,2	0,3	0,06	0,00045
P13	0,15	1,0	0,15	0,0125
P14	0,25	0,47	0,1175	0,00216
P15	Não considerado			
P16	0,2	0,6	0,12	0,0036
P17	0,2	0,6	0,12	0,0036
P18	0,2	0,3	0,06	0,0036
P19	0,2	0,3	0,06	0,0036
P20	0,2	0,3	0,06	0,0036
P21	Não considerado			
P22	0,15	1,0	0,15	0,0125
P23	0,25	0,47	0,1175	0,00216
P24	0,2	0,6	0,12	0,0036
P25	0,2	0,6	0,12	0,0036
P26	0,2	0,6	0,12	0,0036
P27	0,2	0,3	0,06	0,00045
P28	0,2	0,3	0,06	0,00045
P29	0,2	0,3	0,06	0,00045
P30	0,2	0,6	0,12	0,0036
P31	0,2	0,6	0,12	0,0036
P32	0,2	0,6	0,12	0,0036
P33	0,2	0,3	0,06	0,00045
P34	0,2	0,3	0,06	0,00045
P35	0,2	0,3	0,06	0,00045

\*P15 e P21 são mais complexos de serem modelados em elementos finitos, por isso não foram considerados uma vez que não fazem parte da estrutura de interesse para este estudo.

Tabela 6.2. Propriedades geométricas das vigas.

VIGA	b (m)	h (m)	A (m <sup>2</sup> )	I <sub>zz</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>xx</sub> (m <sup>4</sup> )
PAR.1=PAR.2	0,12	3,35	0,402	0,376	0,0005	0,376
V1	0,5	0,5	0,25	0,005	0,005	0,01
V2	0,12	0,5	0,06	0,001	0,0001	0,001
V3	0,5	0,5	0,25	0,005	0,005	0,01
PAR.3	0,12	3,27	0,3924	0,350	0,0005	0,35
V4	0,12	0,5	0,06	0,001	0,0001	0,001
V5	0,12	0,5	0,06	0,001	0,0001	0,001
V6	0,15	0,5	0,075	0,002	0,0001	0,002
V7	0,12	0,5	0,06	0,001	0,0001	0,001
V8	0,15	0,5	0,075	0,002	0,0001	0,002
V9	0,3	0,5	0,15	0,003	0,001	0,004
V10	0,2	0,5	0,1	0,002	0,0003	0,002
V11	0,2	0,5	0,1	0,002	0,0003	0,002
V12	0,2	0,5	0,1	0,002	0,0003	0,002
V13	0,2	0,5	0,1	0,002	0,0003	0,002
V14	0,2	0,5	0,1	0,002	0,0003	0,002
V15	0,2	0,5	0,1	0,002	0,0003	0,002
V16	0,2	0,5	0,1	0,002	0,0003	0,002
V17	0,12	0,5	0,06	0,001	0,0001	0,001
PAR.4	0,12	1,77	0,2124	0,055	0,0003	0,056

## 6.2. DISCRETIZAÇÃO

Para modelar a superfície da laje foi criada uma malha de nós no plano XY aproximadamente equidistantes entre si, e esses nós foram unidos quatro a quatro por elementos SHELL63.

As vigas foram modeladas unindo-se, dois a dois, os nós que formam as linhas correspondentes aos seus respectivos eixos, utilizando-se o elemento BEAM4. Assim, por exemplo, as linhas formadas pelos nós nas quatro bordas da laje foram usadas como os eixos das vigas parede Parede 1, Parede 2, Parede 3 e Parede 4.

Para modelar os pilares foram criados nós auxiliares para lhes servirem de base, deslocados 3,15 m do plano da laje no sentido negativo do eixo Z, e esses nós foram unidos também por elementos BEAM4 aos nós da laje correspondentes aos seus topos.

Em todas as análises realizadas foram simuladas as mesmas condições de apoio, obtidas pela imposição, nos nós que serviram de base para os pilares, de restrição aos movimentos de translação ao longo dos eixos X, Y e Z e também de rotação em torno dos mesmos.

Com isso, procurou-se simular a situação de engaste que os pilares têm na realidade em sua base.

A figura 6.7 ilustra como ficou a modelagem da estrutura, incluindo as vigas e os pilares e, na figura 6.8, os elementos aparecem com suas dimensões em perspectiva. Em ambas as figuras o trecho da estrutura de interesse para este trabalho está circulado em vermelho.

Feito isso, partiu-se para a simplificação da discretização pela execução do mesmo procedimento apenas no trecho da laje analisado. Com isso, foram gerados os nós que deram origem aos elementos SHELL63 e BEAM4, chegando-se à modelagem completa, como mostra a figura 6.9. A figura 6.10 mostra, ainda, os elementos com suas dimensões em perspectiva.

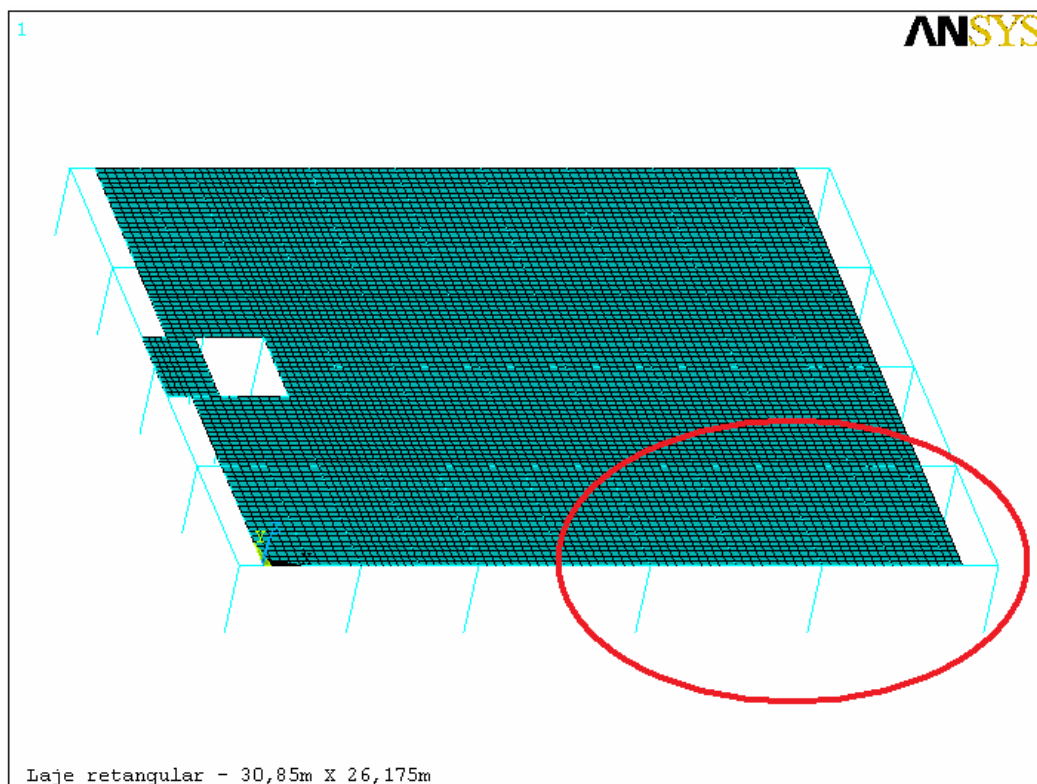


Figura 6.7. Modelagem da estrutura com o trecho analisado em destaque.

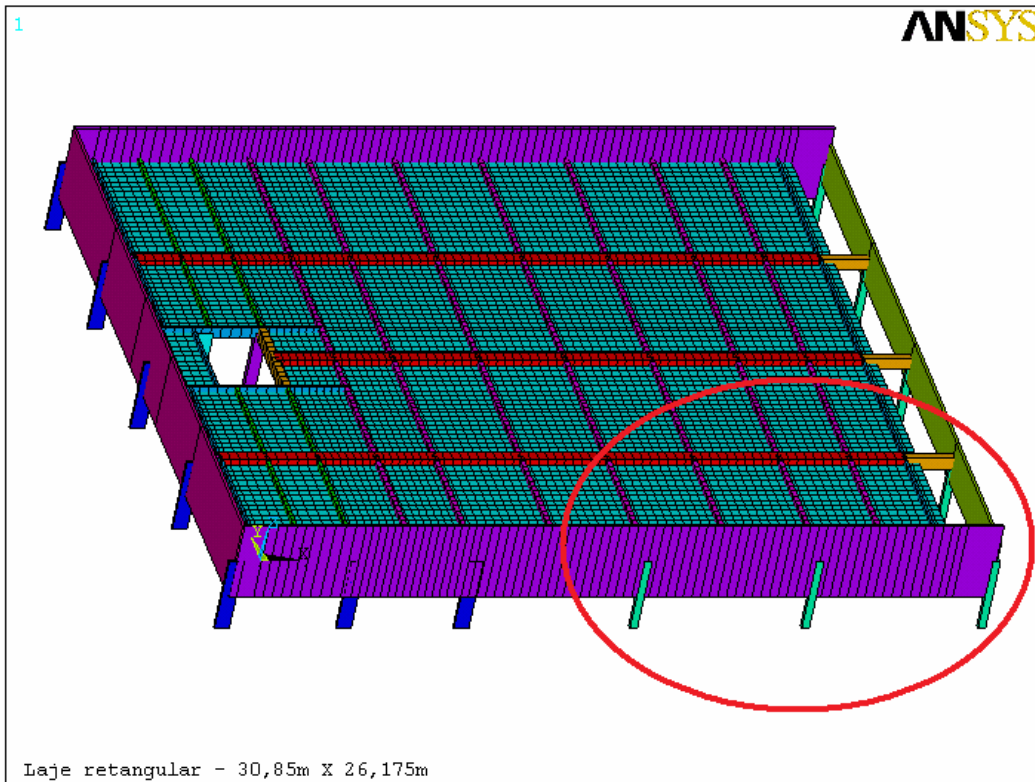


Figura 6.8. Elementos com dimensões em perspectiva com o trecho analisado em destaque.

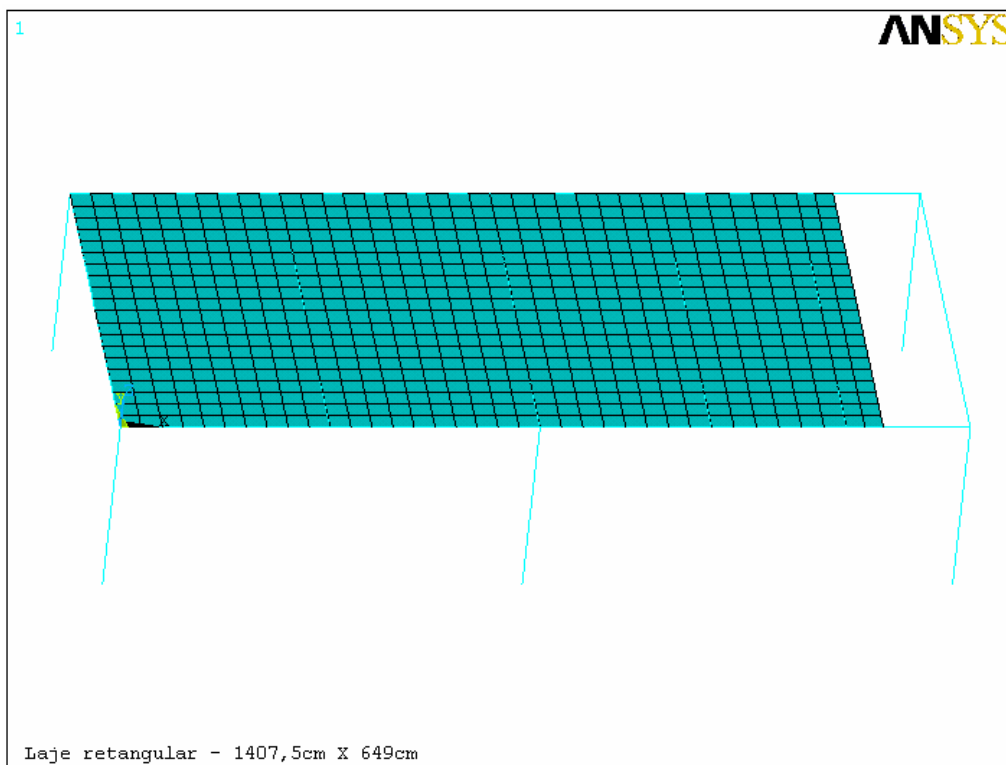


Figura 6.9. Modelagem do trecho analisado da laje.



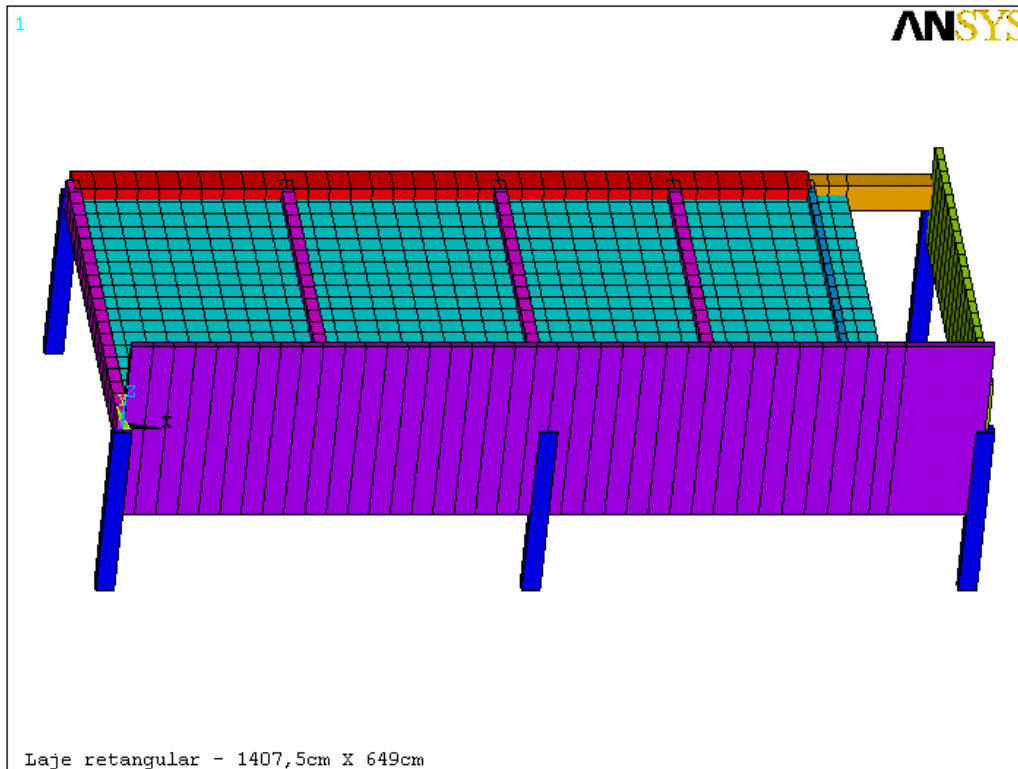


Figura 6.10. Elementos do trecho analisado da laje com dimensões em perspectiva.

Simulações realizadas com a estrutura completa revelaram que o seu comportamento, quando submetida a análises estática e modal, é equivalente ao observado na estrutura reduzida. Por esse motivo, e com o objetivo de se minimizar o esforço computacional e o tempo necessário durante as análises numéricas, optou-se por se analisar somente a estrutura reduzida.

Portanto, deste ponto em diante, quando for usada a palavra ‘estrutura’, se fará referência ao trecho destacado para a análise no presente trabalho.

### 6.3. ANÁLISE ESTÁTICA

A análise estática foi realizada para se verificar as deformações da estrutura e também como um teste indicativo da melhor discretização. Para tanto, aplicou-se uma carga distribuída sobre os nós no plano XY de  $2500 \text{ N/m}^2$ , a fim de simular a sobrecarga de revestimento típica desse tipo de edificação. Além dessa carga, a análise considerou ainda o peso próprio dos elementos estruturais.

Na figura 6.11, que ilustra os resultados obtidos com essa análise, é possível identificar que, conforme o esperado, observam-se maiores deslocamentos nos centros dos vãos, indicando não apenas que a laje está corretamente apoiada nas vigas e essas nos pilares, mas também uma solidarização entre a laje e as vigas.

De fato, a estrutura trabalha monoliticamente, o que demonstra que o modelo proposto representa adequadamente o comportamento estático.

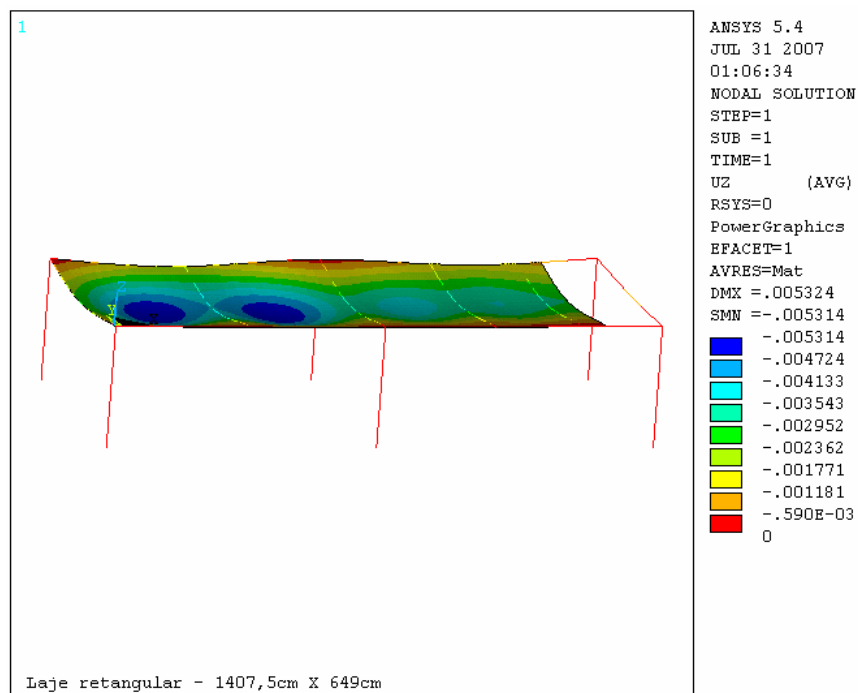


Figura 6.11. Deslocamento na direção do eixo Z devido à carga estática distribuída somada ao peso próprio da estrutura (m).

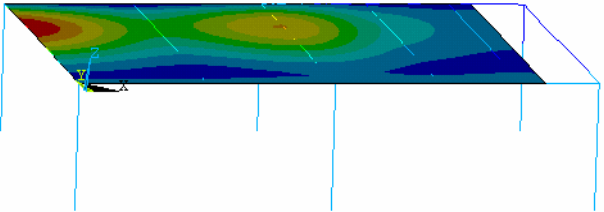
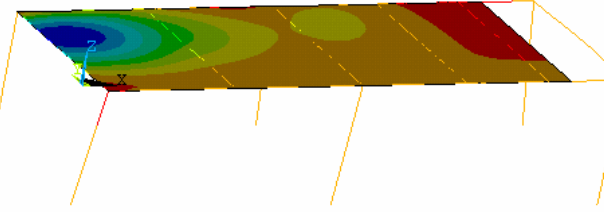
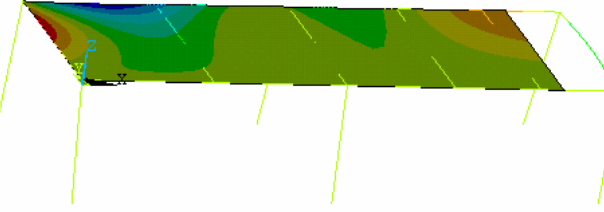
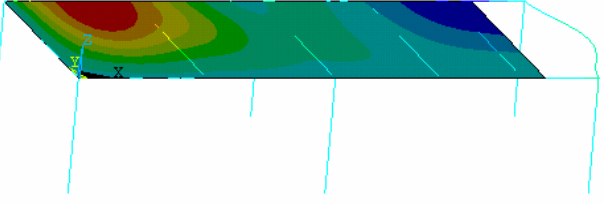
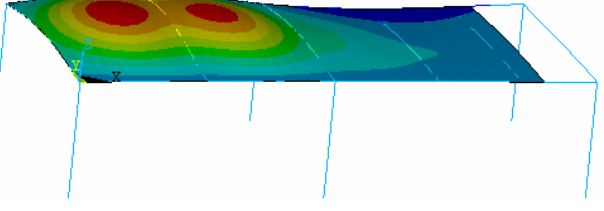
Segundo a tabela 4.1 da norma NBR 6118 (2003), pelo efeito “Aceitabilidade sensorial”, o deslocamento admissível em lajes é  $l/250$ , onde  $l$  é o comprimento do vão da laje. O deslocamento máximo ocorre na laje cujo vão menor mede 3,475 m. Assim, o deslocamento máximo admissível nesse vão é de 13,9 mm.

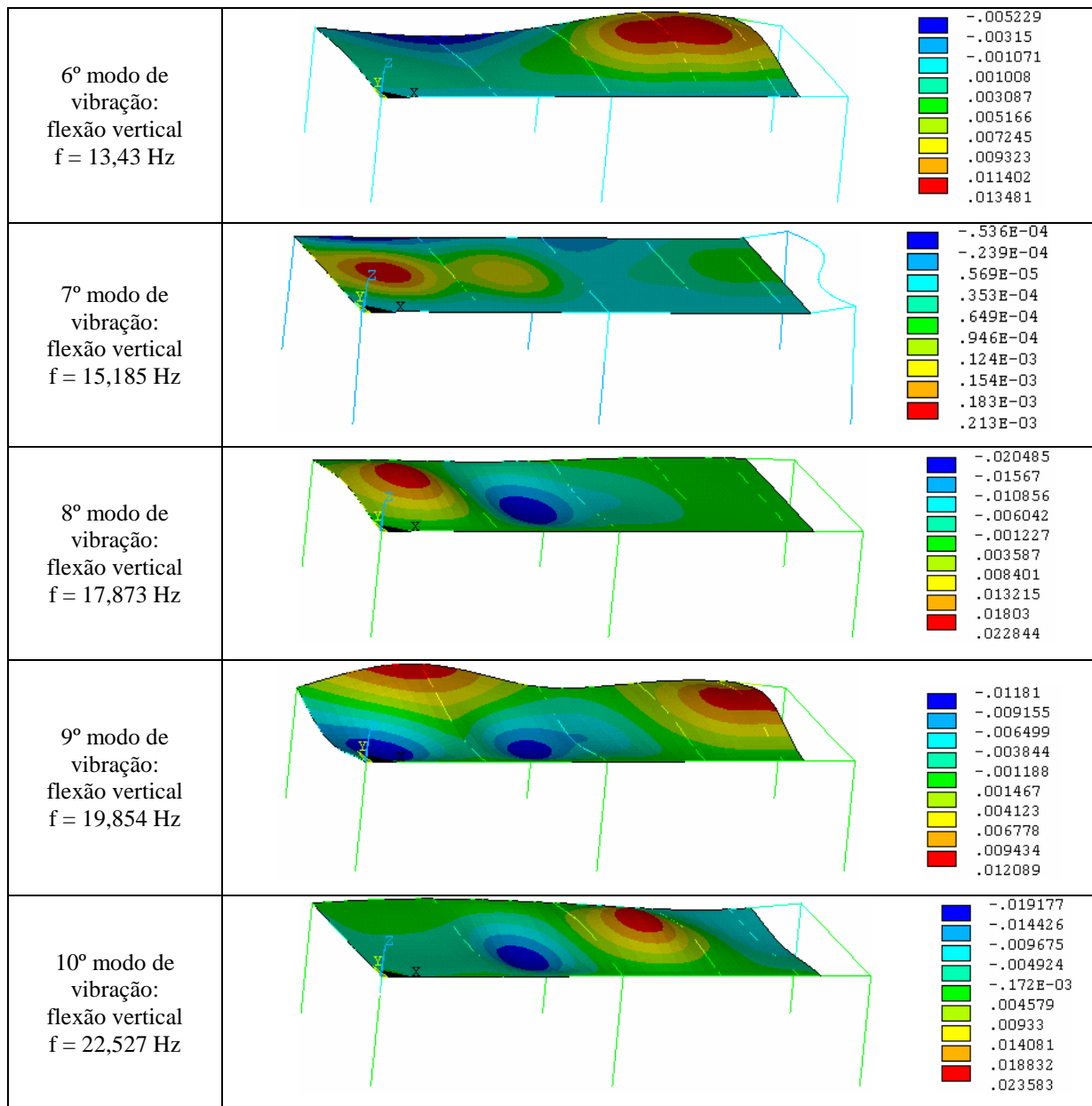
Como o deslocamento máximo observado na análise estática é de 5,314 mm, conclui-se que a norma é atendida.

## 6.4. ANÁLISE MODAL

A análise modal realizada neste trabalho teve por objetivo obter as 10 primeiras frequências naturais de vibração da estrutura e os seus modos de vibração associados, cujo resultado está indicado na tabela 6.3, a seguir.

Tabela 6.3. Primeiros 10 modos de vibração com suas respectivas frequências naturais de vibração.

<p>1º modo de vibração: flexão lateral f = 2,56 Hz</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>-.340E-04</li> <li>-.836E-05</li> <li>.173E-04</li> <li>.430E-04</li> <li>.686E-04</li> <li>.943E-04</li> <li>.120E-03</li> <li>.146E-03</li> <li>.171E-03</li> <li>.197E-03</li> </ul>
<p>2º modo de vibração: flexão lateral com torção dos pilares f = 3,763 Hz</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>-.196E-03</li> <li>-.171E-03</li> <li>-.145E-03</li> <li>-.120E-03</li> <li>-.946E-04</li> <li>-.692E-04</li> <li>-.437E-04</li> <li>-.183E-04</li> <li>.715E-05</li> <li>.326E-04</li> </ul>
<p>3º modo de vibração: flexão lateral com torção dos pilares f = 3,977 Hz</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>-.328E-03</li> <li>-.265E-03</li> <li>-.202E-03</li> <li>-.139E-03</li> <li>-.765E-04</li> <li>-.138E-04</li> <li>.490E-04</li> <li>.112E-03</li> <li>.175E-03</li> <li>.237E-03</li> </ul>
<p>4º modo de vibração: flexão vertical f = 9,348 Hz</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>-.450E-04</li> <li>-.288E-04</li> <li>-.126E-04</li> <li>.361E-05</li> <li>.198E-04</li> <li>.360E-04</li> <li>.522E-04</li> <li>.684E-04</li> <li>.846E-04</li> <li>.101E-03</li> </ul>
<p>5º modo de vibração: flexão vertical f = 12,234 Hz</p>		<ul style="list-style-type: none"> <li>-.002716</li> <li>-.698E-03</li> <li>.00132</li> <li>.003339</li> <li>.005357</li> <li>.007375</li> <li>.009393</li> <li>.011412</li> <li>.01343</li> <li>.015448</li> </ul>



Observa-se, com essa análise, que os três primeiros modos naturais de vibração ocorrem na direção horizontal. A vibração relativa a esses modos ocorre, portanto, com flexão dos pilares no primeiro modo e com flexão e torção dos pilares no segundo e no terceiro modos, levando a laje a vibrar na direção paralela ao seu próprio plano.

Particularmente, no primeiro modo de vibração ocorre o deslocamento horizontal da laje na direção do eixo Y. No segundo e no terceiro modos a laje gira paralelamente ao seu próprio plano e em torno de um eixo vertical, paralelo ao eixo Z, localizado aproximadamente no seu centro.

As frequências de vibração associadas aos três primeiros modos têm valores próximos aos associados aos carregamentos dinâmicos gerados por pessoas praticando atividades físicas.

É apenas a partir do quarto modo de vibração que aparecem os primeiros deslocamentos verticais na estrutura, que não são muito significativos se comparados com os encontrados nos modos seguintes. Além disso, a frequência associada a esse modo, o quarto, apresenta um valor de mais de 9,0 Hz, ou seja, muito acima das maiores frequências de excitação causadas por pessoas praticando atividades físicas. Assim, esse modo e os seguintes, cujas frequências associadas apresentam valores ainda mais elevados, possivelmente não seriam muito significativamente excitados quando a estrutura fosse submetida aos carregamentos dinâmicos típicos de academia de ginástica.

## 6.5. ANÁLISE DINÂMICA

Foi necessário, em princípio, fazer uma avaliação da taxa de amortecimento modal da estrutura.

Segundo a norma canadense CAN3 – S16 – M84 (1984) e a norma brasileira NBR 8800 (1986), pisos acabados (incluindo revestimentos, forros, dutos e mobiliário), em geral, apresentam uma taxa de amortecimento estrutural  $\xi$ , em percentual do amortecimento crítico, de 6%. A mesma informação é apresentada pelo CEB 209 (1991) com respeito a pisos de edifícios comerciais de escritórios.

Como já visto na análise modal, o modo fundamental de vibração da estrutura, isto é, o primeiro modo, dominante, caracteriza-se por uma frequência natural de vibração  $f$  de 2,56 Hz, ou  $\omega=16,08$  rad/s. Com esse valor de frequência, utilizando-se a equação (5.4), calcula-se o coeficiente  $\beta$  de Rayleigh, obtendo-se 0,00746. Esse é o valor que, introduzido na análise transiente como BETAD, é utilizado pelo programa ANSYS como multiplicador da matriz de rigidez da estrutura. Assim, o programa calcula a matriz de amortecimento da estrutura.

Os nós onde foi aplicada a carga dinâmica foram selecionados buscando-se uma distribuição homogênea sobre a laje e, simultaneamente, permitindo-se haver um espaço de aproximadamente 1,5 m entre as pessoas que estariam posicionadas sobre eles. O objetivo dessa distribuição foi o de se gerar uma carga dinâmica sobre a estrutura que fosse representativa de uma aula de ginástica.

### **6.5.1. Análise transiente**

Foi realizada uma série de análises transientes simulando uma aula de ginástica com o carregamento dinâmico atuando durante 20 s, com um número de pessoas que variou entre 16 e 19. Esse tempo foi subdividido em intervalos de tempo ou passos de tempo de 0,01 s.

Para cada uma dessas situações foram obtidos, desta forma, 2.000 dados de tempo e suas respectivas cargas associadas aplicadas em nós específicos da estrutura.

Antes que as análises fossem executadas, foram identificados, ainda, alguns nós que provavelmente apresentariam as condições mais críticas de deslocamento, velocidade e aceleração verticais. Tendo-se isso em conta, para as análises de deslocamentos, velocidades e acelerações verticais, foram escolhidos nós nos centros dos vãos de laje, sob os pontos de aplicação de carga, nos pontos de maior deslocamento modal e em outros que estivessem posicionados em locais onde a laje é mais flexível.

Por fim, tendo-se feito essa pré-análise que resultou na escolha dos nós para aplicação da carga dinâmica e dos nós para verificação da resposta da laje, realizou-se a análise dinâmica em si por meio do programa computacional ANSYS. Para isso, foram simulados quatro cenários de carregamentos. Em todos os casos, foram obtidos, em cada nó, gráficos que expressam o deslocamento, a velocidade e a aceleração verticais ao longo dos 20 segundos de aplicação de carga dinâmica. O programa ANSYS também disponibilizou para cada nó uma listagem dos valores máximos de cada uma dessas três variáveis mencionadas, o que facilitou a identificação daqueles em situação mais crítica de vibração.

Com essas informações, foi possível identificar na laje os locais exatos que apresentaram maior amplitude de vibração.

Para facilitar a explicação das diferentes situações de carregamento, é apresentada a figura 6.12, que mostra a estrutura subdividida nos vãos I, II, III e IV.

Foram concebidas, então, quatro situações de carregamento dinâmico, explicadas nos próximos itens. Ao fim, apresenta-se uma análise abrangendo todas as situações.

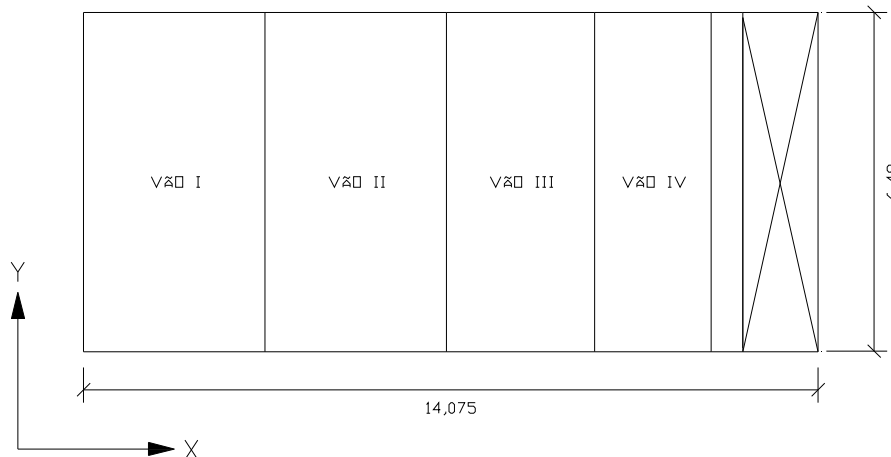


Figura 6.12. Divisão da estrutura em vãos (dimensões em metros).

#### 6.5.1.1. Situação 1

Para a presente situação e todas as demais foi adotada uma massa corporal média para todas as pessoas, no valor de 80 kg. Assim, o peso  $G$  considerado para todas as situações foi de 800 N.

Para a simulação dessa primeira situação adotou-se para a frequência de excitação dinâmica o mesmo valor da frequência do primeiro modo fundamental da estrutura, que foi encontrado na análise modal, ou seja,  $f_s = 2,564$  Hz. Com esse valor fixado, pelo gráfico da figura 3.4 foi encontrado  $K_p = 2,185$ , e para o tempo de contato considerou-se  $t_p = 0,195$  s.

Por fim, foi escolhido o número de 16 pessoas, das quais uma representa o professor, que dá a aula de ginástica, e as demais são os alunos. Os nós escolhidos foram o 57, para o professor e, para os 15 alunos, os nós 235, 241, 247, 253, 259, 463, 469, 475, 481, 487, 691, 697, 703, 709, 715.

A figura 6.13, a seguir, ilustra essa situação, com os pontos em vermelho indicando os nós sobre os quais há pessoas pulando.

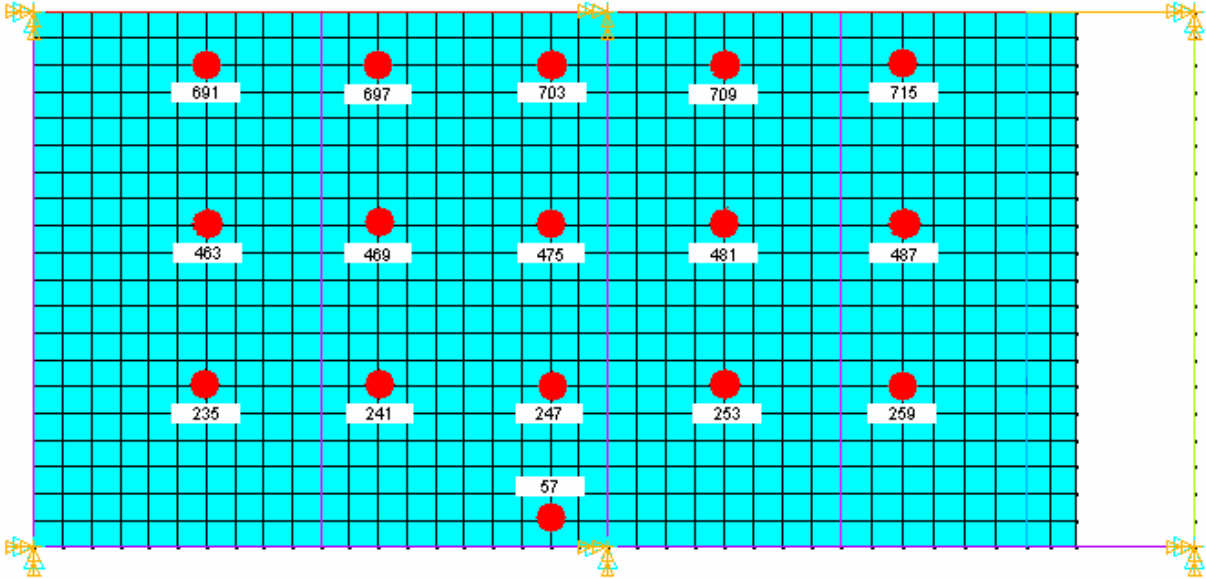


Figura 6.13. Situação de carregamento dinâmico 1.

A figura 6.14, a seguir, apresenta os nós pré-selecionados para serem avaliados na situação 1.

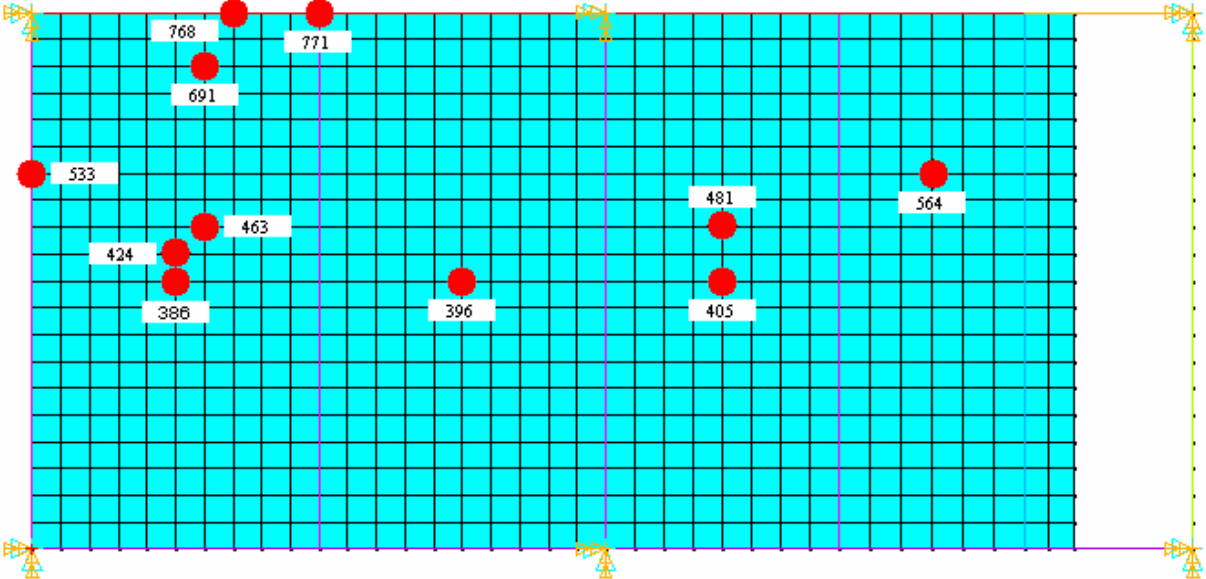


Figura 6.14. Nós avaliados na situação 1.

A tabela 6.4, a seguir, apresenta os valores máximos da resposta dinâmica da estrutura nesses nós. Nessa tabela,  $U_z$ ,  $V_z$  e  $a_z$  significam, respectivamente, deslocamento,



velocidade e aceleração na direção z (vertical).

Tabela 6.4. Nós avaliados na situação 1.

Nó	Local	Valores máximos		
		$U_z$ (mm)	$V_z$ (m/s)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )
386	Centro do Vão I	0,419	0,0081	0,303
396	Centro do Vão II	0,429	0,0084	0,335
405	Centro do Vão IV e local de grande deslocamento modal	0,328	0,0061	0,231
424	Local de grande deslocamento modal	0,434	0,0083	0,308
463	Nó carregado e local de grande deslocamento modal	0,461	0,0087	0,313
481	Nó carregado	0,352	0,0064	0,232
533	Local de grande deslocamento modal	0,116	0,0025	0,106
564	Local de grande deslocamento modal	0,219	0,0042	0,159
691	Nó carregado	0,231	0,0043	0,150
768	Local de grande deslocamento modal	0,114	0,0022	0,085
771	Local de grande deslocamento modal	0,122	0,0024	0,091

As figuras a seguir apresentam os gráficos de deslocamento e aceleração no tempo dos três nós que registraram os valores máximos mais significativos da situação 1, ou seja, os nós 396, 424 e 463.

Nas figuras 6.15 e 6.16, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 396, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.

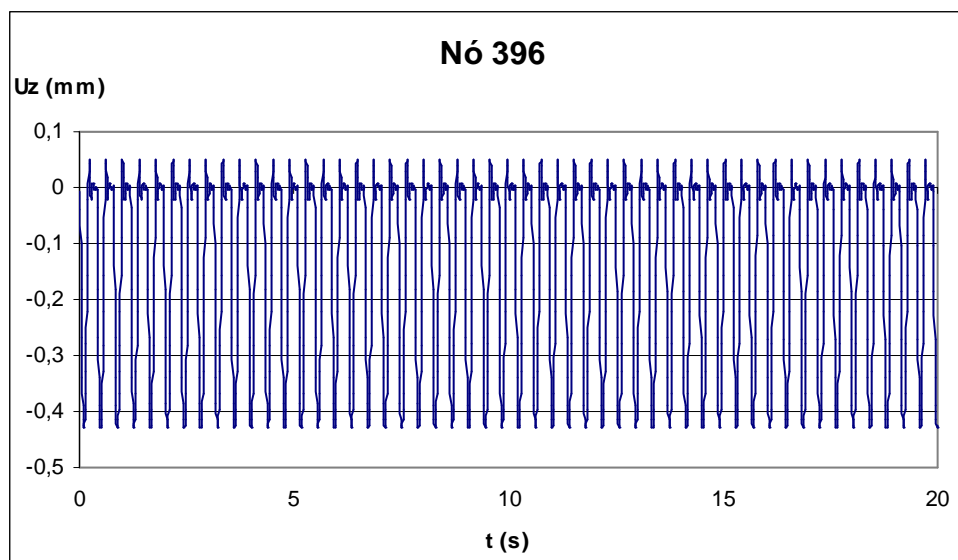


Figura 6.15. Deslocamento vertical do nó 396 (mm).

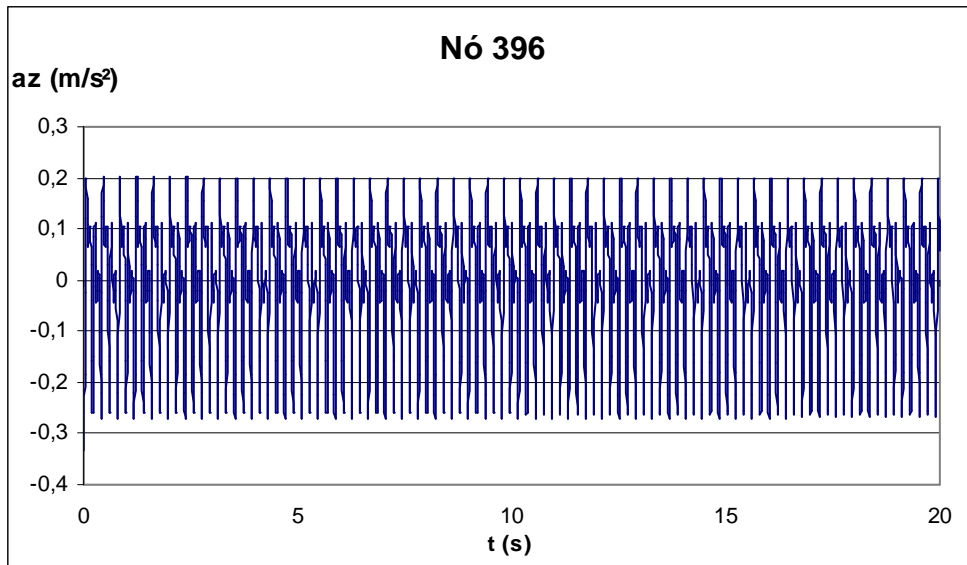


Figura 6.16. Aceleração vertical do nó 396 (m/s<sup>2</sup>).

Nas figuras 6.17, e 6.18, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 424, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.

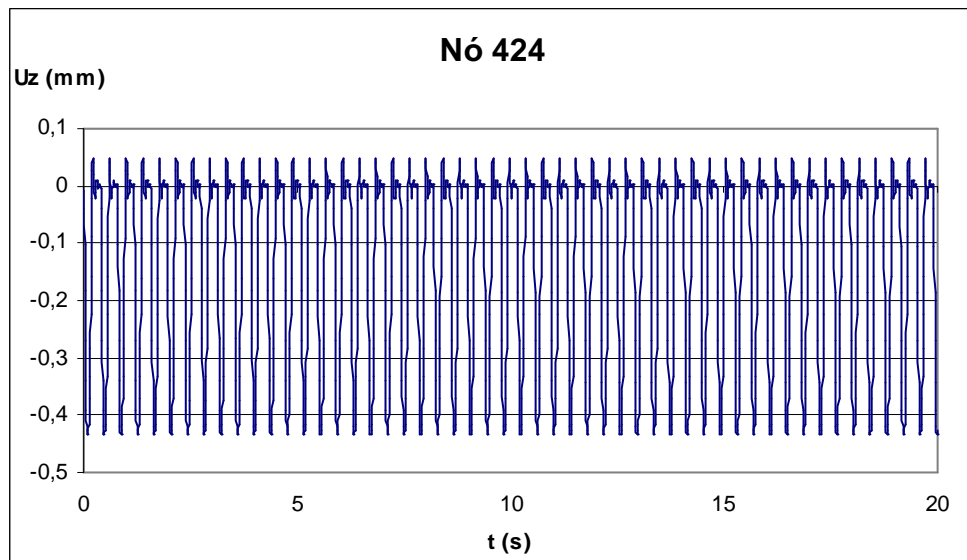


Figura 6.17. Deslocamento vertical do nó 424 (mm).

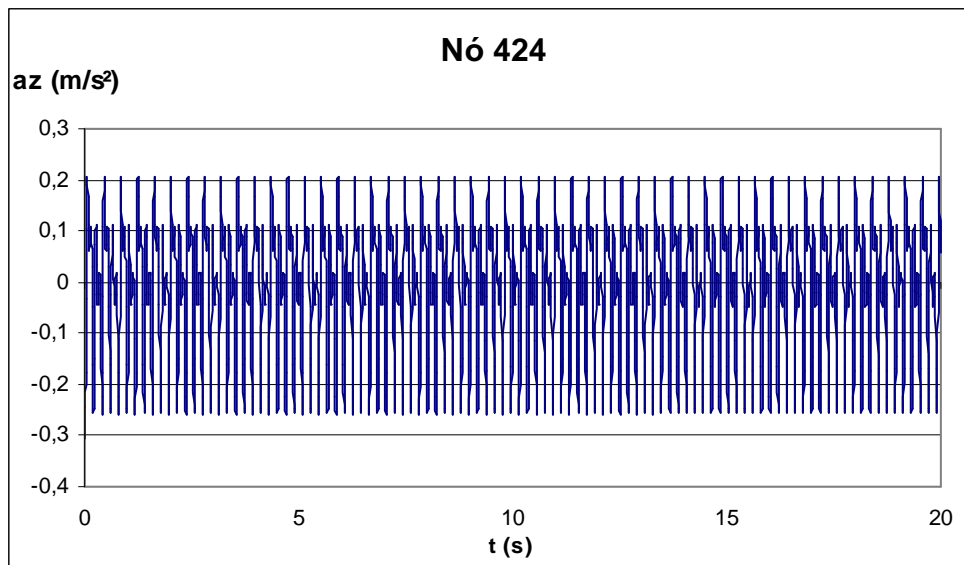


Figura 6.18. Aceleração vertical do nó 424 ( $m/s^2$ ).

Nas figuras 6.19 e 6.20, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 463, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.

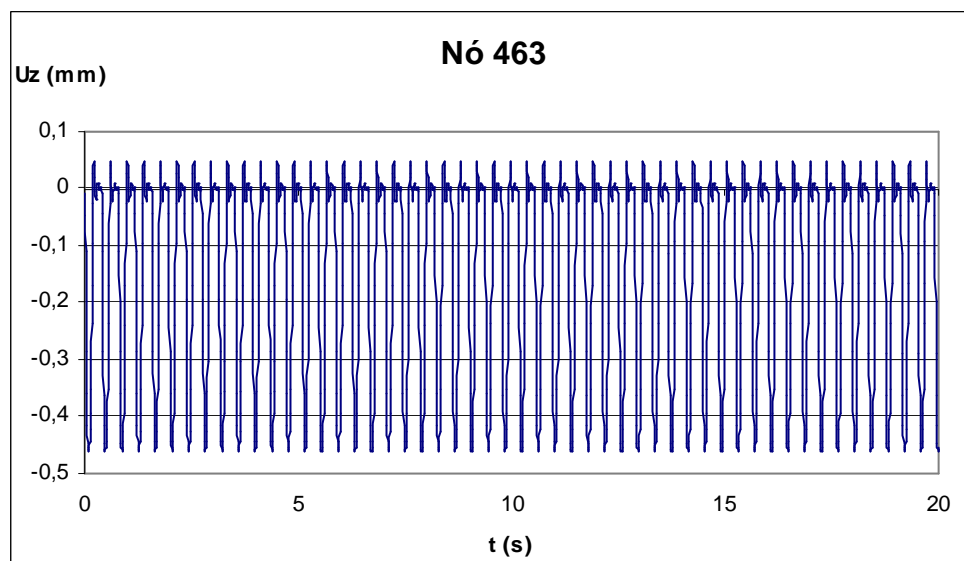


Figura 6.19. Deslocamento vertical do nó 463 (mm).

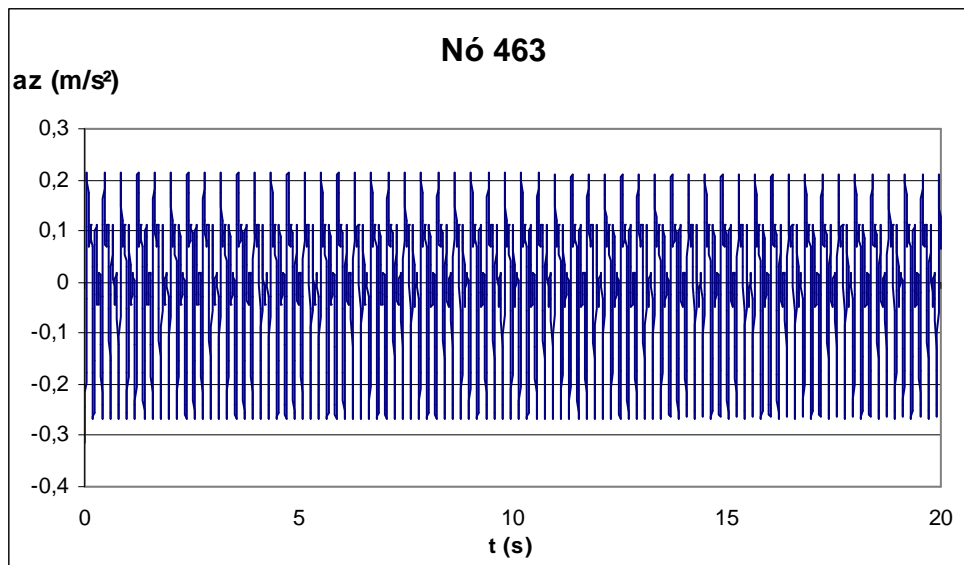


Figura 6.20. Aceleração vertical do nó 463 (m/s<sup>2</sup>).

#### 6.5.1.2. Situação 2

A tabela 3.2 apresenta, para a atividade “Pular”, um valor máximo de frequência de  $f_s = 3,40$  Hz. Esse foi o valor adotado nesta situação, e como  $T_p = 1/f_s$ , então  $T_p = 0,294$  s. Adotando-se arbitrariamente agora uma relação  $t_p/T_p = 0,5$ , isto é, considerando-se que o tempo de contato é metade do período do carregamento, pela figura 3.7 chega-se a  $k_p = 3,0$ . Pela mesma relação, encontra-se  $t_p = 0,147$  s.

O número adotado de pessoas e os nós escolhidos para aplicação da carga dinâmica são iguais à situação anterior, ou seja, 16 pessoas e os nós 57, 235, 241, 247, 253, 259, 463, 469, 475, 481, 487, 691, 697, 703, 709, 715.

Esta situação foi concebida para ter a disposição de pessoas sobre a estrutura exatamente como no caso anterior. Portanto, a figura 6.13 também ilustra a presente situação. O mesmo comentário pode ser feito quanto à figura 6.14, que também indica os nós avaliados na situação 2.

A diferença desta com relação à situação anterior é um menor tempo de contato entre os pés das pessoas e a estrutura, influenciando nas demais variáveis, havendo também um aumento no fator de impacto.

A tabela 6.5, a seguir, apresenta os valores máximos da resposta dinâmica da estrutura nos nós pré-selecionados para a situação 2. Nessa tabela,  $U_z$ ,  $V_z$  e  $a_z$  significam, respectivamente, deslocamento, velocidade e aceleração na direção z (vertical).

Tabela 6.5. Nós avaliados na situação 2.

Nó	Local	Valores máximos		
		$U_z$ (mm)	$V_z$ (m/s)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )
386	Centro do Vão I	0,631	0,0138	0,537
396	Centro do Vão II	0,644	0,0144	0,595
405	Centro do Vão IV e local de grande deslocamento modal	0,480	0,0104	0,407
424	Local de grande deslocamento modal	0,652	0,0142	0,546
463	Nó carregado e local de grande deslocamento modal	0,690	0,0148	0,553
481	Nó carregado	0,512	0,0109	0,406
533	Local de grande deslocamento modal	0,179	0,0043	0,191
564	Local de grande deslocamento modal	0,322	0,0071	0,280
691	Nó carregado	0,345	0,0073	0,264
768	Local de grande deslocamento modal	0,173	0,0038	0,151
771	Local de grande deslocamento modal	0,186	0,0041	0,162

Observa-se que para as três variáveis houve um significativo aumento dos valores máximos registrados com relação à situação 1, da seguinte forma: cerca de 50% nos deslocamentos, por volta de 70% nas velocidades, e cerca de 77% nas acelerações. Isso indica que o carregamento dinâmico aplicado neste caso é mais severo do que o anterior.

As figuras a seguir apresentam os gráficos de deslocamento e aceleração no tempo dos três nós que registraram os valores máximos mais significativos da situação 2, ou seja, os nós 396, 424 e 463.

Nas figuras 6.21 e 6.22, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 396, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.

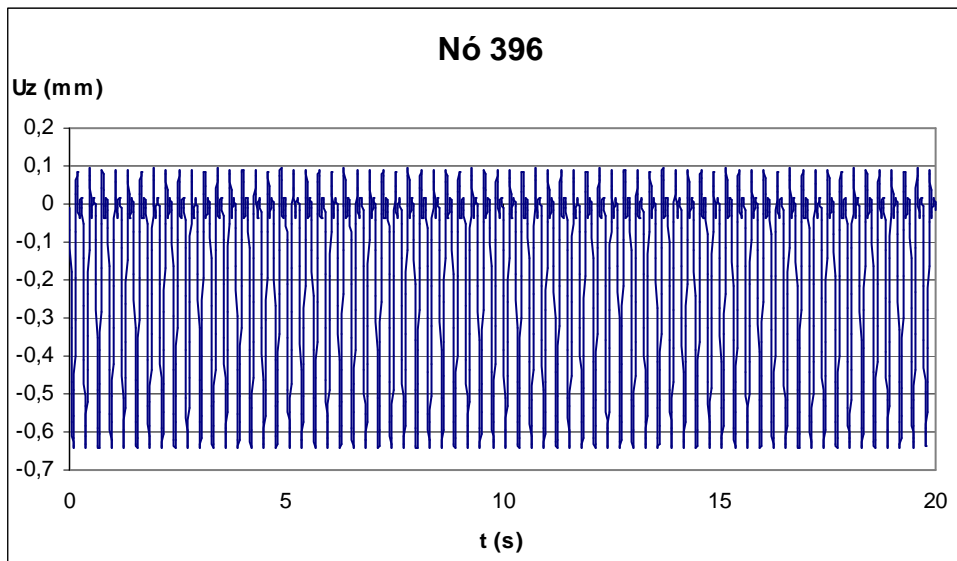


Figura 6.21. Deslocamento vertical do nó 396 (mm).

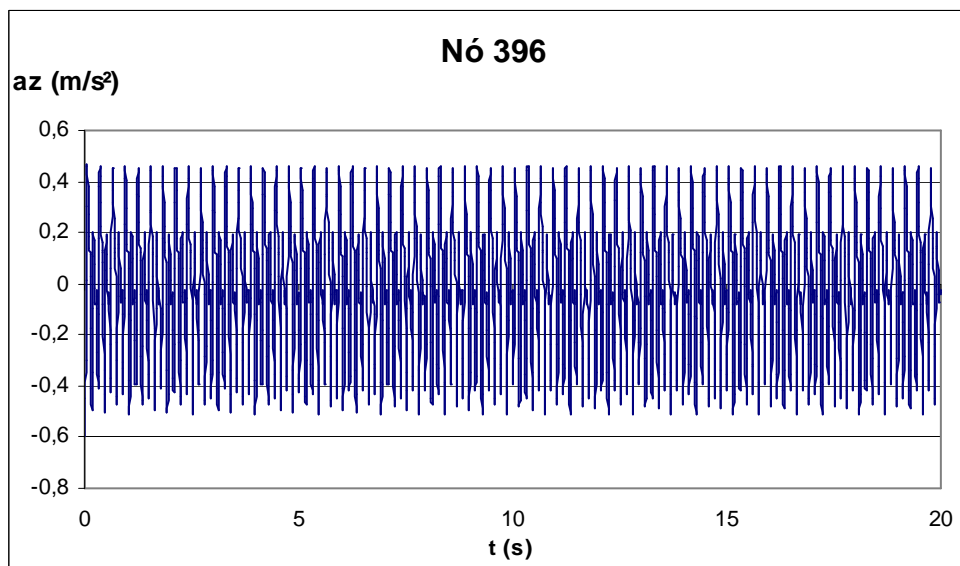


Figura 6.22. Aceleração vertical do nó 396 ( $m/s^2$ ).

Nas figuras 6.23, e 6.24, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 424, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.

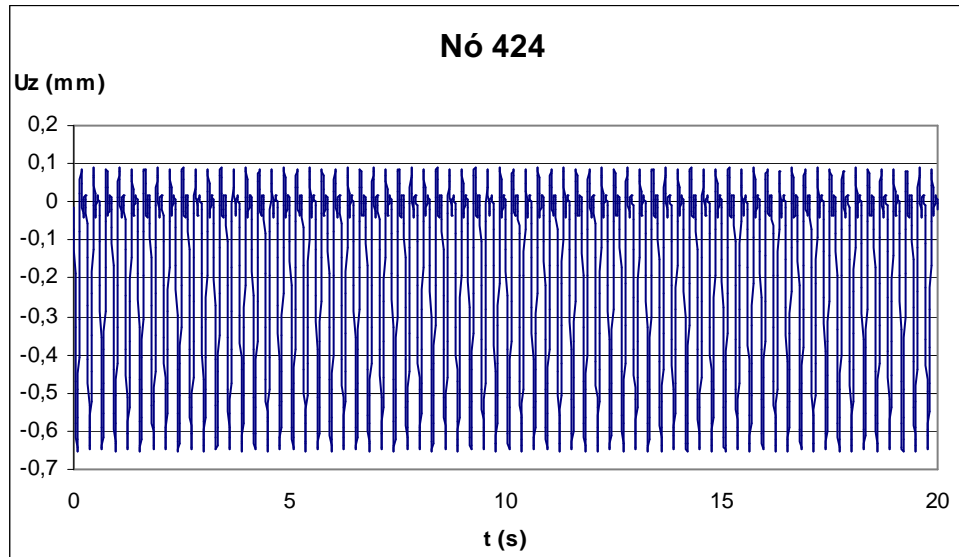


Figura 6.23. Deslocamento vertical do nó 424 (mm).

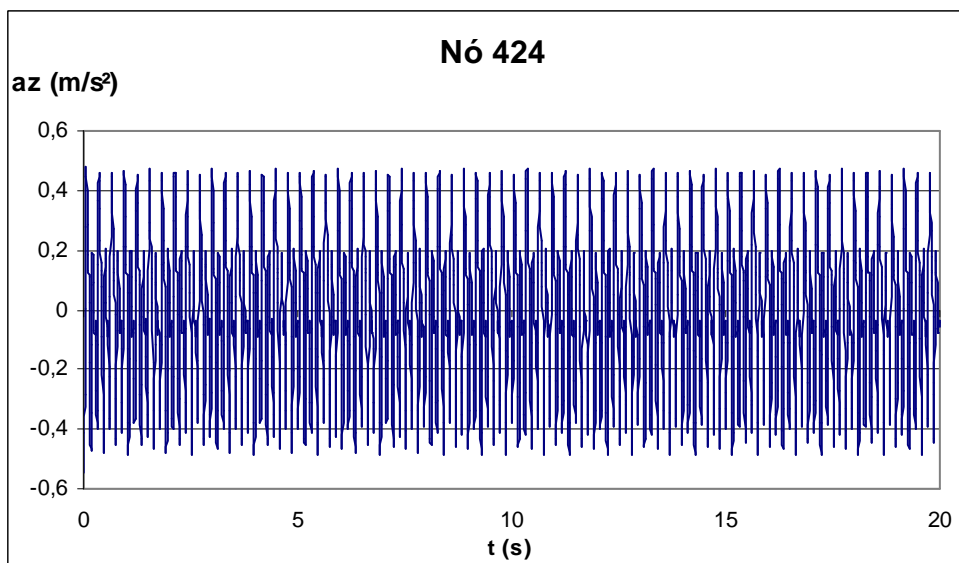


Figura 6.24. Aceleração vertical do nó 424 ( $m/s^2$ ).

Nas figuras 6.25 e 6.26, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 463, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.

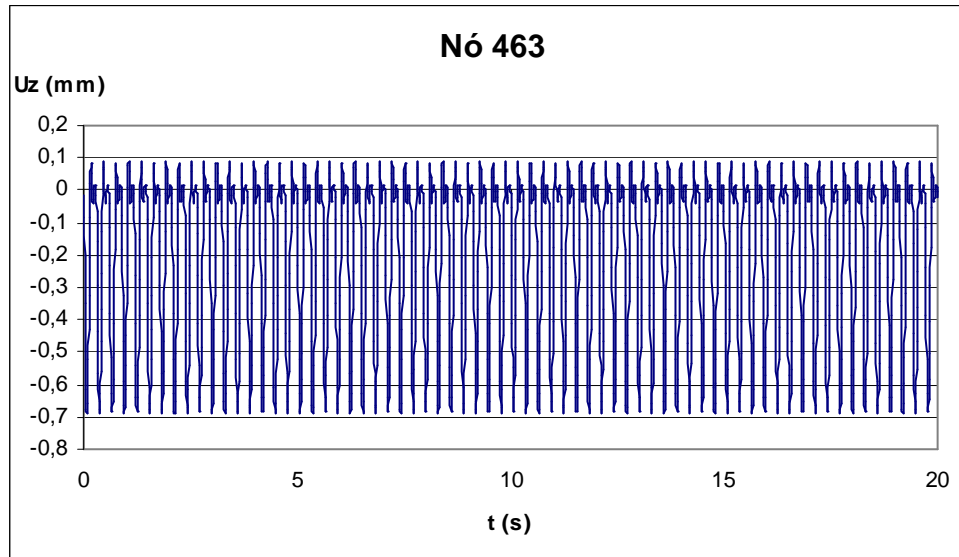


Figura 6.25. Deslocamento vertical do nó 463 (mm).

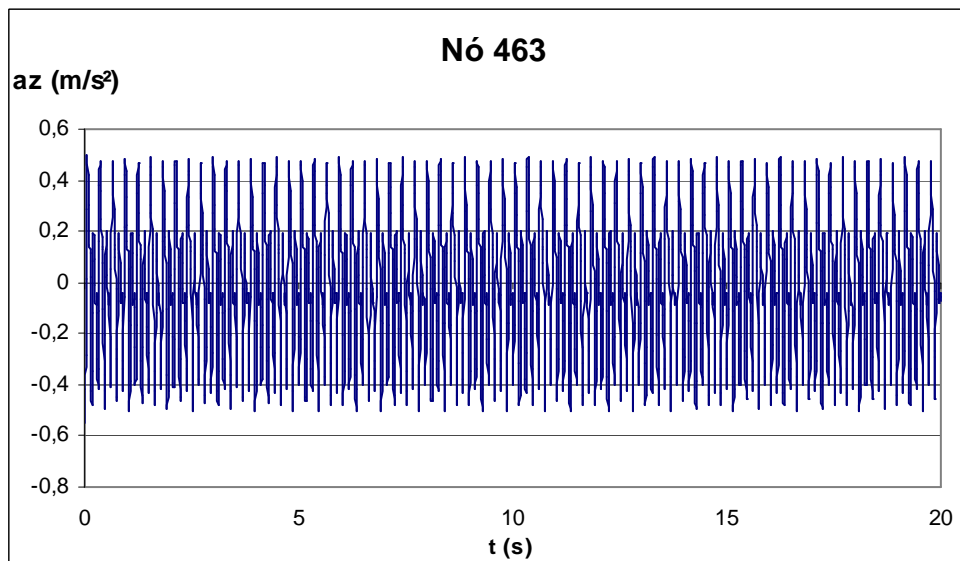


Figura 6.26. Aceleração vertical do nó 463 ( $m/s^2$ ).



### 6.5.1.3. Situação 3

Para tentar simular uma condição mais severa de carregamento dinâmico, foram mantidos para esta situação exatamente os mesmos valores dos parâmetros da situação anterior, ou seja,  $G = 800 \text{ N}$ ,  $k_p = 3$ , e  $t_p = 0,147 \text{ s}$ , e se adotou um número maior de pessoas: 17. Assim, os nós escolhidos foram: 57, 120, 129, 138, 147, 310, 319, 328, 337, 500, 509, 518, 527, 690, 699, 708, 717. A figura 6.27, a seguir, ilustra essa situação, com os pontos em vermelho indicando os nós sobre os quais há pessoas pulando.

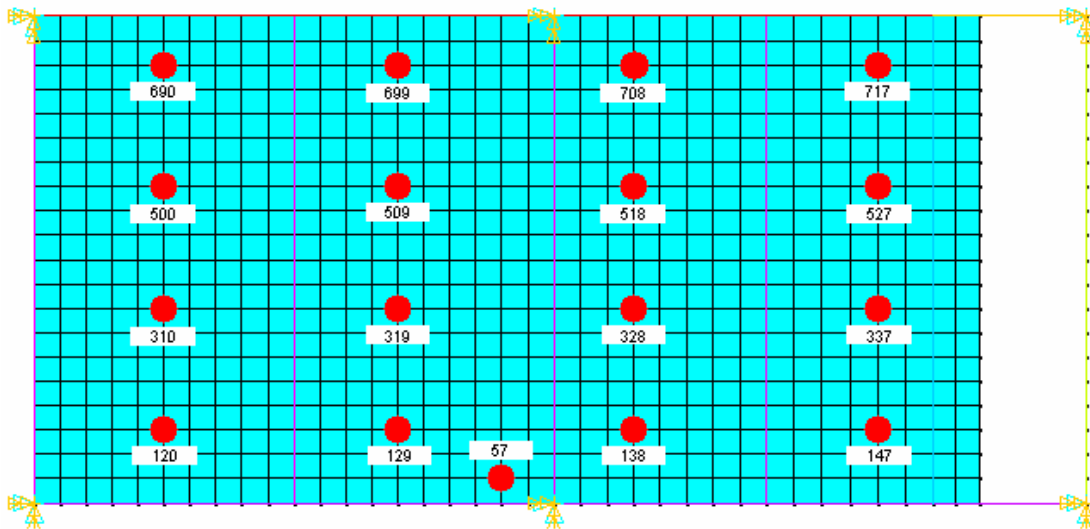


Figura 6.27. Situação de carregamento dinâmico 3.

A figura 6.28, a seguir, apresenta os nós pré-selecionados para serem avaliados na situação 3.

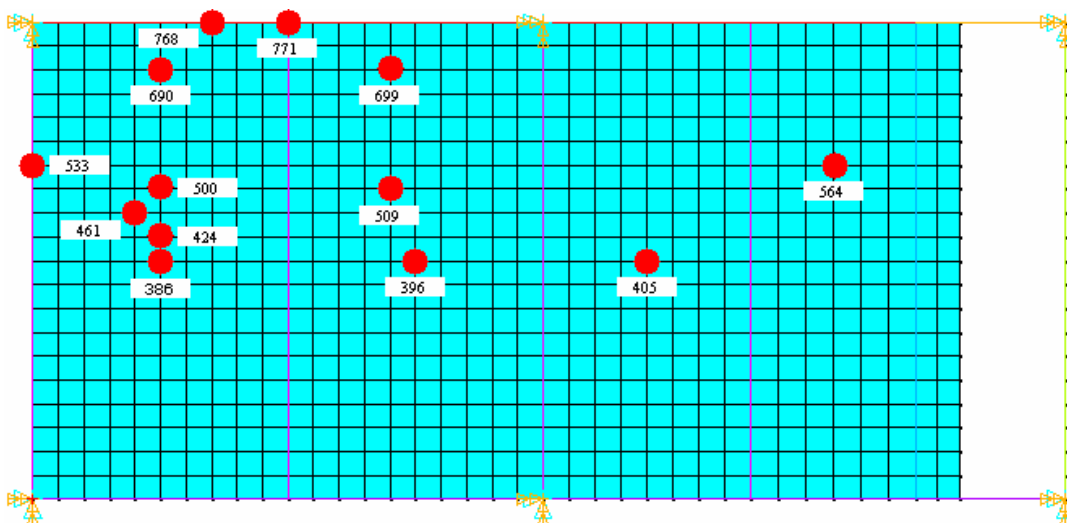


Figura 6.28. Nós avaliados na situação 3.

A tabela 6.6, a seguir, apresenta os valores máximos da resposta dinâmica da estrutura nesses nós. Nessa tabela,  $U_z$ ,  $V_z$  e  $a_z$  significam, respectivamente, deslocamento, velocidade e aceleração na direção z (vertical).

Tabela 6.6. Nós avaliados na situação 3.

Nó	Local	Valores máximos		
		$U_z$ (mm)	$V_z$ (m/s)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )
386	Centro do Vão I	0,716	0,0154	0,5914
396	Centro do Vão II	0,680	0,0148	0,5802
405	Centro do vão IV e local de grande deslocamento modal	0,466	0,0101	0,3801
424	Local de grande deslocamento modal	0,720	0,0155	0,5953
461	Local de grande deslocamento modal	0,668	0,0144	0,5466
500	Nó carregado	0,710	0,0151	0,5589
509	Nó carregado	0,683	0,0146	0,5417
533	Local de grande deslocamento modal	0,202	0,0048	0,2149
564	Local de grande deslocamento modal	0,379	0,0082	0,3111
690	Nó carregado	0,323	0,0068	0,2381
699	Nó carregado	0,310	0,0065	0,2274
768	Local de grande deslocamento modal	0,145	0,0032	0,1262
771	Local de grande deslocamento modal	0,152	0,0034	0,1332

Diferentemente do que aconteceu na situação anterior, não houve um aumento significativo nos valores máximos registrados com relação à situação 2, havendo inclusive algumas diminuições. Em média, os valores máximos da situação 3, com respeito à situação 2, variaram da seguinte forma: aumento de 1,3% nos deslocamentos, aumento de 0,5% nas velocidades, e diminuição de 1,1% nas acelerações. Isso indica que o carregamento dinâmico aplicado neste caso não necessariamente é mais severo do que no anterior.

As figuras a seguir apresentam os gráficos de deslocamento e aceleração no tempo dos três nós que registraram os valores máximos mais significativos da situação 3, ou seja, os nós 386, 424 e 500.

Nas figuras 6.29 e 6.30, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 386, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.

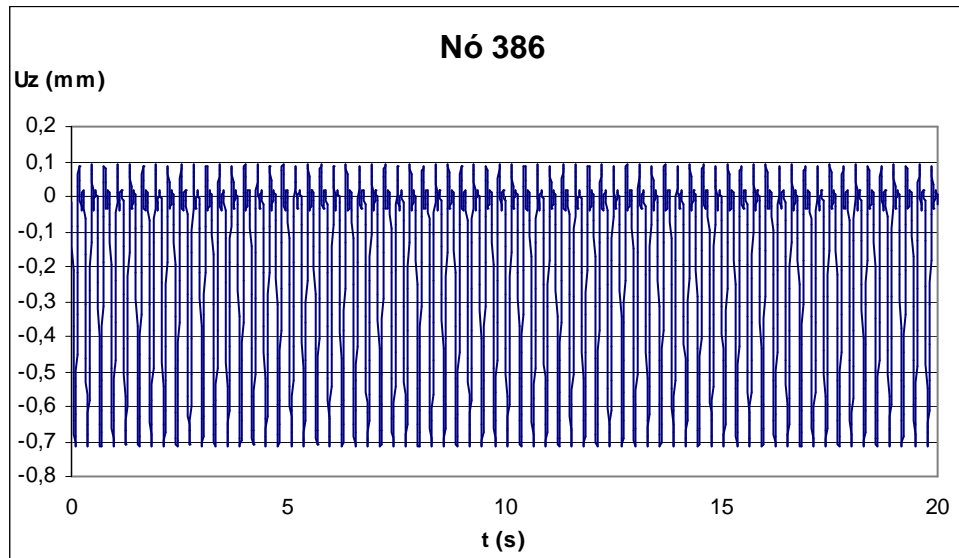


Figura 6.29. Deslocamento vertical do nó 386 (mm).

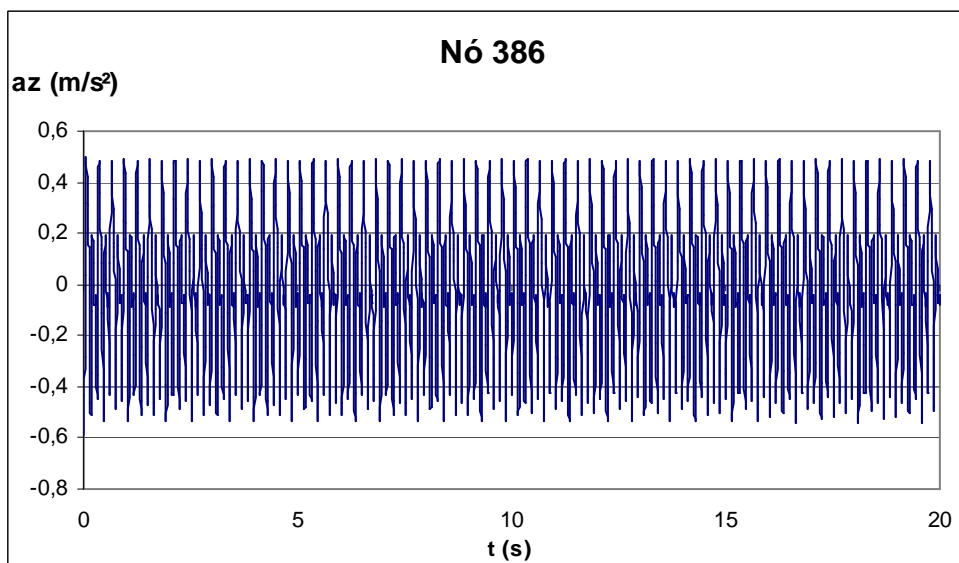


Figura 6.30. Aceleração vertical do nó 386 ( $m/s^2$ ).

Nas figuras 6.31 e 6.32, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 424, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.

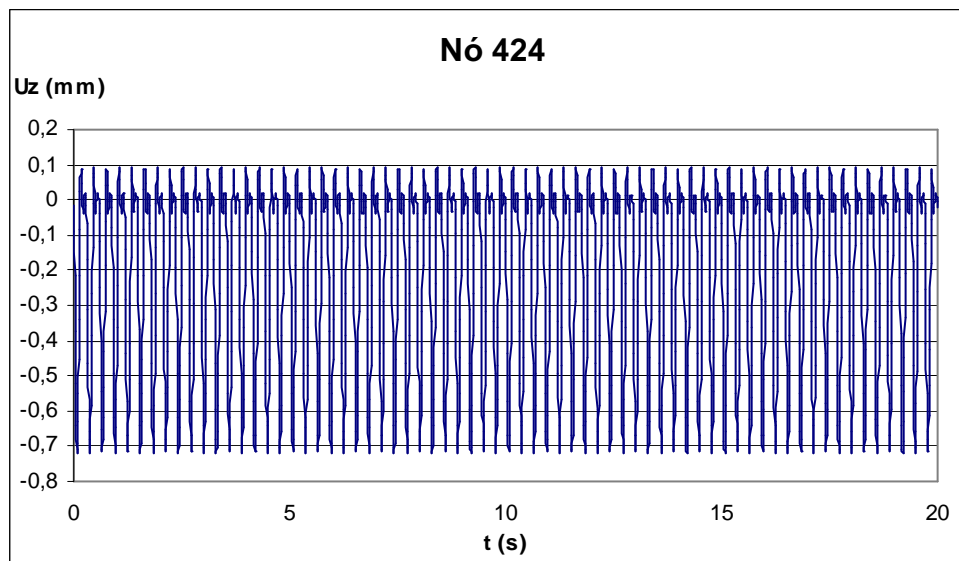


Figura 6.31. Deslocamento vertical do nó 424 (mm).

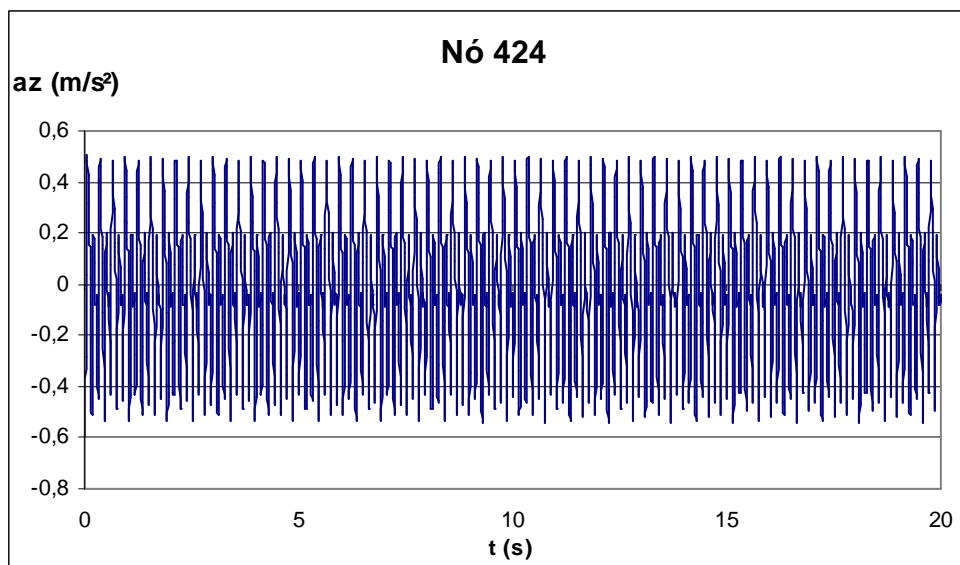


Figura 6.32. Aceleração vertical do nó 424 ( $m/s^2$ ).

Nas figuras 6.33 e 6.34, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 500, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.

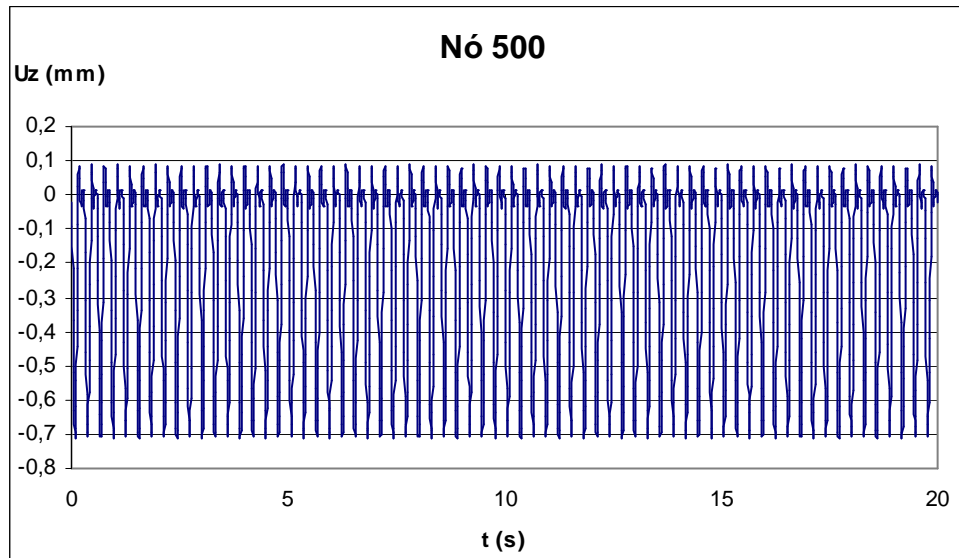


Figura 6.33. Deslocamento vertical do nó 500 (mm).

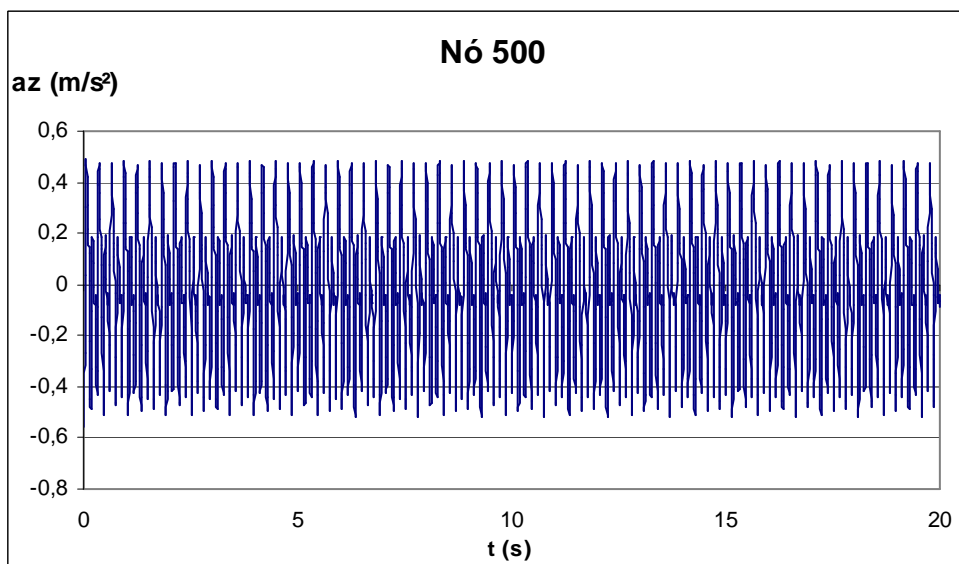


Figura 6.34. Aceleração vertical do nó 500 ( $m/s^2$ ).

#### 6.5.1.4. Situação 4

Numa etapa preliminar à execução desta situação 4 de carregamento, foi feita uma análise do efeito que causaria à resposta da estrutura a aplicação de um carregamento dinâmico causado por pessoas saltando a uma frequência igual à do 1º modo, isto é, 2,56 Hz, como já verificado na situação 1. A diferença, neste caso, é a quantidade de pessoas e o valor do tempo de contato  $t_p$ , adotado como 0,31 s.

Para que o carregamento dinâmico simulado neste caso tivesse uma condição mais severa do que no caso anterior, foi adotado o número de 19 pessoas, e os nós escolhidos foram: 57, 233, 239, 244, 250, 256, 261, 461, 467, 472, 478, 484, 489, 689, 695, 700, 706, 712 e 717.

A figura 6.35, a seguir, ilustra essa situação, com os pontos em vermelho indicando os nós sobre os quais há pessoas pulando.

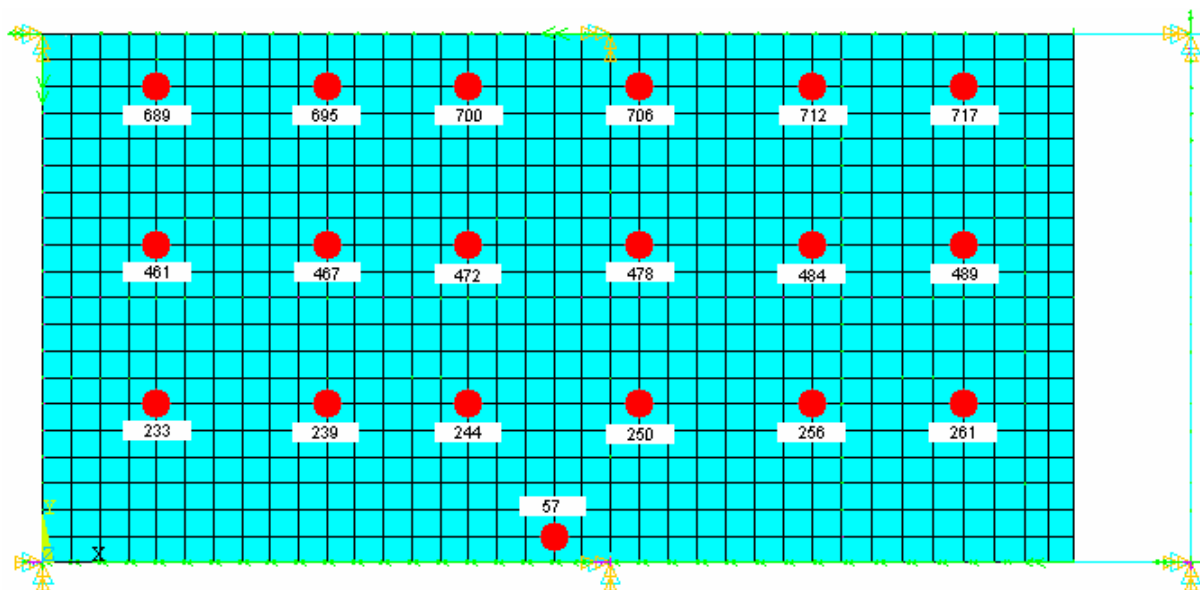


Figura 6.35. Situação de carregamento dinâmico 4.

A tabela 6.7, apresentada em seguida, indica os valores máximos encontrados nessa avaliação, isto é, nos nós 396, 424 e 472, cuja localização pode ser identificada na própria figura 6.36, no caso do nó 472, e na figura 6.28, no caso dos nós 386 e 396.

Tabela 6.7. Nós avaliados na análise preliminar à situação 4.

Nó	Local	Valores máximos		
		$U_z$ (mm)	$V_z$ (m/s)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )
396	Centro do Vão II	0,505	0,006	0,243
424	Local de grande deslocamento modal	0,486	0,006	0,228
472	Nó carregado	0,528	0,007	0,243

Como pode ser observado na tabela acima, essa condição de carregamento não ocasionou um aumento nos valores máximos da resposta da estrutura com relação à situação 3.

Pelo motivo exposto, foi executada a situação 4, considerando-se um carregamento causado por 19 pessoas nos nós indicados na figura 6.35. Foram mantidos para esta situação os mesmos valores dos parâmetros das situações 2 e 3, ou seja,  $G = 800$  N,  $k_p = 3$ , e  $t_p = 0,147$  s.

A figura 6.36, a seguir, apresenta os nós pré-selecionados para serem avaliados na situação 4.

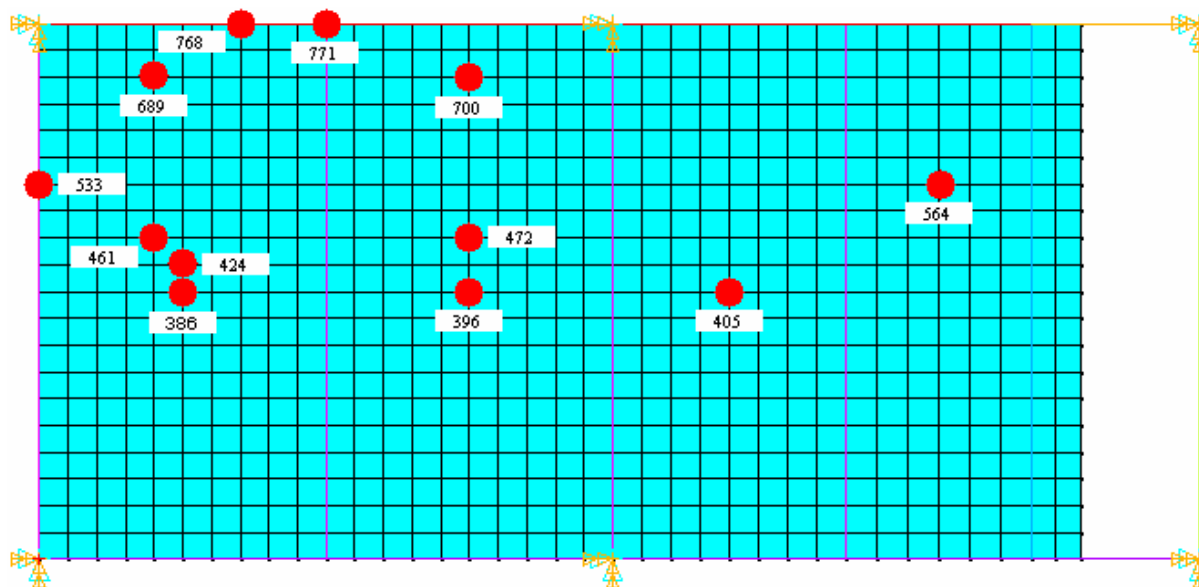


Figura 6.36. Nós avaliados na situação 4.

A tabela 6.8, a seguir, apresenta os valores máximos da resposta dinâmica da estrutura nesses nós. Nessa tabela,  $U_z$ ,  $V_z$  e  $a_z$  significam, respectivamente, deslocamento, velocidade e aceleração na direção  $z$  (vertical).

Tabela 6.8. Nós avaliados na situação 4.

Nó	Local	Valores máximos		
		$U_z$ (m)	$V_z$ (m/s)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )
386	Centro do Vão I	0,712	0,0157	0,6214
396	Centro do Vão II	0,759	0,0167	0,6735
405	Centro do Vão IV e local de grande deslocamento modal	0,432	0,0098	0,4137
424	Local de grande deslocamento modal	0,735	0,0161	0,6305
461	Nó carregado e local de grande deslocamento modal	0,114	0,0022	0,0847
472	Nó carregado	0,790	0,0172	0,6694
533	Local de grande deslocamento modal	0,235	0,0054	0,2338
564	Local de grande deslocamento modal	0,408	0,0090	0,3562
689	Nó carregado	0,333	0,0071	0,2532
700	Nó carregado	0,345	0,0073	0,2632
768	Local de grande deslocamento modal	0,193	0,0042	0,1658
771	Local de grande deslocamento modal	0,206	0,0045	0,1767

Com exceção de dois nós, nos quais houve uma sensível diminuição, a situação 4 registrou aumentos nos valores máximos de todos os demais nós com relação à situação 3. Em média, os valores máximos da situação 4, com respeito à situação 3, aumentaram da seguinte forma: 11,3% nos deslocamentos, 11,9% nas velocidades, e 14,5% nas acelerações. Isso indica que o carregamento dinâmico aplicado neste caso é mais severo do que no anterior.

As figuras a seguir apresentam os gráficos de deslocamento e aceleração no tempo dos três nós que registraram os valores máximos mais significativos da situação 4, ou seja, os nós 396, 424 e 472.

Nas figuras 6.37 e 6.38, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 396, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.



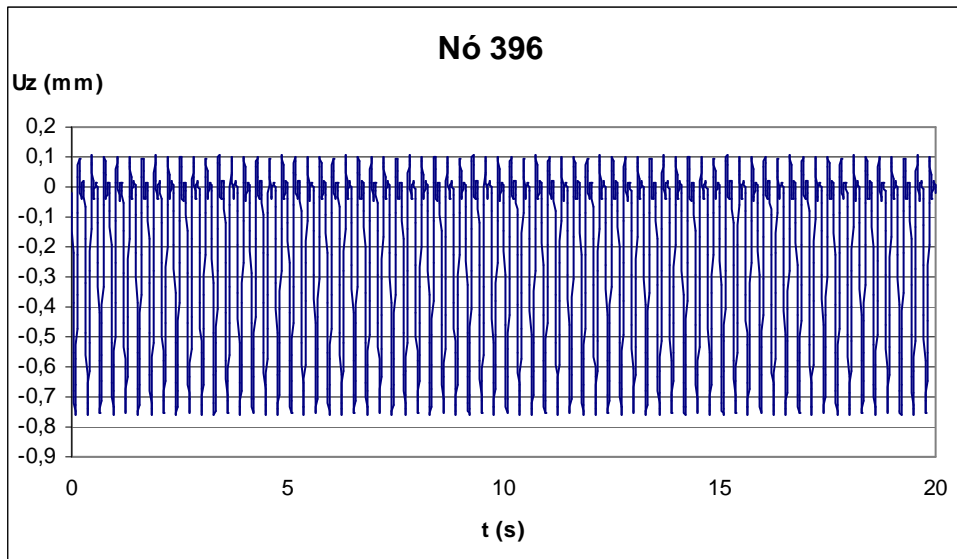


Figura 6.37. Deslocamento vertical do nó 396 (mm).

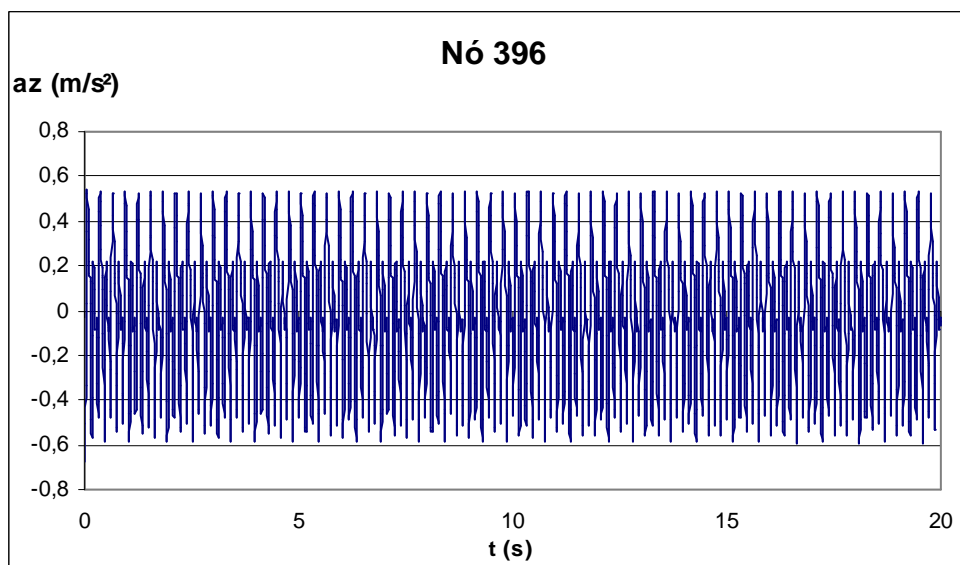


Figura 6.38. Aceleração vertical do nó 396 ( $m/s^2$ ).

Nas figuras 6.39 e 6.40, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 424, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.

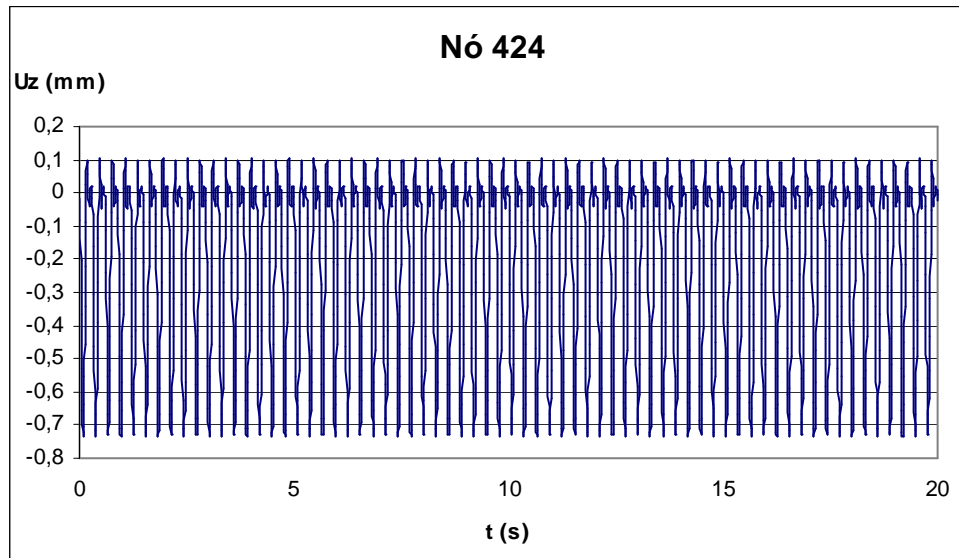


Figura 6.39. Deslocamento vertical do nó 424 (mm).

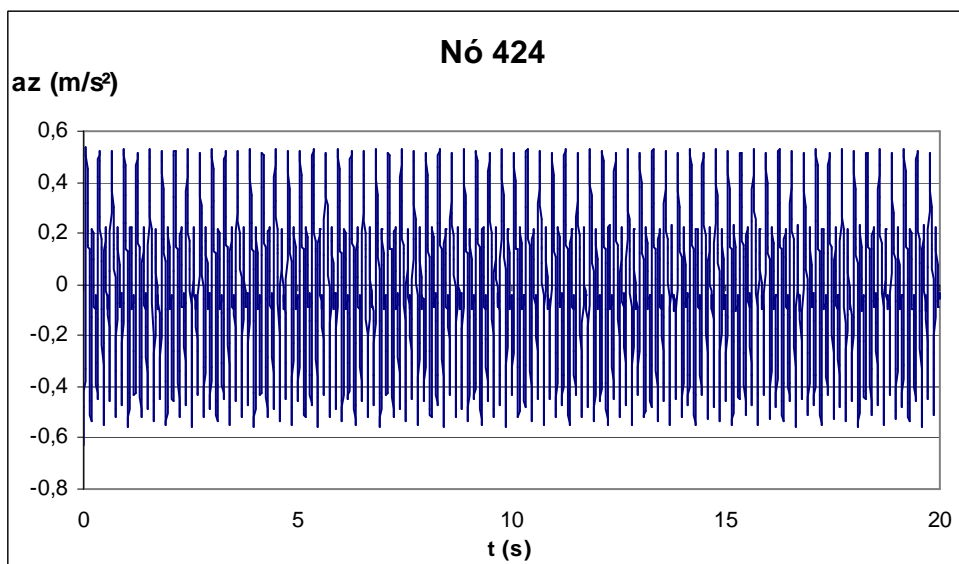


Figura 6.40. Aceleração vertical do nó 424 ( $m/s^2$ ).

Nas figuras 6.41 e 6.42, a seguir, são apresentados os gráficos resultantes do nó 472, que representam, respectivamente, o deslocamento e a aceleração verticais.

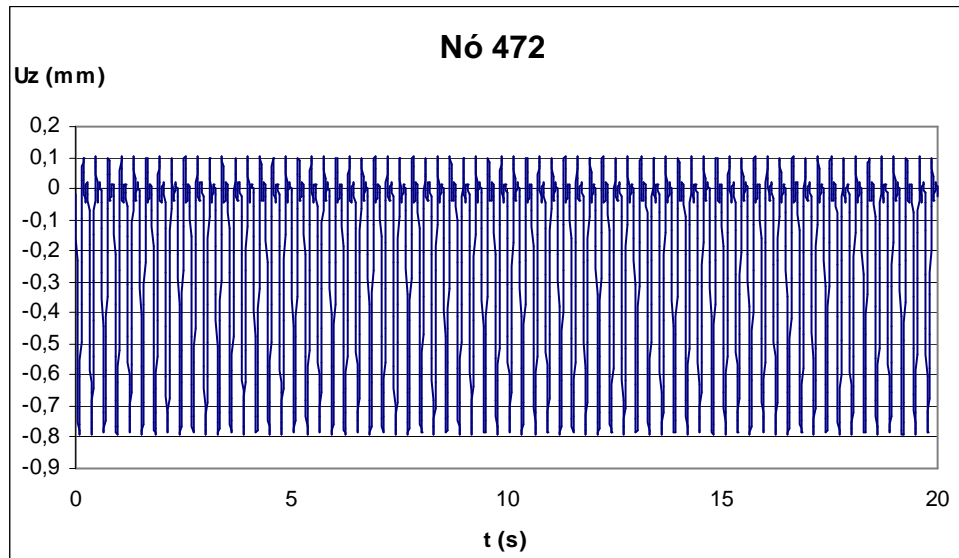


Figura 6.41. Deslocamento vertical do nó 472 (mm).

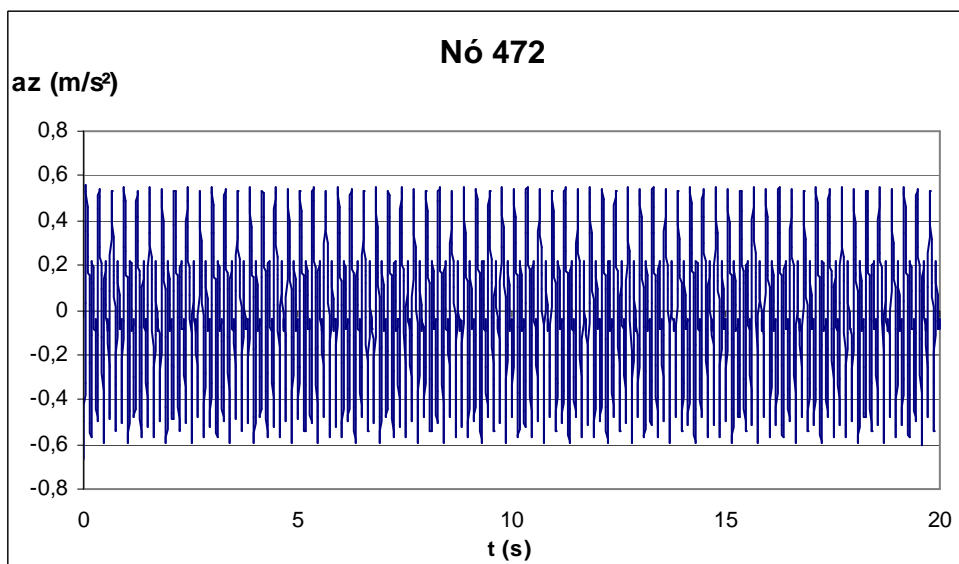


Figura 6.42. Aceleração vertical do nó 472 ( $m/s^2$ ).

#### 6.5.1.5. Análise da resposta dinâmica da estrutura

Após uma análise dos gráficos apresentados, foi possível fazer uma série de observações a respeito do comportamento da estrutura quando submetida a diversos carregamentos dinâmicos.

Primeiramente, observa-se que os valores de deslocamento vertical  $U_z$  oscilam em torno do eixo horizontal com uma amplitude aproximadamente constante ao longo do tempo, dando origem a gráficos acentuadamente deslocados no sentido negativo, o que significa que os pontos na laje onde se localizam os nós analisados se deslocam prioritariamente no sentido negativo. Essa é uma tendência identificada como comum a todos os vãos da laje, e isso era de se esperar, levando-se em consideração que o carregamento é aplicado no sentido negativo do eixo Z, isto é, ortogonalmente ao plano da laje e em direção ao plano formado pelas bases dos pilares.

Já os gráficos de aceleração  $a_z$  apresentam uma oscilação em torno do eixo horizontal com amplitude também constante durante o período de aplicação da carga, mas com uma distribuição simétrica em torno do zero, isto é, sem deslocamento dos gráficos com relação ao eixo horizontal. Essa tendência indica que a estrutura, nos pontos estudados, apresenta um movimento acelerado na vertical no sentido descendente muito semelhante ao movimento no sentido ascendente.

Observa-se ainda que nos primeiros segundos há picos de aceleração, que se devem ao fato de a estrutura estar inicialmente em repouso e, repentinamente, sofrer um carregamento.

Em termos numéricos, para cada uma das quatro situações simuladas, os gráficos apresentam respostas bastante semelhantes entre todos os nós selecionados para a análise, ocorrendo apenas variações nas amplitudes e nos valores máximos da resposta entre os nós. Essa variação de amplitudes e de valores máximos também ocorreu entre as situações, da seguinte maneira:

- Da situação 1 para a situação 2 ocorreram os aumentos mais significativos dos valores máximos, entre 50% e 77%.
- Da situação 2 para a situação 3, os valores máximos não variaram significativamente, havendo alguns pequenos aumentos em certos nós e também algumas pequenas

diminuições em outros nós. A média de variação desses valores ficou entre -1,1% e 1,3%.

- Da situação 3 para a situação 4 novamente houve aumentos significativos nos valores máximos, entre 11,3% a 14,5%.

Com a anterior análise, conclui-se que a situação 4 é o caso mais severo de carregamento dinâmico entre os estudados.

De uma maneira geral, o estudo dos gráficos de deslocamento e aceleração verticais permite concluir, também, que a estrutura tem um comportamento que pode ser considerado “comportado”, uma vez que os resultados observados foram bastante semelhantes entre si tanto em termos da forma desse movimento quanto também dos valores encontrados. Uma explicação para isso é o fato dos carregamentos aplicados à estrutura terem sido muito semelhantes entre si, sem grandes alterações no número de pessoas e nem nos valores das suas variáveis.

## **6.6. ANÁLISE DA RESPOSTA DINÂMICA DA ESTRUTURA QUANTO AOS LIMITES DAS NORMAS**

Com os resultados obtidos das análises transientes observou-se que a situação 4 é a que apresentou as maiores amplitudes de resposta sendo, portanto, a escolhida para análise quanto aos critérios de normas em relação a níveis de vibração aceitáveis.

Entre todos os nós analisados, o 396 e o 472 foram os que apresentaram combinações mais críticas de valores de deslocamento, velocidade e aceleração, isto é, os maiores valores registrados nas análises.

Enquanto o primeiro corresponde a um ponto no centro do vão II, o segundo corresponde a um ponto de aplicação de carga dinâmica – onde há uma pessoa saltando. Esses nós, portanto, foram selecionados como referência para todas as análises dinâmicas com aplicação de controle estrutural.

Foi feita uma avaliação da estrutura segundo os critérios das normas mencionadas no capítulo 4 deste trabalho, comparando-se a resposta da estrutura nos nós 396 e 472,

apresentada na tabela 6.9, com vários limites das normas apresentados na tabela 6.10, a seguir.

Tabela 6.9. Resposta da estrutura nos nós 396 e 472.

Nó	$U_z$ (mm)	$V_z$ (m/s)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )
396	0,76	0,0167	0,674	0,476
472	0,79	0,0172	0,669	0,473

Tabela 6.10. Limites de normas.

Norma	Limite	Limites da norma são atendidos?
DIN 4150/2 (1975)	dia: KB = 12; $d_{máx} = 2,38$ mm noite: KB = 0,3; $d_{máx} = 0,059$ mm	Não
ISO 2631-1 e 2 (1980)	$a_{rms} = 0,378$ m/s <sup>2</sup> a $a_{rms} = 0,8064$ m/s <sup>2</sup>	Não
BRE – British Building Research Establishment – Digest 278 (1983)	dia: KB = 8; $d_{máx} = 1,58$ mm noite: KB = 0,1; $d_{máx} = 0,0198$ mm	Não
CAN3-S16-M84 (1984) e NBR 8800 (1986)	$a_0 = 5\%$ g ou $a_0 = 0,4903$ m/s <sup>2</sup>	Não
NBR 6118 (2003)	$f_{min} > 3,6$ a 4,8 Hz	Não
Guia prático do AISC (1997)	$a_{pico} = 0,5\%$ g ou $a_{pico} = 0,049$ m/s <sup>2</sup>	Não

A figura 6.43 mostra a estrutura com os nós 396 e 472 destacados.

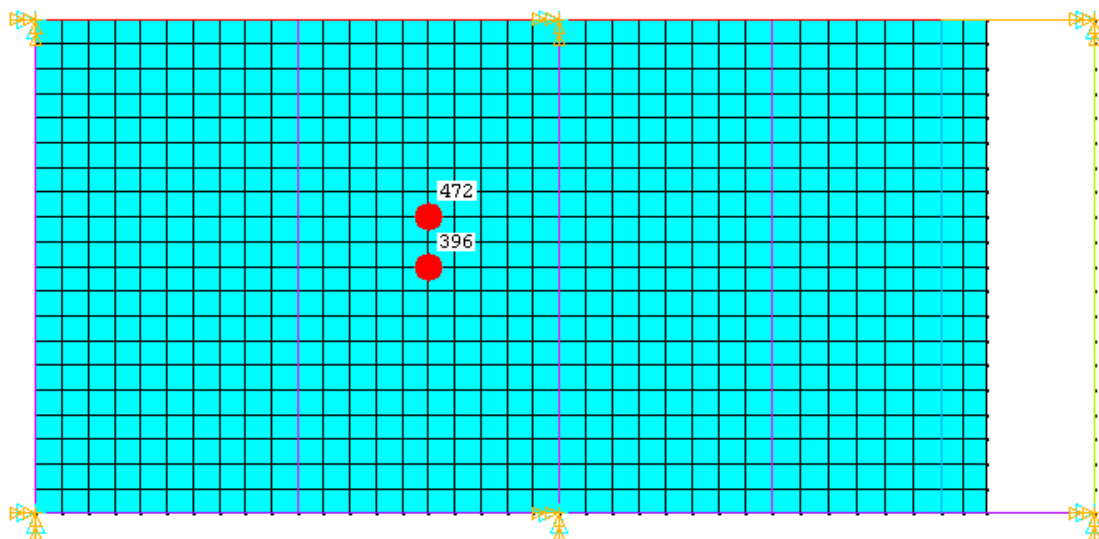


Figura 6.43. Nós 396 e 472 destacados na estrutura.

Da análise conjunta das tabelas acima apresentadas, foi possível verificar o exposto a seguir.

O limite estabelecido pela norma DIN 4150/2 (1975) é atendido no período do dia, mas não no da noite. Como é comum haver aulas de ginástica no período noturno, é conveniente que se atenda ao limite estabelecido para não se correr o risco de haver vibrações indesejáveis aos usuários do edifício.

A norma ISO 2631-1 e 2 (1980) determina uma faixa de valores máximos admissíveis para a aceleração vertical da estrutura, e como o valor inferior dessa faixa é ultrapassado em cerca de 26% pela aceleração encontrada, é conveniente se buscar reduzir essa aceleração.

Com relação à norma BRE Digest 278 (1983), conclui-se o mesmo da primeira norma mencionada.

O limite estabelecido pelas normas CAN3-S16-M84 (1984) e NBR 8800 (1986) também é excedido, em cerca de 37%.

Pode-se observar que, em termos de frequência fundamental da estrutura, a norma NBR 6118 (2003) não é atendida porque a frequência de vibração do primeiro modo está abaixo da frequência mínima admissível.

De todas as normas aqui mencionadas, o Guia prático do AISC (1997) é o que estabelece o limite mais rigoroso, que é em termos de aceleração vertical, e também neste caso não é atendido.

Analisando-se a resposta da estrutura estudada quando submetida aos carregamentos dinâmicos aplicados, foi verificado que os limites das normas mencionadas não são atendidos. Embora por uma pequena margem, entende-se que as vibrações encontradas podem ser consideradas excessivas. Por esse motivo, em determinados casos, existe a possibilidade de que essas vibrações causem desconforto às pessoas que se encontrem no edifício onde a academia está localizada, principalmente aquelas que não estejam praticando alguma atividade física no momento em que as vibrações ocorrem.

## **6.7. CONTROLE ESTRUTURAL**

Como já mencionado anteriormente, quando uma estrutura apresenta problemas de vibração excessiva, esses problemas podem ser combatidos por meio do controle estrutural. Basicamente, o controle estrutural consiste na instalação de dispositivos que alteram as propriedades das estruturas afetadas, como amortecimento e rigidez, seja pela adição de dispositivos externos, ou pela adição de forças externas.

### **6.7.1. Propostas de controle estrutural**

O amortecimento de uma estrutura pode ser incrementado, por exemplo, pela instalação de montantes com cabeça de borracha nos locais onde há divisórias que, imprensados entre as lajes de um determinado pavimento, exercem a função de calços amortecedores das vibrações induzidas. O inconveniente de se usar esse tipo de controle é a sua limitação de apenas poder ser instalado nos locais onde há divisórias.

Outra forma de controle é pelo aumento da rigidez da estrutura aumentando-se a sua espessura e, conseqüentemente, a sua massa.

Por fim, uma terceira alternativa de se controlar as vibrações excessivas pode ser alcançada pela instalação de dispositivos amortecedores que, conectados à estrutura, absorvem as vibrações movimentando-se na direção em que estas ocorrem. Esse é o caso do Amortecedor de Massa Sintonizado (AMS), que foi mencionado anteriormente e é utilizado neste trabalho como uma tentativa de atenuar as vibrações registradas.

### **6.7.2. Enrijecimento da estrutura**

Dentre as normas utilizadas para a avaliação da resposta dinâmica da estrutura, uma delas, a NBR 6118 (2003), estabelece apenas que a frequência fundamental da estrutura deve ser maior do que um valor mínimo crítico, de acordo com o uso do edifício.

Assim, para esse critério ser atendido, poderia ser implementada uma modificação estrutural a ponto de levar a frequência de vibração a valores mais elevados. Essa modificação seria no sentido de enrijecer a estrutura, o que se poderia conseguir, por exemplo, instalando-se um



contraventamento entre a base de cada pilar da estrutura e o topo do pilar imediatamente adjacente, o que impediria o deslocamento da estrutura na direção do plano da laje.

Apenas com objetivos ilustrativos, foi feita uma verificação do comportamento da estrutura numa análise modal após se instalar contraventamentos com as mesmas propriedades físicas e geométricas dos pilares existentes.

Primeiramente, verificou-se o efeito da instalação de três contraventamentos, apenas, entre os pilares que apóiam as vigas parede, como mostra a figura 6.44, a seguir.

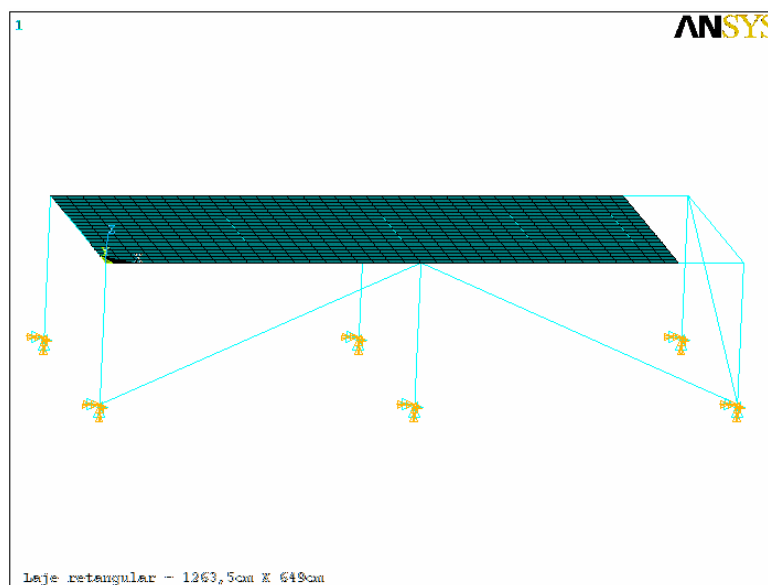
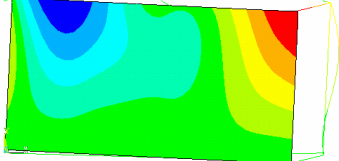
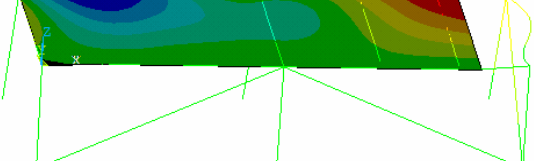
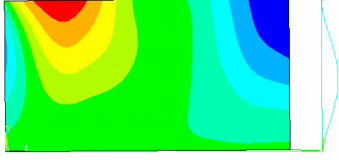
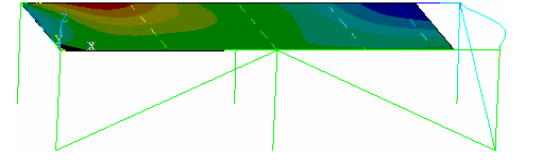
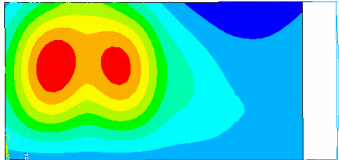
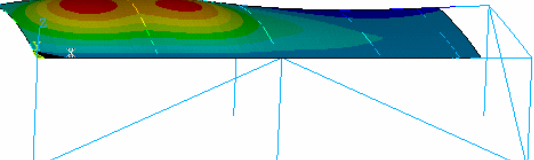


Figura 6.44. Estrutura com 3 contraventamentos instalados.

A tabela 6.11 indica os modos de vibração da estrutura com a instalação dos três contraventamentos e suas respectivas frequências associadas.

Tabela 6.11. Modos de vibração da estrutura com três contraventamentos.

Modo	Vista superior	Vista em perspectiva
1º: Flexão lateral com torção dos pilares f = 3,129 Hz		

2º: Flexão vertical $f = 7,026$ Hz		
3º: Flexão vertical com flexão lateral $f = 9,216$ Hz		
4º: Flexão vertical $f = 12,239$ Hz		

Com essa modificação na estrutura, observa-se que houve um aumento na frequência fundamental de vibração, mas ainda assim o limite mínimo, que é de 4,8 Hz, não foi atendido. Assim, tentou-se uma segunda modificação na estrutura, com a instalação do quarto contraventamento, como mostra a figura 6.45.

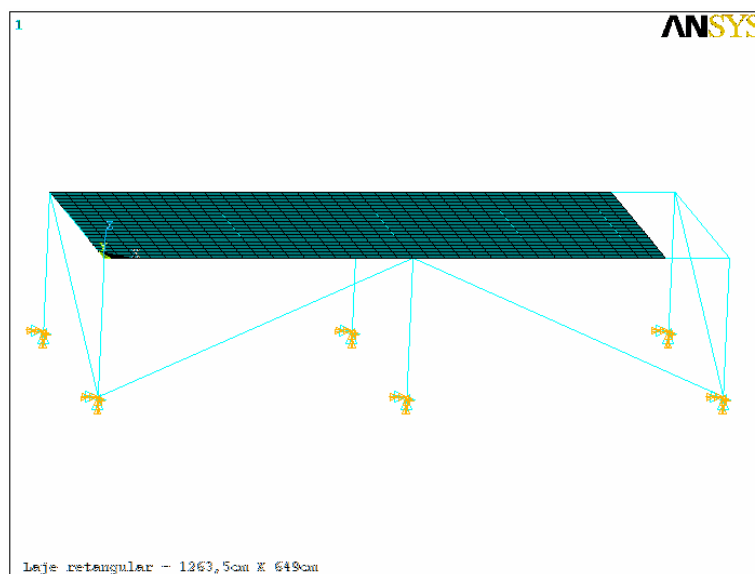
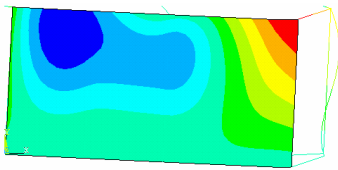
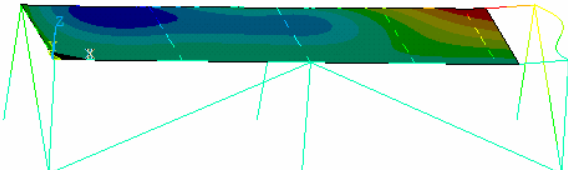
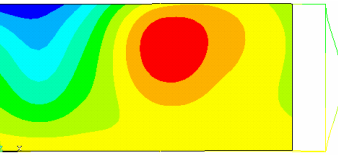
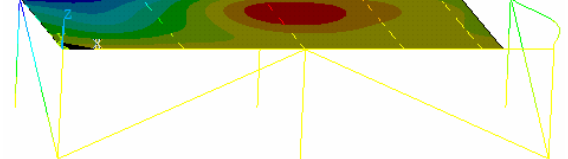
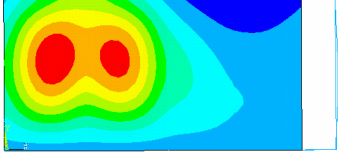
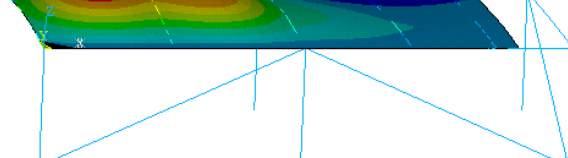


Figura 6.45. Estrutura com 4 contraventamentos instalados.

A tabela 6.12 indica os modos de vibração da estrutura com a instalação dos quatro contraventamentos e suas respectivas frequências associadas.

Tabela 6.12. Modos de vibração da estrutura com quatro contraventamentos.

Modo	Vista superior	Vista em perspectiva
1º: Flexão lateral com torção dos pilares $f = 6,746$ Hz		
2º: Flexão vertical com flexão lateral $f = 8,973$ Hz		
3º: Flexão vertical $f = 12,236$ Hz		

Com essa segunda modificação foi possível elevar a frequência fundamental a um valor superior ao valor crítico mínimo. Com esse resultado, o critério de frequência fundamental crítica seria satisfatoriamente atendido.

No entanto, como foi dito anteriormente no capítulo 4, analisar somente a frequência fundamental da estrutura não é o mais adequado para uma avaliação confiável sobre os seus níveis de vibração. Portanto, neste trabalho não foram sugeridas medidas de controle no sentido de se enrijecer a estrutura. Assim, nas análises transientes apenas se testou o controle das vibrações pela instalação de AMS.

### 6.7.3. Aplicação de Amortecedor de Massa Sintonizado

A modelagem dos amortecedores foi realizada pela utilização do elemento COMBIN14 associado ao elemento MASS21, ambos disponibilizados pelo programa computacional ANSYS 5.4 (1995).

Aos elementos de amortecedor (COMBIN14) foram atribuídas propriedades físicas que variaram de acordo com a situação estudada. Essas propriedades são a rigidez  $k$ , em N/m, e o amortecimento  $c$ , em N.s/m. O mesmo foi feito com os elementos de massa (MASS21), cuja propriedade é apenas a massa  $m$ , em kg. Os valores dessas propriedades

serão mostrados mais à frente, nos itens sobre propostas de controle de vibrações da estrutura com AMS.

Além dos modos naturais de vibração da estrutura com suas respectivas frequências, uma importante informação a ser levada em conta em um projeto de um sistema de controle estrutural é a massa total da estrutura em questão. No presente trabalho, esta foi calculada pela multiplicação do volume da estrutura,  $V_{EST} = 18,014 \text{ m}^3$ , pela massa específica do concreto armado,  $\rho_{CONC} = 2500 \text{ kg/m}^3$ , chegando-se a uma massa da estrutura  $M_{EST} = 45.034,7 \text{ kg}$ .

Após estudar-se a resposta da situação 4 em todos os nós analisados identificou-se as seguintes possíveis posições para serem instalados amortecedores: nó 386 (centro do vão I), nó 405 (centro do vão III e local de significativo deslocamento modal), nó 424 (local de deslocamento modal significativo), nó 434 (centro do vão II), nó 461 (nó carregado), e nó 564 (local de deslocamento modal significativo).

Esses foram os nós escolhidos porque neles foram identificados os maiores deslocamentos verticais dentre os encontrados.

Várias tentativas de controle de vibrações foram realizadas. Primeiramente, com apenas um AMS, variando-se apenas a sua posição. Em seguida, variou-se também a quantidade de massas e os parâmetros. A seguir, apresentam-se as principais tentativas de controle propostas até que um resultado satisfatório fosse obtido.

#### 6.7.3.1. 1ª Proposta de controle com AMS

Como primeira tentativa de controle estrutural, utilizou-se um AMS no nó 386, destacado na figura 6.46, atuando na direção Z, sintonizado à frequência de 2,56 Hz e com propriedades calculadas segundo o critério de Den Hartog, como mostrado na tabela 6.13.

Tabela 6.13. Propriedades do amortecedor (Den Hartog).

AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	$m_{AMS}$ (kg)	$\alpha_{ótimo}$	$f_{AMS}$ (Hz)	$\omega_{AMS}$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$\xi_{AMS}$	$c_{AMS}$ (N.s/m)
1	2,56	45.034,7	0,01	450,35	0,99	2,535	15,926	114.220,54	0,0609	874,039

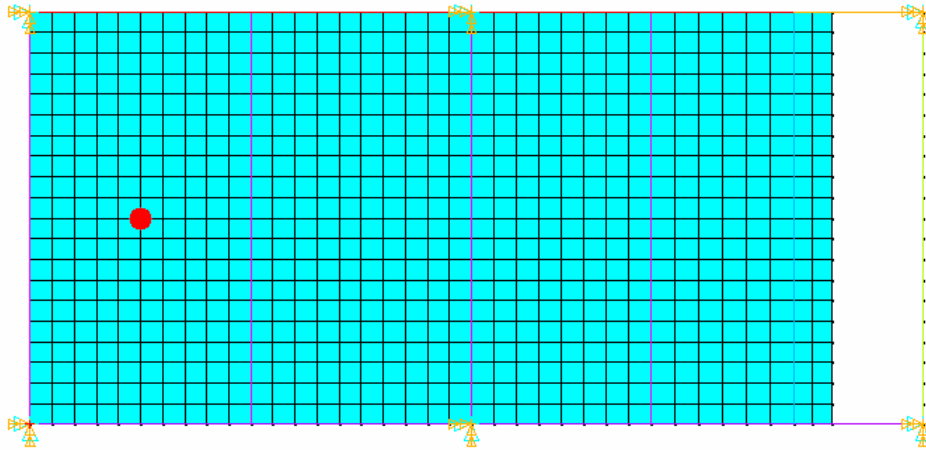


Figura 6.46. Nó 386 destacado na estrutura.

Esse nó foi escolhido pelo fato de estar localizado no centro do vão I, isto é, uma região onde foram encontrados significativo deslocamento modal e importantes deslocamentos e acelerações verticais como resposta ao carregamento dinâmico.

A título de comparação, calculou-se também as propriedades do amortecedor pelo método de Jangid, chegando-se a valores muito próximos aos encontrados pelo primeiro critério, como mostrado na tabela 6.14.

Tabela 6.14. Propriedades do amortecedor (Jangid).

AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	2,56	45.034,7	0,01	1	0,06	0,0	0,9876	16,08	15,886	15,886	113.649,3	450,35	858,5

A tabela 6.15 apresenta os resultados encontrados com a 1ª proposta.

Tabela 6.15. Resultados encontrados com a 1ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,76	0,758	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,673	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,476	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,79	0,789	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,669	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,473	Nenhuma

Nenhum efeito significativo de redução da resposta foi obtido com essa proposta e, conseqüentemente, nenhum limite das normas apresentadas foi atendido por conta da aplicação do AMS. Devido a esse fato, foi feita a segunda proposta de controle, apresentada no próximo item.

### 6.7.3.2. 2ª Proposta de controle com AMS

Neste caso, foram mantidas as características da primeira proposta, modificando-se apenas a posição do amortecedor, que passou para o centro do vão III, no nó 405, conforme indicado na figura 6.47.

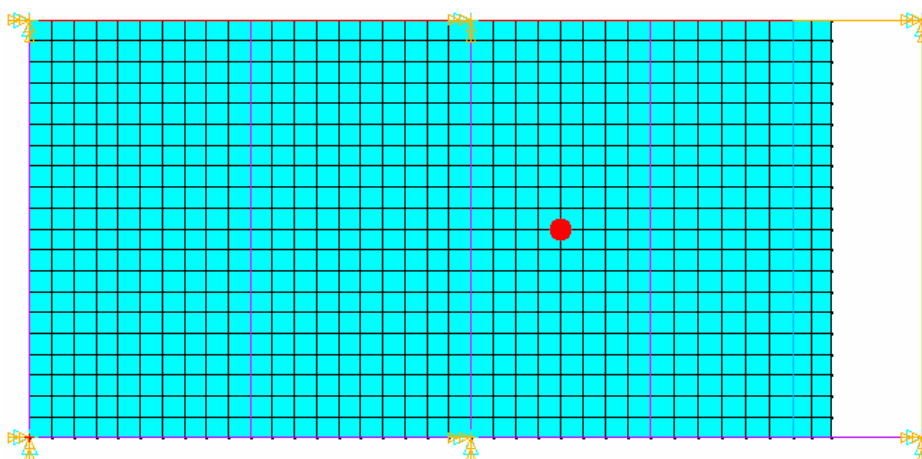


Figura 6.47. Nó 405 destacado na estrutura.

A justificativa para a escolha desse nó é o fato de no centro do vão III ter sido observado um significativo deslocamento modal.

A tabela 6.16 apresenta os resultados encontrados com a 2ª proposta.

Tabela 6.16. Resultados encontrados com a 2ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,759	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,673	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,476	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,790	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,669	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,473	Nenhuma

Nenhum efeito significativo de amortecimento foi obtido com essa proposta e, conseqüentemente, nenhum limite das normas apresentadas foi atendido por conta da aplicação do AMS. Partiu-se, então, para a terceira proposta, apresentada a seguir.

### 6.7.3.3. 3ª Proposta de controle com AMS

Nesta alternativa, foram novamente mantidas as mesmas condições da primeira proposta, apenas modificando-se a posição do amortecedor para o nó 424, localizado no centro do vão I, conforme indicado na figura 6.48.

Esse nó foi escolhido pelo fato de estar localizado no centro do vão I, isto é, uma região onde foi encontrado um deslocamento modal significativo, além de importantes deslocamentos e acelerações verticais por efeito do carregamento dinâmico.

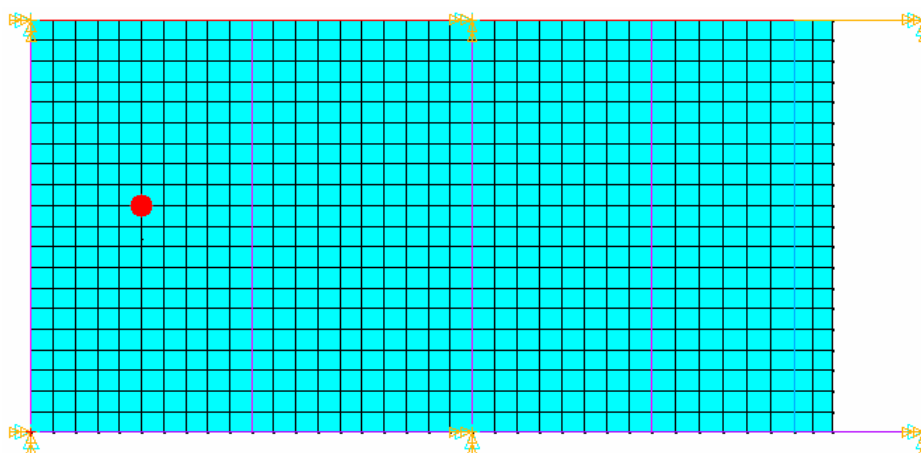


Figura 6.48. Nó 424 destacado na estrutura.

A tabela 6.17 indica os resultados encontrados com a 3ª proposta.

Tabela 6.17. Resultados encontrados com a 3ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,758	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,673	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,476	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,789	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,669	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,473	Nenhuma

Observa-se que essa tentativa de controle da resposta da estrutura praticamente não surtiu efeito algum, e se verifica que, dos limites de normas apresentados, nenhum foi atendido como resultado da instalação do amortecedor. Com isso, foi proposta a quarta tentativa de controle, apresentada no próximo item.

#### 6.7.3.4. 4ª Proposta de controle com AMS

Continuaram mantidas as mesmas condições da primeira proposta, apenas modificando-se a posição do amortecedor para o nó 434, localizado no centro do vão II, conforme indicado na figura 6.49.

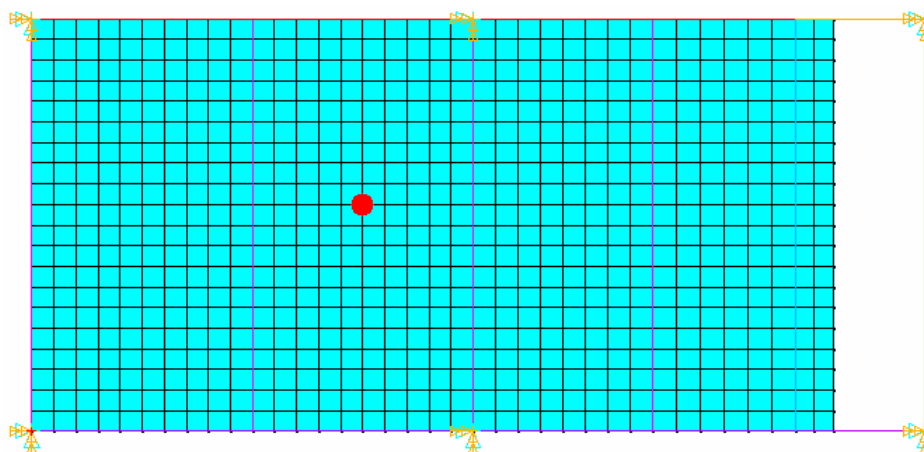


Figura 6.49. Nó 434 destacado na estrutura.

A justificativa para a escolha desse nó foi o fato de estar localizado muito próximo ao centro do vão II, isto é, uma região onde foram encontrados deslocamentos e acelerações verticais com valores significativos.

A tabela 6.18 apresenta os resultados encontrados com a 4ª proposta.

Tabela 6.18. Resultados encontrados com a 4ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,752	Nenhuma
	$a_z$ ( $m/s^2$ )	0,674	0,662	Nenhuma
	$a_{zrms}$ ( $m/s^2$ )	0,477	0,468	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,783	Nenhuma
	$a_z$ ( $m/s^2$ )	0,669	0,658	Nenhuma
	$a_{zrms}$ ( $m/s^2$ )	0,472	0,465	Nenhuma



Com relação às propostas anteriores houve uma pequena redução dos valores máximos de deslocamento e aceleração verticais nos nós estudados. No entanto, são reduções praticamente insignificantes, não causando efeito de amortecimento algum, e assim tentou-se uma quinta proposta.

#### 6.7.3.5. 5ª Proposta de controle com AMS

Neste caso, foram mantidas também as condições da primeira proposta, apenas modificando-se a posição do amortecedor para o nó 461, localizado próximo ao centro do vão I, conforme indicado na figura 6.50.

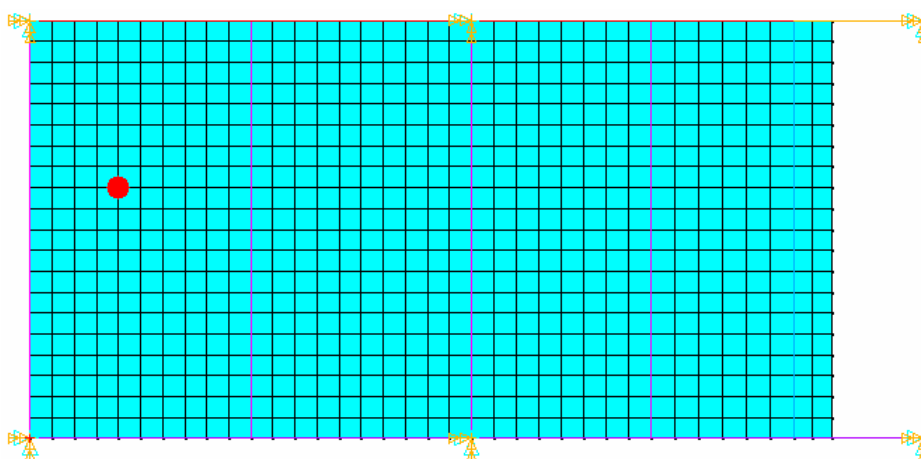


Figura 6.50. Nó 461 destacado na estrutura.

A justificativa para a escolha desse nó é o fato de que na região onde se encontra foi observado um deslocamento modal significativo. A tabela 6.19, apresentada mostra os resultados encontrados com a 5ª proposta.

Tabela 6.19. Resultados encontrados com a 5ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,758	Nenhuma
	$a_z$ ( $m/s^2$ )	0,674	0,673	Nenhuma
	$a_{zrms}$ ( $m/s^2$ )	0,477	0,476	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,789	Nenhuma
	$a_z$ ( $m/s^2$ )	0,669	0,669	Nenhuma
	$a_{zrms}$ ( $m/s^2$ )	0,472	0,473	Nenhuma

Nenhum efeito significativo de amortecimento foi obtido com essa proposta e, conseqüentemente, nenhum limite das normas apresentadas foi atendido por conta da aplicação do AMS. Partiu-se então para a sexta proposta.

#### 6.7.3.6. 6ª Proposta de controle com AMS

Nesta proposta, modificando-se apenas a posição do amortecedor para o nó 564, localizado próximo ao centro do vão IV, conforme indicado na figura 6.51.

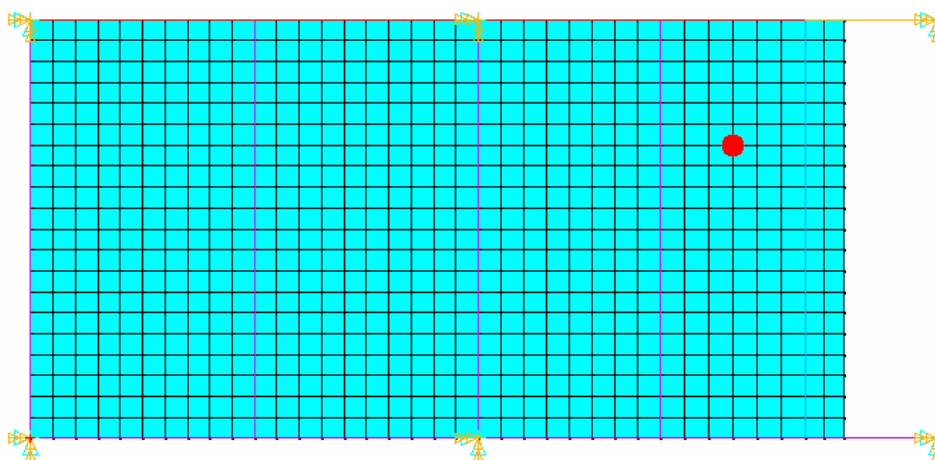


Figura 6.51. Nó 564 destacado na estrutura.

A justificativa para a escolha desse nó é a mesma da proposta anterior, isto é, o fato de que na região onde se encontra foi observada um significativo deslocamento modal.

A tabela 6.20 apresenta os resultados encontrados com a 6ª proposta.

Tabela 6.20. Resultados encontrados com a 6ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,759	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,673	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,476	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,790	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,669	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,473	Nenhuma

Novamente, nenhum efeito significativo de amortecimento foi obtido com essa proposta e, por conseqüência, nenhum limite das normas apresentadas foi atendido por conta da aplicação

de apenas um AMS.

Até este ponto, apenas se conseguiu reduções nos valores máximos, em média, de menos de 1%. A única exceção foi a quarta proposta, que gerou redução média de 1,55% para o nó 396 e de 1,47% para o nó 472 o que, no entanto, também não é muito significativo.

Observando que os sistemas propostos com apenas um amortecedor não deram resultados satisfatórios, optou-se então pela instalação de dois amortecedores, utilizando-se o método de Jangid para o cálculo das propriedades dos amortecedores, indicadas na tabela 6.21 e com esses dois amortecedores foi feita a sétima proposta, indicada a seguir.

Tabela 6.21. Propriedades de dois amortecedores.

AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	2,56	45.034,7	0,01	2	0,0389	0,0629	0,9904	16,08	15,930	15,429	56.972,05	239,33	286,91
2										16,431		211,02	269,41

#### 6.7.3.7. 7ª Proposta de controle com AMS

Nessa proposta foi sugerida a instalação simultânea dos dois amortecedores nos nós 396 e 424, como mostrado na figura 6.52, a seguir. A escolha desses dois nós se justifica pelos mesmos motivos já explicados anteriormente.

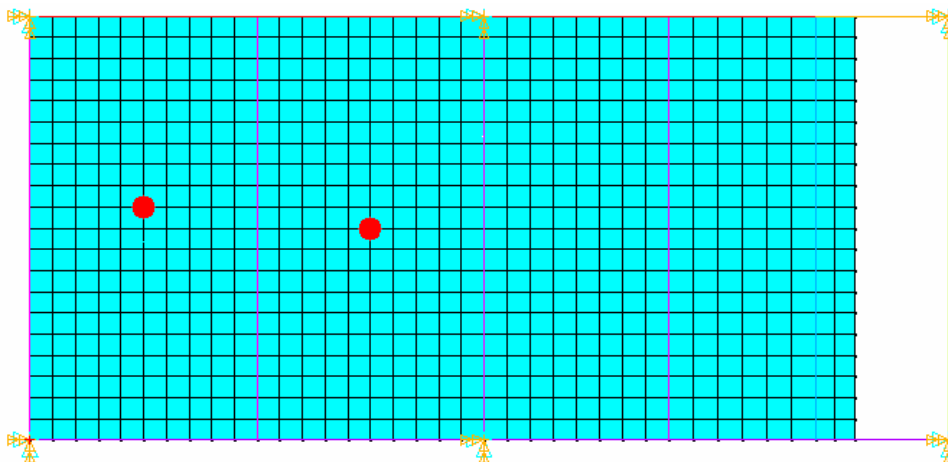


Figura 6.52. Nós 396 e 424 destacados na estrutura.

A tabela 6.22, a seguir, apresenta os resultados obtidos com a sétima proposta.

Tabela 6.22. Resultados encontrados com a 7ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,755	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,668	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,472	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,786	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,664	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,470	Nenhuma

Nesta tabela verifica-se uma pequena redução dos valores máximos com relação às propostas anteriores, mas ainda não o suficiente para se alcançar o amortecimento desejado, e devido a isso foi feita outra proposta com dois amortecedores, a oitava proposta.

#### 6.7.3.8. 8ª Proposta de controle com AMS

Mesmos amortecedores definidos na 7ª proposta, mas utilizando-se os nós 386 e 396, como indicado na figura 6.53. A justificativa para a escolha desses nós se mantém a mesma da proposta anterior.

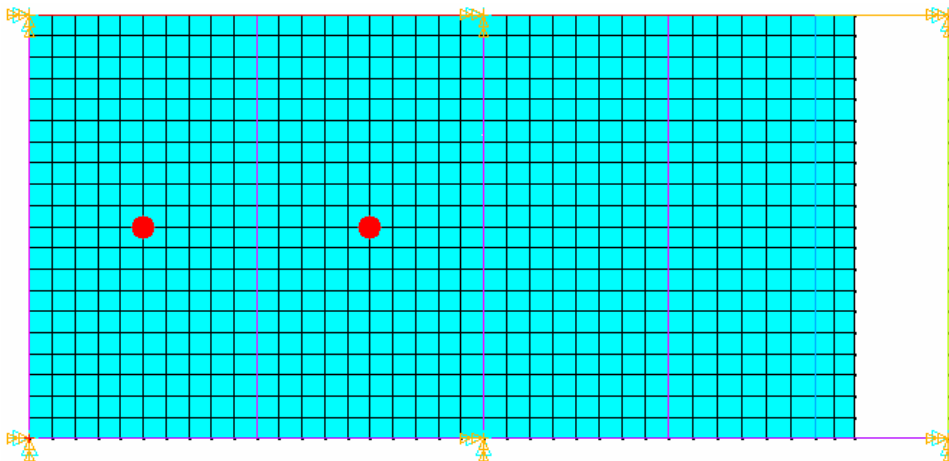


Figura 6.53. Nós 386 e 396 destacados na estrutura.

Os resultados encontrados com essa proposta estão apresentados na tabela 6.23, e mostram que não houve melhora com relação à sétima proposta, havendo inclusive uma sensível piora.

Tabela 6.23. Resultados encontrados com a 8ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,755	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,668	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,472	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,787	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,665	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,470	Nenhuma

Verificou-se que com dois amortecedores não se estava obtendo reduções significativas nos níveis de vibração. Partiu-se, então, para a instalação de três amortecedores,

#### 6.7.3.9. 9ª Proposta de controle com AMS

Utilizando-se o método de Jangid, obteve-se as propriedades dos amortecedores, indicadas na tabela 6.24, a seguir.

Tabela 6.24. Propriedades ótimas de Jangid para 3 amortecedores.

AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	2,56	45.034,7	0,01	3	0,0315	0,0861	0,99104	16,08	15,941	15,255	33.004,61	163,32	156,96
2										15,941		149,56	150,20
3										16,627		137,47	144,00

Calculadas as propriedades dos três amortecedores, foi feita então a nona proposta. Os nós utilizados para a instalação dos amortecedores 1, 2 e 3 foram, respectivamente, o 386, o 396 e o 405, como mostra a figura 6.54.

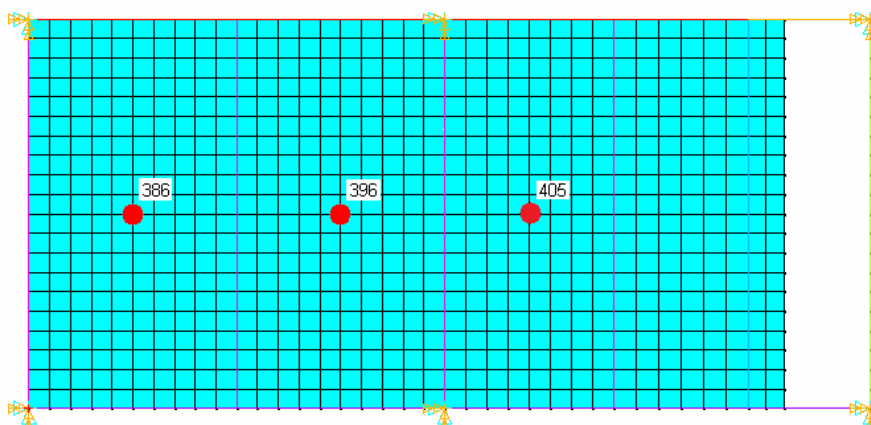


Figura 6.54. Nós 386, 396 e 405 destacados na estrutura.

A tabela 6.25 apresenta os resultados encontrados com essa proposta.

Tabela 6.25. Resultados encontrados com a 9ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,756	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,670	Nenhuma
	$a_{z\text{rms}}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,473	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,788	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,666	Nenhuma
	$a_{z\text{rms}}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,471	Nenhuma

Essa proposta não foi capaz de melhorar os resultados da proposta anterior e, inclusive, causou até mesmo uma pequena piora.

Fazendo-se uma avaliação das últimas três propostas percebe-se que, em média, para ambos os nós as reduções dos valores máximos foram menores do que 1%. Em vista disso, pensou-se numa décima proposta que pudesse atenuar mais significativamente as vibrações da estrutura.

#### 6.7.3.10. 10ª Proposta de controle com AMS

Na tentativa de melhorar o desempenho do sistema de controle modificou-se o valor de  $\mu$  para 0,1, mantendo-se a mesma configuração de três amortecedores da nona proposta, utilizando-se o método de Jangid para se obter as propriedades dos amortecedores, indicadas na tabela 6.26, a seguir.

Tabela 6.26. Propriedades ótimas de Jangid para 3 amortecedores ( $\mu = 0,1$ ).

AMS	$f_{\text{est}}$ (Hz)	$M_{\text{est}}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{\text{ótimo}}$	$\beta^{\text{ótimo}}$	$\alpha^{\text{ótimo}}$	$\omega_{\text{est}}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{\text{AMS}}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	2,56	45.034,7	0,1	3	0,0975	0,2548	0,91693	16,08	14,749	12,870	315.999,5	1.907,85	4.787,95
14,749										1.452,69		4.177,97	
16,628										1.142,93		3.705,84	

A tabela 6.27, a seguir, mostra os resultados obtidos com a décima proposta, que indicam uma redução nos valores máximos, em média, de 4,9% para o nó 396 e de 4,0% para o nó 472.

Tabela 6.27. Resultados encontrados com a 10ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,734	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,633	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,448	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,768	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,636	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,450	Nenhuma

Esses resultados, embora melhores do que os resultados anteriores, apontam para a necessidade de se adotar outra concepção de arranjo do sistema de controle.

Levando-se em conta que o primeiro modo de vibração ocorre com a laje vibrando na direção Y, pensou-se em não apenas sintonizar os amortecedores na frequência correspondente a esse modo, mas também em configurá-los para atuar na direção Y. Além disso, pensou-se também em sintonizar outros amortecedores, simultaneamente aos primeiros, aos modos de vibração verticais (4º modo de vibração, cuja frequência é de 9,35 Hz, e 5º modo de vibração, de frequência 12,234 Hz).

Todas as propostas de controle a seguir se basearam nesse raciocínio, utilizando-se o cálculo de parâmetros pelo método de Jangid.

#### 6.7.3.11. 11ª Proposta de controle com AMS

Nesta proposta foram dispostos três amortecedores atuando na direção Y e sintonizados à frequência de 2,56 Hz e três outros atuando na direção Z e sintonizados à frequência de 9,35 Hz. A tabela 6.28 indica as propriedades calculadas para esses amortecedores.

Com o objetivo de se minimizar a vibração na direção vertical e otimizar a sua atuação, os amortecedores atuando na direção Y foram instalados individualmente no centro do vão das vigas V14, V15 e V16, isto é, nos nós 391, 401 e 409. Já os amortecedores atuando na direção Z foram instalados no centro dos vãos I, II e III da laje, ou seja, nos nós 386, 396, que apresentaram valores máximos de deslocamento e aceleração verticais significativos, e 405, que apresentou um deslocamento modal importante.

Tabela 6.28. Propriedades ótimas de Jangid para 6 amortecedores.

AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha_{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	2,56	45.034,7	0,1	3	0,0975	0,2548	0,91693	16,08	14,749	12,870	315.999,5	1.907,85	4.787,95
2										14,749		1.452,69	4.177,97
3										16,628		1.142,93	3.705,84
AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha_{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	9,35	45.034,7	0,1	3	0,0975	0,2548	0,91693	58,75	53,868	47,005	4.215.311,6	1.907,85	17.487,25
2										53,868		1.452,69	15.259,37
3										60,730		1.142,93	13.535,01

Na figura 6.55, a seguir, os nós em vermelho são os utilizados pelos amortecedores atuando na direção Z, enquanto que os nós na cor amarela indicam os que atuam na direção Y.

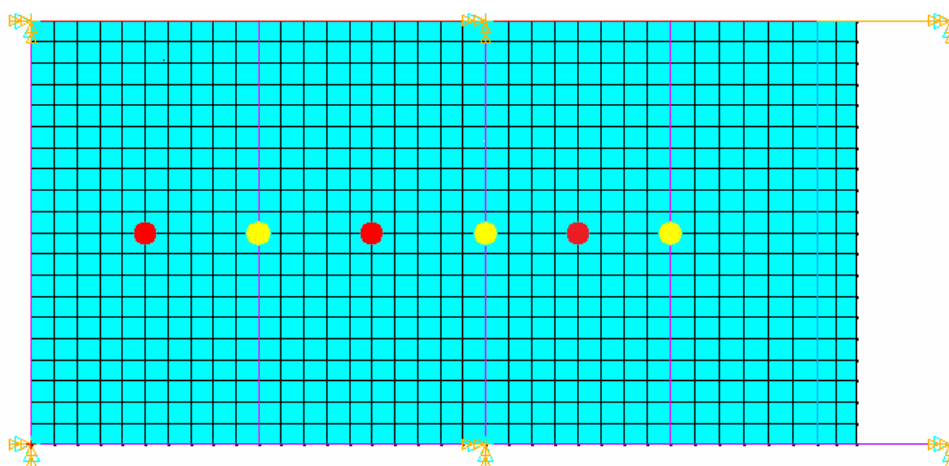


Figura 6.55. Nós 386, 396 e 405 em vermelho e nós 391, 401 e 409 na cor amarela.

A tabela 6.29 mostra os resultados obtidos com a décima primeira proposta.

Tabela 6.29. Resultados encontrados com a 11ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,816	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,552	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,390	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,827	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,553	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,391	Nenhuma



Verifica-se que os valores dos deslocamentos verticais aumentaram para ambos os nós, enquanto que os das acelerações começaram a ter uma atenuação mais significativa do que em todas as propostas anteriores. Considerando-se o aumento do deslocamento máximo, a redução média dos valores máximos foi de 8,7% para o nó 396 e de 9,0% para o nó 472. Desconsiderando-se esse aumento no deslocamento máximo, as reduções, em média, foram respectivamente de 16,7% e de 15,9%. Mas ainda não foram alcançados os limites estabelecidos pelas normas comentadas, e então foram concebidas outras propostas.

#### 6.7.3.12. 12ª Proposta de controle com AMS

Para essa proposta, levou-se em consideração o observado no item 6.4, sobre a análise modal, a respeito dos três primeiros modos de vibração. Ou seja, que o primeiro modo de vibração ocorre com deslocamento horizontal da laje na direção Y, enquanto que o segundo e o terceiro modos ocorrem com a laje girando paralelamente ao seu próprio plano e em torno de um eixo vertical localizado aproximadamente no seu centro.

Por esse motivo, configurou-se um sistema de controle com cinco amortecedores, todos atuando na direção Y, instalados nos nós 343, 419, 401, 380 e 456, como indicado na figura 6.56 pelos pontos amarelos.

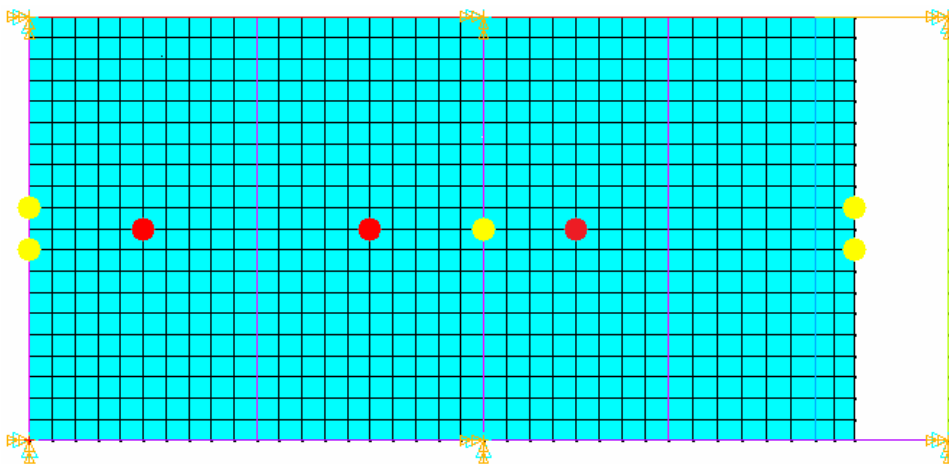


Figura 6.56. Nós 386, 396 e 405 em vermelho e nós 343, 419, 401, 380 e 456 na cor amarela.

Desses, dois foram dispostos numa extremidade e outros dois na extremidade oposta, justamente para atuarem atenuando a vibração do segundo e do terceiro modos, que são de giro. O quinto foi localizado no centro da laje para, junto com os outros quatro, atuar

sobre a vibração que ocorre na direção Y.

Mantiveram-se ainda três amortecedores atuando na direção Z nos nós 386, 396 e 405, como indicado pelos pontos em vermelho também na figura 6.56. Neste caso, se aplica exatamente a mesma justificativa de escolha apresentada na décima primeira proposta.

A tabela 6.30 indica as propriedades calculadas para esses amortecedores, enquanto que a tabela 6.31 apresenta os valores obtidos com a presente proposta.

Tabela 6.30. Propriedades ótimas de Jangid para 8 amortecedores.

AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha_{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	2,56	45.034,7	0,1	5	0,0727	0,3345	0,92573	16,08	14,890	11,774	174.881,75	1.261,53	2.159,66
2										13,020		1.031,63	1.952,99
3										14,260		880,01	1.783,15
4										15,510		726,98	1.639,45
5										16,750		623,32	1.518,06
AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha_{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	9,35	45.034,7	0,1	3	0,0975	0,2548	0,91693	58,75	53,868	47,005	4.215.311,6	1.907,85	17.487,25
2										53,868		1.452,69	15.259,37
3										60,730		1.142,93	13.535,01

Tabela 6.31. Resultados encontrados com a 12ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,816	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,551	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,390	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,827	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,553	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,391	Nenhuma

Não se observou melhora alguma como resultado desta proposta em relação à proposta anterior.

### 6.7.3.13. 13ª Proposta de controle com AMS

Neste caso, optou-se por manter as características da proposta anterior. Porém, utilizou-se a

freqüência do quinto modo de vibração para sintonizar os amortecedores atuando na direção Z, isto é, 12,234 Hz.

A tabela 6.32 indica as propriedades calculadas para esses amortecedores, e a tabela 6.33 apresenta os resultados provenientes desta proposta.

Tabela 6.32. Propriedades ótimas de Jangid para 8 amortecedores.

AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	2,56	45.034,7	0,1	5	0,0727	0,3345	0,92573	16,08	14,890	11,774	174.881,75	1.261,53	2.159,66
2										13,020		1.031,63	1.952,99
3										14,260		880,01	1.783,15
4										15,510		726,98	1.639,45
5										16,750		623,32	1.518,06
AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	12,234	45.034,7	0,1	3	0,0975	0,2548	0,91693	76,87	70,483	61,510	7.226.138,8	1.909,92	22.908,42
2										70,483		1.454,58	19.992,01
3										79,652		1.138,97	17.690,67

Tabela 6.33. Resultados encontrados com a 13ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,883	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,646	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,457	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,881	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,633	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,448	Nenhuma

Esta proposta, além de não ter apresentado melhoria alguma com relação à proposta anterior, chegou a piorar os resultados, de forma que deve ser descartada.

Uma vez que estas últimas propostas não levaram a resultados satisfatórios, pensou-se numa série de outras propostas, baseadas na configuração de amortecedores da décima primeira proposta, fazendo-se ajustes manuais nas propriedades dos amortecedores, como em suas freqüências de vibração e nas relações de amortecimento ótimo ( $\xi_T^{ótimo}$ ).

Esta estratégia, no entanto, não gerou resultados melhores do que os já alcançados com as

propostas anteriores.

Por fim, tendo-se ainda como base a 11<sup>a</sup> proposta, tentou-se um último ajuste de parâmetros aumentando-se sensivelmente o valor da relação de massas. Com isso, foi concebida a 14<sup>a</sup> proposta, na qual se usou 0,11 como valor de  $\mu$ .

#### 6.7.3.14. 14<sup>a</sup> Proposta de controle com AMS

A seguir são apresentadas as tabelas 6.34 e 6.35, nas quais se mostra, respectivamente, os valores das propriedades calculadas para os amortecedores, e os resultados obtidos desta proposta.

Tabela 6.34. Propriedades dos amortecedores da 14<sup>a</sup> proposta ( $\mu = 0,11$ ).

AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	2,56	45.034,7	0,11	3	0,1007	0,2735	0,91138	16,08	14,660	12,655	341.678,18	2.133,46	5.439,01
2										14,660		1.589,92	4.695,32
3										16,664		1.230,44	4.130,54
AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	9,35	45.034,7	0,11	3	0,1007	0,2735	0,91138	58,75	53,542	47,221	4.557.855,3	2.133,46	19865,12
2										53,542		1.589,92	17.148,92
3										60,863		1.230,44	15.086,15

Tabela 6.35. Resultados encontrados com a 14<sup>a</sup> proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,819	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,513	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,377	ISO 2631/1 e 2 (1980)
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,828	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,537	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,380	Nenhuma

Verifica-se um aumento nos valores máximos de deslocamento e, apesar deste fato, foi registrada uma atenuação média nos valores máximos de 9,7% e de 10,2%, respectivamente, para os nós 396 e 472. Considerando-se apenas os valores máximos de velocidade e aceleração, houve uma redução média nesses mesmos nós de 18,4% e de 17,7%.

A observação mais importante a se fazer é que, com essa proposta, finalmente um dos limites de normas estudados foi atendido. Trata-se da aceleração *rms* admissível pela norma *ISO 2631/1 e 2* (1980), que foi atendida no nó 396. Por pouco o mesmo não foi obtido no nó 472.

### 6.7.3.15. 15ª Proposta de controle com AMS

Com o objetivo de se conseguir reduzir o valor máximo da aceleração *rms* em ambos os nós, modificou-se mais uma vez o valor da relação de massas  $\mu$  para 0,12. Foram mantidas as mesmas condições da proposta anterior, mas com uma significativa diferença: os amortecedores atuando na direção Z foram sintonizados à frequência do carregamento dinâmico, isto é, 3,40 Hz.

Foram geradas, então, as tabelas 6.36, com as propriedades dos amortecedores, e a 6.37, com os respectivos resultados obtidos.

Tabela 6.36. Propriedades dos amortecedores da 15ª proposta ( $\mu = 0,12$ ).

AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	2,56	45.034,7	0,12	3	0,1054	0,2833	0,90408	16,08	14,542	12,482	365.762,88	2.347,51	6.176,83
14,542										1.729,60		5.301,95	
16,602										1.327,06		4.644,16	
AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	3,40	45.034,7	0,12	3	0,1054	0,2833	0,90408	21,36	19,314	16,578	645.175,00	2.347,51	8.203,60
19,314										1.729,60		7.041,65	
22,049										1.327,06		6.168,02	

Tabela 6.37. Resultados encontrados com a 15ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,720	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,603	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,426	Nenhuma
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,756	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,611	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,432	Nenhuma

O objetivo mencionado no início deste item não foi atingido, como pode ser observado pelos resultados apresentados, que registram uma piora com relação aos resultados da proposta anterior.

#### 6.7.3.16. 16ª Proposta de controle com AMS

Ainda com o objetivo de se conseguir reduzir o valor máximo da aceleração *rms* em ambos os nós, fez-se uma última proposta: foram mantidas a relação de massas  $\mu$  de 0,12 e as condições da 14ª proposta, isto é, o amortecedor atuando na direção Z foi novamente sintonizado a 9,35 Hz.

Foram geradas, então, as tabelas 6.38, com as propriedades dos amortecedores, e a 6.39, com os respectivos resultados obtidos.

Tabela 6.38. Propriedades dos amortecedores da 16ª proposta ( $\mu = 0,12$ ).

AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	2,56	45.034,7	0,12	3	0,1054	0,2833	0,90408	16,08	14,542	12,482	365.762,88	2.347,51	6.176,83
2										14,542		1.729,60	5.301,95
3										16,602		1.327,06	4.644,16
AMS	$f_{est}$ (Hz)	$M_{est}$ (kg)	$\mu$	n	$\xi_T^{ótimo}$	$\beta^{ótimo}$	$\alpha^{ótimo}$	$\omega_{est}$ (rad/s)	$\omega_T$ (rad/s)	$\omega_i$ (rad/s)	$k_{AMS}$ (N/m)	$m_i$ (kg)	$C_i$ (N.s/m)
1	9,35	45.034,7	0,12	3	0,1054	0,2833	0,90408	58,75	53,113	45,590	4.879.135,9	2.347,51	22.559,91
2										53,113		1.729,60	19.364,55
3										60,635		1.327,06	16.962,06

Tabela 6.39. Resultados encontrados com a 16ª proposta de controle.

Nó		Sem controle	Com controle	Norma (s) atendida (s) pela aplicação de controle
396	$U_z$ (mm)	0,760	0,824	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,674	0,513	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,477	0,363	ISO 2631/1 e 2 (1980)
472	$U_z$ (mm)	0,790	0,827	Nenhuma
	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	0,669	0,521	Nenhuma
	$a_{zrms}$ (m/s <sup>2</sup> )	0,472	0,368	ISO 2631/1 e 2 (1980)

O objetivo mencionado no início deste item foi, enfim, atingido, como pode ser observado pelos resultados apresentados, que registram redução de 23,9% nos valores máximos de

aceleração do nó 396, e de 22,2% do nó 472.

A tabela 6.40 é um resumo da avaliação feita dos resultados obtidos com a décima sexta proposta.

Tabela 6.40. Resumo da avaliação da 16<sup>a</sup> proposta quanto aos critérios de normas.

Norma	Limites	Limites da norma são atendidos?	
		Nó 396	Nó 472
DIN 4150/2 (1975)	dia: KB = 12; $d_{\text{máx}} = 2,38$ mm noite: KB = 0,3; $d_{\text{máx}} = 0,059$ mm	dia: sim noite: não	dia: sim noite: não
ISO 2631-1 e 2 (1980)	$a_{\text{rms}} = 0,378$ m/s <sup>2</sup> a $a_{\text{rms}} = 0,8064$ m/s <sup>2</sup>	sim	sim
BRE – British Building Research Establishment – Digest 278 (1983)	dia: KB = 8; $d_{\text{máx}} = 1,58$ mm noite: KB = 0,1; $d_{\text{máx}} = 0,0198$ mm	dia: sim noite: não	dia: sim noite: não
CAN3-S16-M84 (1984) e NBR 8800 (1986)	$a_0 = 5\%$ g ou $a_0 = 0,4903$ m/s <sup>2</sup>	não	não
NBR 6118 (2003)	$f_{\text{min}} > 3,6$ a 4,8 Hz	não	não
Guia prático do AISC (1997)	$a_{\text{pico}} = 0,5\%$ g ou $a_{\text{pico}} = 0,049$ m/s <sup>2</sup>	não	não

#### 6.7.4. Avaliação da resposta da estrutura com controle

Numa análise geral do comportamento desta estrutura, entendeu-se que a sua resposta sem controle estrutural ao carregamento dinâmico aplicado, quando avaliada segundo os critérios das normas apresentadas, corresponde a uma vibração excessiva. Chegou-se a essa conclusão pelo fato de que os valores máximos de deslocamento e aceleração verticais encontrados em diversos pontos da estrutura estão acima dos limites admissíveis para o conforto humano estabelecidos por essas mesmas normas.

Foi elaborada a tabela 6.41 com o objetivo de se fazer uma comparação, em termos dos limites das normas estudadas, da resposta da estrutura entre a situação sem controle e a situação com controle.

Tabela 6.41. Comparativo dos valores excedentes aos valores máximos da resposta da estrutura entre a situação sem controle e a situação com controle.

Norma	Valor excedente			
	Sem controle		Com controle	
	Nó 396	Nó 472	Nó 396	Nó 472
DIN 4150/2 (1975)	dia: -68,1% noite: 1.188%	dia: -66,8% noite: 1.234%	dia: -65,4% noite: 1.297%	dia: -65,3% noite: 1.302%
ISO 2631-1 e 2 (1980)	25,9%	25,1%	-3,97%	-2,65%
BRE – British Building Research Establishment – Digest 278 (1983)	dia: -51,2% noite: 3.738%	dia: -50% noite: 3.890%	dia: -47,8% noite: 4.062%	dia: 47,7% noite: 4.077%
CAN3-S16-M84 (1984) e NBR 8800 (1986)	37,5%	36,5%	4,63%	6,26%
NBR 6118 (2003)	-28,9%	-28,9%	-28,9%	-28,9%
Guia prático do AISC (1997)	1.275,5%	1.265%	947%	963%

Interpretando-se as informações contidas nessa tabela, observa-se que, em termos de deslocamentos máximos verticais, a resposta da estrutura não melhorou, chegando até mesmo a piorar um pouco, de acordo com as normas DIN 4150/2 (1975) e BRE – British Building Research Establishment – Digest 278 (1983).

Segundo essas duas normas, no período do dia há um “excedente negativo” sobre os limites estabelecidos tanto sem controle quanto com controle, o que significa que esses limites estão atendidos e com folga. Já no período da noite há um “excedente positivo”, significando isso que os limites estão sendo excedidos.

Segundo a norma ISO 2631/1 e 2 (1980), na situação sem controle a aceleração vertical *rms* admissível é excedida em cerca de 25%, enquanto que na situação com controle esse limite foi atendido.

Pelas normas CAN3-S16-M84 (1984) e NBR 8800 (1986), um pouco mais restritivas do que a mencionada no parágrafo anterior, em média, na situação sem controle a aceleração vertical admissível é excedida em 37% e, na situação com controle, esta é excedida em apenas cerca de 5%. Assim, essas normas não foram atendidas por uma margem significativamente pequena.

Pela norma NBR 6118 (2003), não houve alteração entre as situações sem e com controle,



pois o limite que estabelece é em termos de frequência fundamental mínima e, como já dito anteriormente, no presente trabalho não houve a preocupação em se alterar a frequência fundamental da estrutura. O sinal negativo, neste caso, significa que o limite mínimo não é atendido.

Por fim, o Guia prático do AISC (1997), que estabelece o mais restritivo critério entre todos os estudados, também não é atendido, embora o valor excedente da aceleração vertical admissível seja reduzido entre a situação sem controle e a situação com controle.

A seguir, são apresentados gráficos ilustrativos comparando o efeito de cada proposta no valor de deslocamentos e acelerações verticais nos nós 396 e 472.

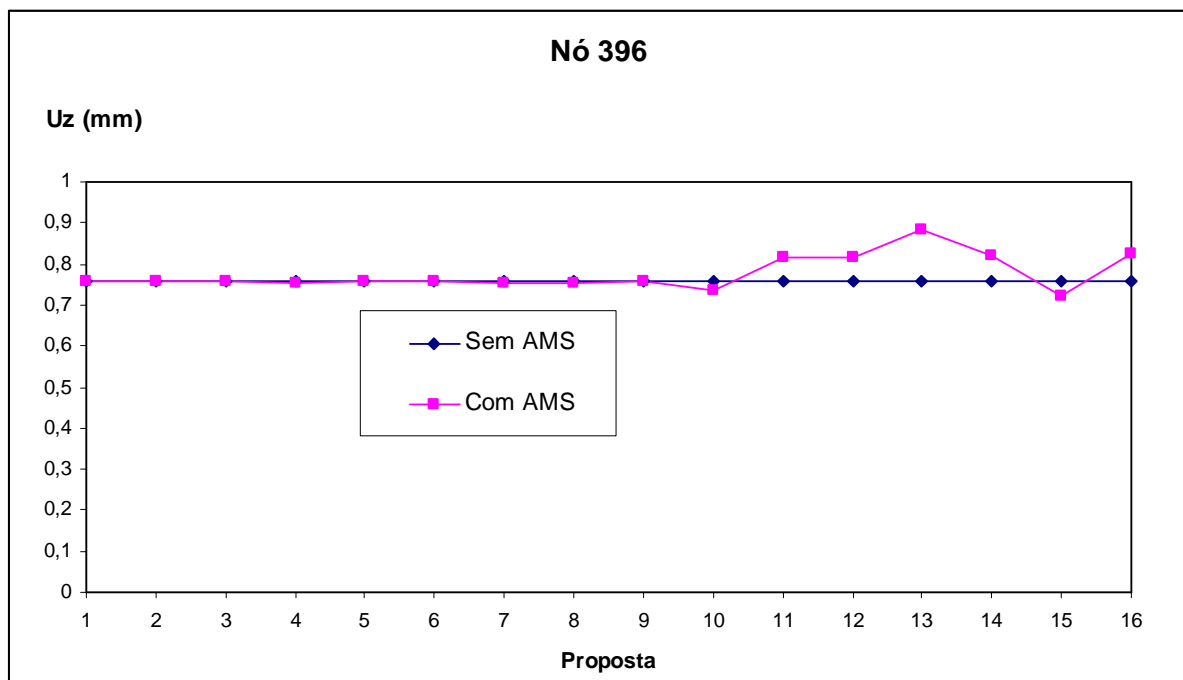


Figura 6.57. Comparação entre valores sem e com controle de deslocamentos no nó 396.

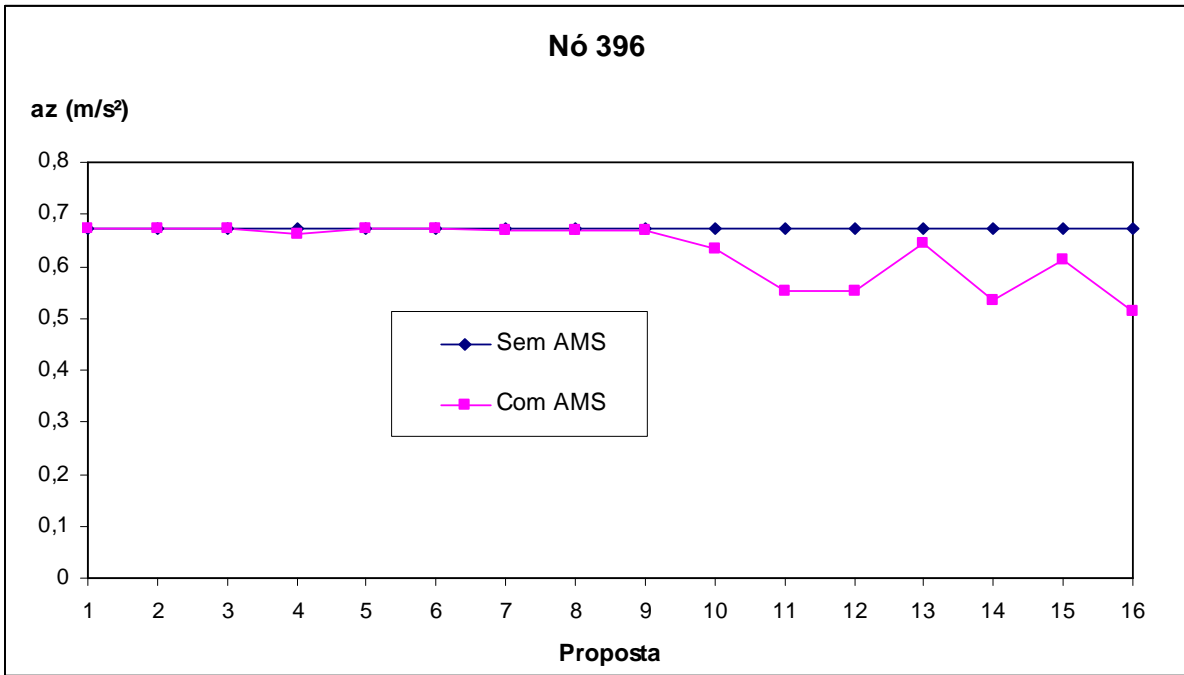


Figura 6.58. Comparação entre valores sem e com controle de acelerações no nó 396.

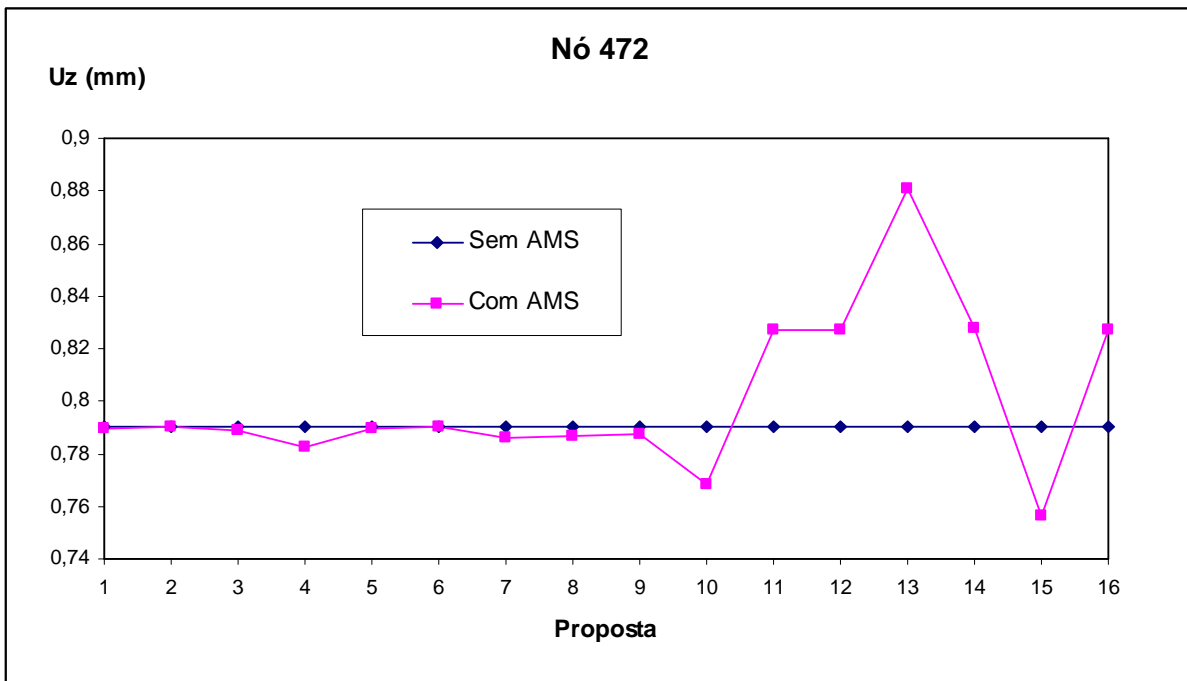


Figura 6.59. Comparação entre valores sem e com controle de deslocamentos no nó 472.

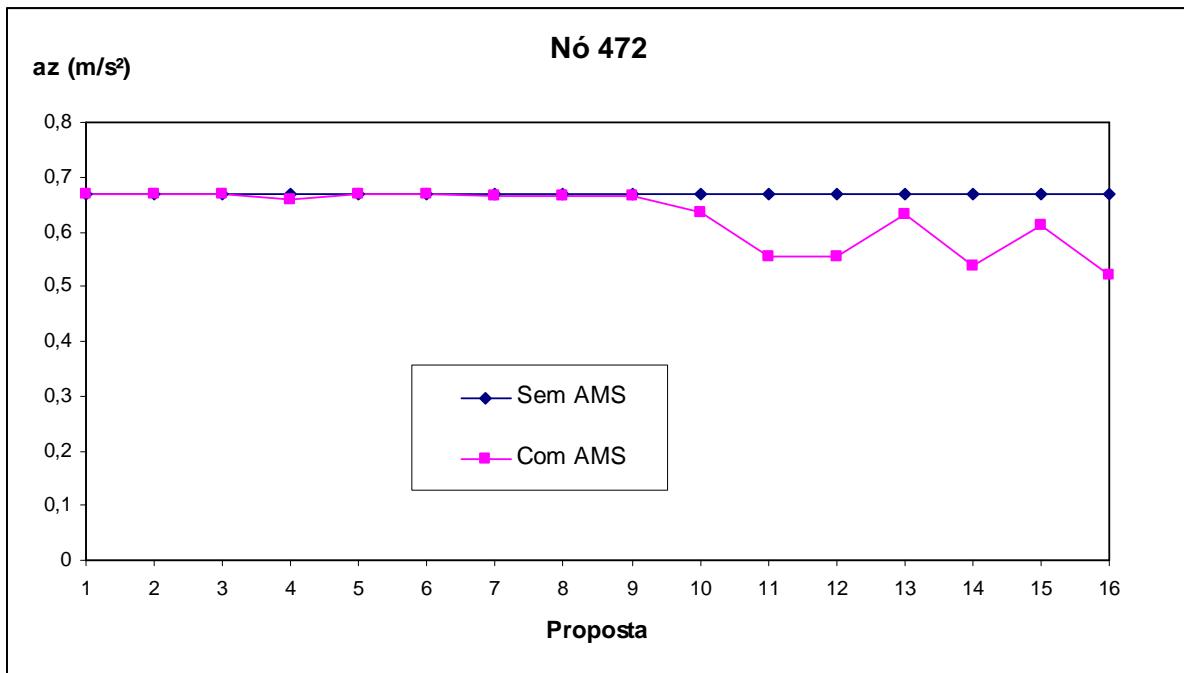


Figura 6.60. Comparação entre valores sem e com controle de acelerações no nó 472.

Observou-se que, por meio dessas comparações, até a nona proposta não se conseguiu um desempenho satisfatório dos sistemas de controle de vibração. A partir da décima proposta, então, se conseguiu reduzir gradualmente as acelerações, até o ponto em que se atingisse um nível satisfatório de vibração, segundo a norma ISO 2631/1 e 2 (1980).

O único senão é o fato de que, exatamente a partir do ponto mencionado, isto é, a décima proposta, os deslocamentos verticais passaram a se tornar maiores ao invés de se reduzirem. Isso se explica porque, justamente, a partir da 10ª proposta se passou a utilizar uma razão de massas significativamente maior, isto é, de 10% da massa total da estrutura. Esse fato contribuiu para acréscimos de massa também significativos e, por consequência, maiores deslocamentos verticais nos nós analisados.

Verifica-se que a 16ª proposta é a que melhor atende às normas no quesito aceleração vertical. No quesito deslocamento vertical, essa proposta atende o limite do período do dia e não atende o limite do período da noite. Também não atende ao quesito aceleração vertical do Guia Prático do AISC (1997), que é extremamente restritivo.

Por fim, um comentário importante a se fazer diz respeito às dificuldades encontradas durante as análises para se obter parâmetros ótimos para os AMSM. Isso ocorreu porque não foram

encontrados, na literatura pesquisada, parâmetros para esse tipo de controle definidos de forma específica para lajes. Os parâmetros utilizados, de Den Hartog, foram desenvolvidos para sistemas de um grau de liberdade, e os de Jangid, para estruturas de edifícios altos.

### 6.7.5. Avaliação da resposta estática da estrutura com controle

Foi feita uma análise estática da estrutura suportando os seis amortecedores com suas massas calculadas na 16ª proposta, para verificação das flechas quanto aos critérios da norma NBR 6118 (2003), em relação ao estado limite de utilização.

São apresentadas, a seguir, as figuras 6.61 e 6.62, nas quais se pode ver, respectivamente em planta e em perspectiva, o deslocamento estático vertical da estrutura devido à soma do seu peso próprio, da sobrecarga de revestimento e do peso dos seis amortecedores instalados.

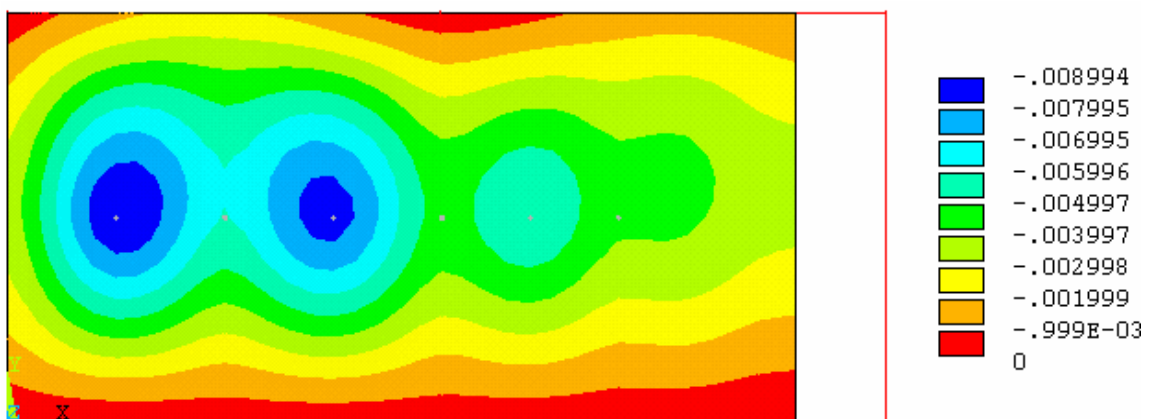


Figura 6.61. Deslocamento estático com 6 AMS's – Vista em planta.

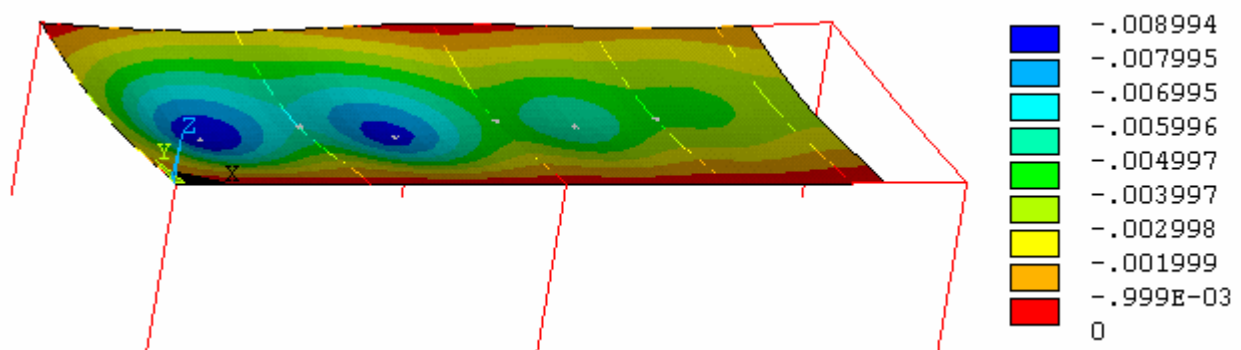


Figura 6.62. Deformação estática com 6 AMS's – Vista em perspectiva.

Como era esperado, houve um aumento nos deslocamentos estáticos em toda a estrutura como resposta à instalação do sistema de controle estrutural constituído por amortecedores de massa sintonizados. Esse aumento representa um acréscimo de 69,3% ao deslocamento máximo da laje sem o sistema de controle estrutural.

O deslocamento admissível nesses vãos é de 13,9 mm, como já visto no item sobre análise estática. O deslocamento estático máximo observado após a instalação do sistema de controle estrutural é de 8,994 mm e, portanto, a norma é atendida.

Com esse resultado, pode-se concluir que, em termos de comportamento estático, a estrutura atende aos limites de deslocamento estático quando nela é instalado o sistema de controle estrutural projetado neste trabalho, composto por 6 amortecedores de massa-mola com uma massa total de 10.800 kg.

## 7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 7.1. CONCLUSÕES

No presente trabalho foi realizada uma análise dinâmica de uma estrutura composta por pilares, vigas e laje, parte integrante de uma estrutura maior de um edifício comercial na cidade de Brasília, no qual funciona uma academia de ginástica. O motivo de se haver feito a análise apenas no trecho mencionado é o fato de que é nele que ocorrem as aulas de ginástica. Foi uma simplificação adotada, também, com o objetivo de se minimizar o esforço computacional e o tempo empregado nas análises numéricas, uma vez que foram feitas simulações com a estrutura completa cujos resultados mostraram-se equivalentes aos obtidos com a estrutura reduzida.

Realizou-se um estudo a respeito dos movimentos humanos de caminhar e correr e também sobre os efeitos que esses movimentos causam em estruturas, em termos de carregamento dinâmico. Esse estudo permitiu que fossem conhecidos os parâmetros que caracterizam esse carregamento, sua formulação matemática e, conseqüentemente, a sua simulação computacional de uma maneira próxima à realidade.

A primeira etapa da análise dinâmica caracterizou-se por uma análise modal, que permitiu o conhecimento dos dez primeiros modos naturais de vibração da estrutura e suas respectivas frequências. Assim, foi verificado que, no primeiro modo de vibração, a laje se desloca horizontalmente na direção do eixo Y e que, no segundo e no terceiro modos, a laje se move paralelamente ao seu próprio plano, girando em torno de um eixo vertical paralelo ao eixo Z, localizado aproximadamente no seu centro. As frequências de vibração associadas a esses modos têm valores que variam de 2,56 Hz a 3,98 Hz, ou seja, próximos aos que geralmente são encontrados nos carregamentos dinâmicos oriundos de pessoas praticando atividades físicas. Portanto, conclui-se que esses modos são os mais afetados quando sobre essa estrutura ocorre uma aula de ginástica.

Os modos nos quais foram verificados deslocamentos verticais na estrutura caracterizam-se por frequências de vibração cujos valores, que variam de 9,35 Hz (no quarto modo) a 22,53 Hz (no décimo modo), estão muito acima dos valores característicos de frequências

associadas a carregamentos dinâmicos gerados pela atividade humana, mesmo aquelas mais intensas. Assim, entendeu-se que o quarto modo e os seguintes não seriam muito significativamente excitados quando a estrutura fosse submetida aos carregamentos dinâmicos típicos de academia de ginástica.

A segunda etapa da análise dinâmica consistiu na simulação de quatro situações que fossem representativas de aulas de ginástica e gerassem o carregamento dinâmico típico de academia de ginástica na estrutura. Em cada situação trabalhou-se com diferentes parâmetros característicos desse carregamento, variando-se o número de pessoas. Para cada uma das situações propostas, o carregamento dinâmico foi gerado por um programa em linguagem FORTRAN 90, elaborado especificamente para este trabalho e identificado como *npessoas*, o qual forneceu vinte mil pares de dados de tempo e força, esta última calculada pela expressão matemática que descreve a força gerada por uma pessoa caminhando ou correndo (equação 3.1). Por meio do programa computacional ANSYS 5.4 (1995), esse carregamento foi aplicado à estrutura, e se obteve a resposta da mesma ao longo de vinte segundos, em termos de deslocamentos, velocidades e acelerações nodais na direção vertical, isto é, na direção perpendicular ao plano da laje.

Verificou-se que a resposta desta estrutura permite considerá-la como “bem comportada”, uma vez que os resultados observados em todas as situações foram bastante semelhantes entre si, tanto em termos da forma como a estrutura se move quanto em termos dos valores registrados. Tal resultado pode ser explicado pelo fato de os carregamentos aplicados à estrutura terem sido muito semelhantes entre si, sem grandes variações no número de pessoas e nem nos valores das suas variáveis.

Essa etapa abordou também uma análise da resposta da estrutura quando submetida ao carregamento dinâmico, simulado quanto aos critérios de conforto humano de normas previamente estudadas, que determinam os limites admissíveis de vibração em estruturas em diversas circunstâncias. Essa análise permitiu concluir-se que os limites das normas mencionadas não são atendidos e, portanto, entendeu-se que as vibrações encontradas podem ser classificadas como excessivas.

A terceira e última etapa da análise dinâmica compreendeu a elaboração de propostas de controle estrutural com o objetivo de se minimizar a vibração da estrutura a níveis

aceitáveis, isto é, abaixo dos limites impostos pelas normas apresentadas.

Uma das normas estudadas, a NBR 6118 (2003), estabelece apenas que a frequência fundamental da estrutura deve ser maior do que um valor mínimo crítico, de acordo com o uso do edifício, afirmando que assim se evitará problemas de vibração excessiva. Por esse motivo, procurou-se inicialmente a elaboração de uma proposta de modificação estrutural para levar a frequência fundamental de vibração a valores mais elevados. Assim, foi feita uma verificação do comportamento da estrutura numa análise modal, tendo-se instalado contraventamentos com as mesmas propriedades físicas e geométricas dos pilares existentes. Com isso, foi possível tornar a estrutura mais rígida e, com apenas quatro contraventamentos instalados na diagonal entre pilares, conseguiu-se elevar a frequência fundamental da estrutura a um valor superior ao valor crítico mínimo. Com esse resultado, o critério de frequência fundamental crítica seria satisfatoriamente atendido. No entanto, como foi dito no capítulo 4, esse procedimento não é o mais adequado para uma análise mais precisa e, portanto, nas análises transientes apenas se testou o controle das vibrações pela instalação de Amortecedores de Massa Sintonizados (AMS).

Foram desenvolvidas, então, diversas propostas de controle das vibrações, por meio da instalação de AMS's, variando-se a quantidade, a posição e as propriedades dos amortecedores. Os nós determinados para a instalação dos amortecedores foram escolhidos por se localizarem em locais da estrutura com elevados deslocamentos modais. Foi registrada uma atenuação nos valores máximos de velocidade e aceleração verticais na estrutura com a utilização das propostas desenvolvidas, até o ponto em que, segundo a norma ISO 2631/1 e 2 (1980), se atingisse um nível satisfatório de vibração. Com relação às normas normas DIN 4150/2 (1975) e BRE – British Building Research Establishment – Digest 278 (1983), em termos de deslocamento vertical máximo, o limite no período do dia é atendido, enquanto o do período da noite, não. Tal fato pode significar desconforto aos usuários do edifício onde a academia funciona, uma vez que aulas de ginástica acontecem ali no período noturno. Os limites estabelecidos pelas demais normas não são atendidos, sendo que as normas CAN3-S16-M84 (1984) e NBR 8800 (1986) não são verificadas por uma margem significativamente reduzida. Possivelmente, com um pouco mais de refinamento das propostas de controle, essas duas normas seriam atendidas. Vale ressaltar, ainda, que não foram encontradas na literatura pesquisada sugestões para os parâmetros dos AMSM instalados em lajes de edifícios. Como a eficiência desse tipo de sistema de controle é



altamente influenciada por esses parâmetros, uma otimização adequada dos mesmos poderia fornecer resultados mais satisfatórios.

Por último, após as análises dinâmicas, foi feita uma análise estática da estrutura, para verificar se ocorreriam flechas excessivas com a instalação dos amortecedores, cuja massa total é expressiva: 10.800 kg. Observou-se um aumento de 69,3% na flecha máxima da estrutura com relação à situação original, isto é, sem a presença de amortecedores de massa. Isso, no entanto, não representa um problema, pois, segundo a norma NBR 6118 (2003), a flecha máxima admissível é ainda maior do que a flecha encontrada.

Outras importantes conclusões podem ser tiradas com a realização deste trabalho, como o entendimento de que as várias normas existentes, como as estudadas, nem sempre concordam entre si, estabelecendo limites de vibração que variam significativamente de uma para outra. É o que acontece, por exemplo, entre as normas CAN3-S16-M84 (1984) e NBR 8800 (1986) e o Guia prático do AISC (1997). Assim, conforme determinada norma, a estrutura pode apresentar vibrações excessivas, enquanto pode estar perfeitamente de acordo com os limites admissíveis de conforto humano de uma outra norma.

Como já mencionado, há uma grande quantidade de parâmetros que influenciam significativamente a avaliação da vibração de uma estrutura por parte do ser humano, muitos deles subjetivos. Assim, convém que mais estudos sejam realizados nesse sentido e que haja mais comunicação e troca de informação entre os pesquisadores.

## **7.2. SUGESTÕES**

A seguir são apresentadas algumas sugestões para possíveis continuações deste estudo:

- Diversificação dos carregamentos dinâmicos aplicados, com deslocamentos espaciais.
- Avaliação experimental da resposta desta estrutura e comparação com os resultados numéricos.
- Avaliação da resposta dinâmica desta estrutura com relação a outras normas não abordadas neste trabalho

- Análise da estrutura de outros edifícios, destinados a atividades comerciais e de escritórios, onde atualmente funciona academia de ginástica.
- Estudos de otimização de parâmetros para AMSM instalados em lajes de edifícios.

## REFERÊNCIAS

- [1] ANSYS. *Revision 5.4, ANSYS User's Manual, EUA, 1995.*
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8800: Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios, Rio de Janeiro, Brasil, 1986.*
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto, Rio de Janeiro, Brasil, 2003.*
- [4] AVILA, S. M. *Controle Híbrido para Atenuação de Vibrações em Edifícios. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Brasil, 2002.*
- [5] BACHMANN, H., AMMANN, W. *Vibrations in Structures Induced by Man and Machines. Zurich. IBASE, 176p, 1987.*
- [6] BALTAR, A. C. *Vibrações Induzidas por Atividades Humanas em Passarelas. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasil, 2000.*
- [7] BATTISTA, R. C., VARELA, W. D. *Medidas Corretivas para Vibrações de Painéis Contínuos de Lajes de Edifícios. XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasil, 2002.*
- [8] BATTISTA, R. C., PFEIL, M. S. *Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados para Controle das Oscilações Induzidas pelo Vento na Ponte Rio Niterói. Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, V. 2, N. 1, jan./abr. Brasil, 2005*
- [9] BRITISH STANDARDS ORGANIZATION. *BS 6472: Evaluation of Human Exposure to Vibration in Buildings (1 Hz to 80 Hz), England, 1984.*
- [10] CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. *CAN3-S16.1-M84: Steel Structures for Buildings – Limits States Design, Appendix G: Guide on Floor Vibrations, Canada, 1984.*
- [11] CARNEIRO, R. B. *Controle de Vibrações em Edifícios Altos Utilizando Amortecedor de Massa Sintonizado Múltiplo (AMSM). Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasil, 2004.*
- [12] CEB. *Vibration Problems in Structures. Practical Guidelines. Bulletin D'Information N° 209. Comité European du Béton, Zurich, 1991.*
- [13] CHENG, J. XU, H. *Inner Mass Impact Damper for Attenuating Structure Vibration. International Journal of Solids and Structures, 2005.*
- [14] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. *DIN 4150/2: Erschütterungen im Bauwesen; Einwirkungen auf Menschen in Gebäuden ("Vibrations in Building; Influence on Persons in Buildings"), Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1975 bzw., 1990.*
- [15] DOLAN, J. D., MURRAY, T. M., JOHNSON, J. R., RUNTE, D., SHUE, B. C. *Preventing Annoying Wood Floor Vibrations. Journal of Structural Engineering, pp. 19-24, January, 1999.*

- [16] EBRAHIMPUR, A., SACK, R. L. *A Review of Vibration Serviceability Criteria for Floor Structures. Computers & Structures* 83, pp. 2488-2494, August, 2005.
- [17] FUJINO, Y. *Vibration, Control and Monitoring of Long-span Bridges – Recent Research, Developments and Practice in Japan. Journal of Constructional Steel Research*, pp. 71-97, 2002.
- [18] GOMES, D. H. M. *Estudo do Comportamento Dinâmico de Uma Passarela de Pedestres da Cidade de Brasília. XXXI Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Local, Brasil, 2006.*
- [19] GÓMEZ, A. L. Z. *Controle de Vibrações em Edifícios Submetidos à Ação de Cargas Dinâmicas Utilizando Amortecedor de Massa Sintonizado na Forma de Pêndulo. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasil, 2007.*
- [20] HARTOG, J. P. D. *Mechanical Vibrations, 4<sup>th</sup> edition. New York: McGraw-Hill, 1956.*
- [21] HOLMES, J. D. *Listing of Installations. Engineering Structures, vol. 17, n. 9, pp. 676-678, 1995.*
- [22] HØSBERG, J. R., KRENK, S. *Linear Control Strategies for Damping of Flexible Structures. Journal of Sound and Vibration, pp. 59-77, November, 2005.*
- [23] INTERNATIONAL STANDARD ORGANIZATION. *Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration. Part 1: General Requirements. International Standard, ISO 2631-1, Switzerland, 1980.*
- [24] INTERNATIONAL STANDARD ORGANIZATION. *Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration. Part 2: Human Exposure to Continuous and Shock-Induced Vibrations in Buildings (1 to 80Hz). International Standard, ISO 2631-2, Switzerland, 1980.*
- [25] JANGID, R. S. *Optimum Multiple Tuned Mass Dampers for Base-excited Undamped System. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, v. 28, pp. 1041-1049, 1999.*
- [26] KAPPOS, A. J. *Dynamic Loading and Design of Structures, Spon Press, London and New York, 2002.*
- [27] KERR, S. C., BISHOP, N. W. M. *Human Induced Loading on Flexible Staircases. Engineering Structures, pp. 37-45, 2001.*
- [28] LI, K., DARBY, A. P. *An Experimental Investigation into the Use of a Buffered Impact Damper. Journal of sound and vibration, 291, June, 2005.*
- [29] LIN, J. *An Active Vibration Absorber of Smart Panel by Using a Decomposed Parallel Fuzzy Control Structure. Engineering Applications of Artificial Intelligence, May, 2005.*
- [30] MOURING, S. E. *Dynamic Response of Floor Systems to Building Occupant Activities. Dissertação de Doutorado, Universidade Johns Hopkins, EUA, 1992.*

- [31] SETAREH, M. *Floor Vibration Control Using Semi-active Tuned Mass Dampers. Canadian Journal of Civil Engineering*, pp. 76, February, 2002.
- [32] SOONG, T. T., DARGUSH, G. F. *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering. Chichester: John Wiley & Sons, 1997.*
- [33] TAMURA, Y., FUJII, K., OHTSUKI, T., WAKAHARA, T., KOHSAKA, R. *Effectiveness of Tuned Liquid Dampers under Wind Excitation. Engineering Structures*, 1995.
- [34] TAO, J. MAK, C. M. *Effect of Viscous Damping on Power Transmissibility for The Vibration Isolation of Building Services Equipment. Applied acoustics*, 67, February, 2006.
- [35] THORNTON, C. H., CUOCO, D. A., VELIVASAKIS, E. E. *Taming Structural Vibrations. Civil Engineering Magazine, ASCE*, pp. 57-59, November, 1990.
- [36] VALENCIA, L. A. L. *Controle de vibrações em Distintas Configurações de Vigas Metálicas Utilizando Amortecedores de Massa Sintonizados. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasil, 2007.*
- [37] VARELA, W. D. *Modelo Teórico Experimental para Análise de Vibrações Induzidas por Pessoas Caminhando Sobre Lajes de Edifícios. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Brasil, 2004.*
- [38] WHEELER, J. E. *Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibration in Footbridges. ASCE, Journal of the Structural Division. Vol. 108, n.º ST9, pp. 2045-2065, 1982.*
- [39] ZIVANOVIC, S., PAVIC, A., REYNOLDS, P. *Vibration Serviceability of Footbridges Under Human-Induced Excitation: A Literature Review. Journal of Sound and Vibration. Vol. 279, pp. 1-74, 2005.*

## ANEXO A. PROGRAMA *npessoas*

O quadro A.1, a seguir, apresenta por inteiro a rotina do programa *npessoas*.

Quadro A.1. Programa *npessoas*.

```
! PROGRAMA QUE CALCULA O CARREGAMENTO NO TEMPO DE VÁRIAS PESSOAS
! PULANDO NO MESMO LOCAL NUM INTERVALO DE TEMPO DETERMINADO

! *****
! DECLARAÇÃO DE VARIÁVEIS
! *****

REAL Fp,kp,G,tp,tt,delt,t
INTEGER, DIMENSION (:), ALLOCATABLE :: noh
INTEGER i,quant

! *****
! FORMATOS DE ENTRADA E SAIDA DE DADOS
! *****

3 FORMAT(a,I5,a,F9.3)
4 FORMAT(a)
9 FORMAT(a,F9.3)

! *****
! DEFINIÇÃO DOS ARQUIVOS DE ENTRADA E DE SAÍDA
! *****

OPEN(1,FILE='entnpessoas.txt',STATUS='UNKNOWN')
OPEN(2,FILE='saidanpessoas.txt',STATUS='UNKNOWN')

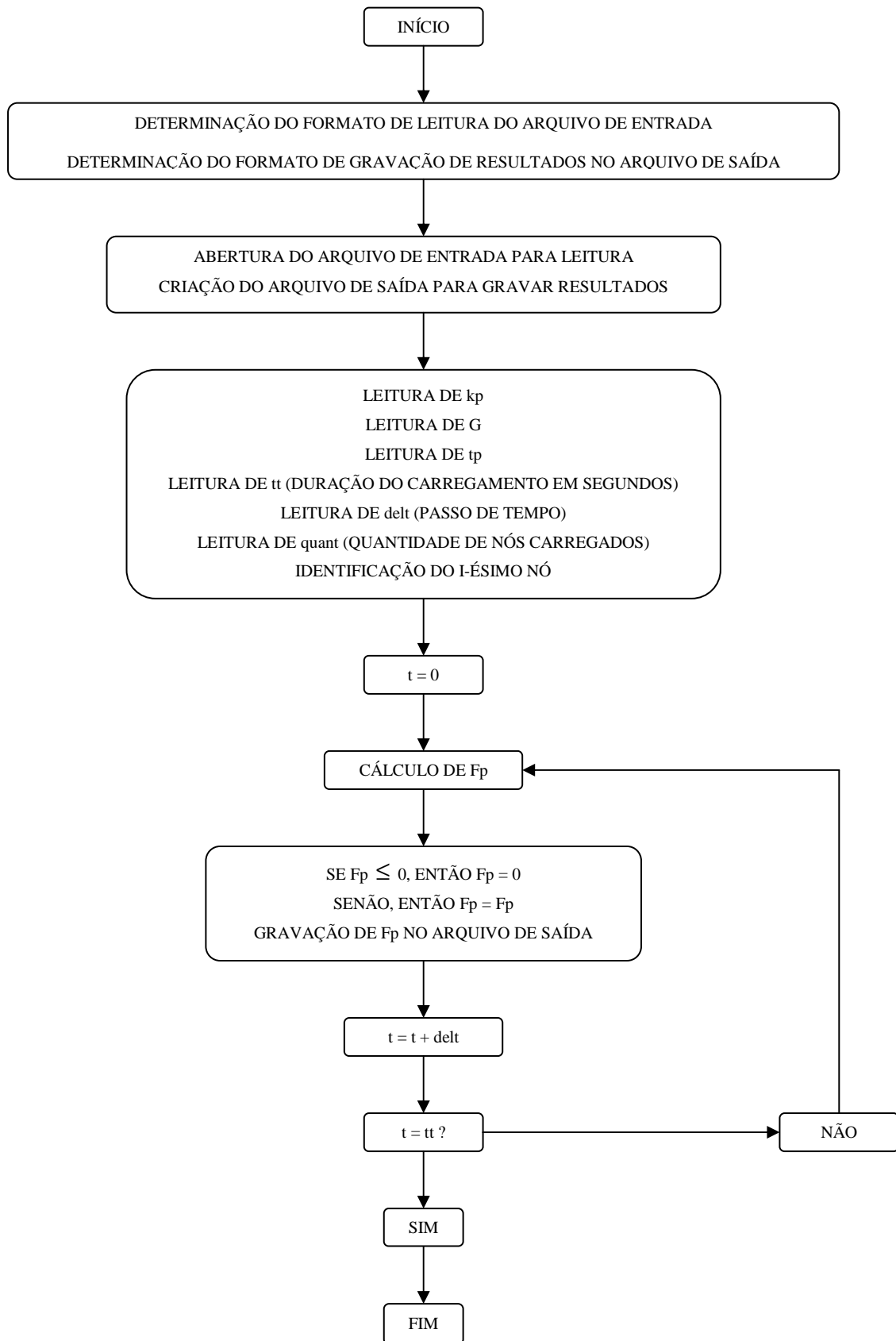
! *****
! INICIALIZAÇÃO DE VARIÁVEIS
! *****

READ(1,*)kp,G,tp,tt,delt,quant
ALLOCATE(noh(quant))
DO i=1,quant
  READ(1,*) noh(i)
END DO
t=0

! *****
! EXECUÇÃO DO PROGRAMA
! *****

DO t=0,tt,delt
  Fp=kp*G*SIN(3.1416*t/tp)
  IF (Fp>=0.0) THEN
    WRITE(2,9)'Time',t
    DO j=1,quant
      WRITE(2,3)'F',noh(j),',FZ,-',Fp
    END DO
    WRITE(2,4)'SOLVE'
  ELSE
    WRITE(2,9)'Time',t
    DO j=1,quant
      WRITE(2,3)'F',noh(j),',FZ,-',0.0
    END DO
    WRITE(2,4)'SOLVE'
  END IF
END DO
END
```

A seguir é apresentado um fluxograma ilustrativo do funcionamento do programa.



A tabela A.1 indica os dados de entrada que o programa deve ler, e a tabela A.2, a seguir, indica uma situação de carregamento dinâmico proposto e um exemplo de arquivo de entrada correspondente para ser lido pelo programa.

Tabela A.1. Dados de entrada para leitura do algoritmo.

Dados de entrada	Identificação
Fator de impacto	$k_p$
Peso estático das pessoas, em Newtons	G
Tempo de contato entre os pés e a estrutura, em segundos	$t_p$
Duração do carregamento, em segundos	tt
Passo de tempo	delt
Quantidade de nós carregados ou pessoas saltando na estrutura	quant
Identificação do i-ésimo nó	noh (i)

Tabela A.2. Situação de carregamento dinâmico e arquivo de entrada correspondente.

Situação	Arquivo de entrada
	2.1875
	800.0
	0.195
	20.0
	0.01
	16
Fator de impacto $k_p = 2,1875$	57
Peso de cada pessoa $G = 800\text{ N}$	235
Tempo de contato dos pés com a estrutura $t_p = 0,195\text{ s}$	241
	247
Duração do carregamento $tt = 20\text{ s}$	253
Duração de cada passo de tempo $delt = 0,01\text{ s}$	259
Quantidade de pessoas pulando sobre a estrutura $quant = 16$	463
	469
Nós carregados (sobre os quais há uma pessoa): 57, 235, 241, 247, 253, 259, 463, 469, 475, 481, 487, 691, 697, 703, 709 e 715.	475
	481
	487
	691
	697
	703
	709
	715

Para essa situação é apresentada, a seguir, a tabela A.3, que mostra um trecho do arquivo de saída obtido mostrando o carregamento correspondente aos três primeiros passos de tempo.



Tabela A.3. Primeiros três passos de tempo do arquivo de saída para a situação exemplo apresentada.

<b>1º Passo de tempo</b>	<b>2º Passo de tempo</b>	<b>3º Passo de tempo</b>
Time, .000	Time, .010	Time, .020
F, 57,FZ,- .000	F, 57,FZ,- 280.720	F, 57,FZ,- 554.170
F, 235,FZ,- .000	F, 235,FZ,- 280.720	F, 235,FZ,- 554.170
F, 241,FZ,- .000	F, 241,FZ,- 280.720	F, 241,FZ,- 554.170
F, 247,FZ,- .000	F, 247,FZ,- 280.720	F, 247,FZ,- 554.170
F, 253,FZ,- .000	F, 253,FZ,- 280.720	F, 253,FZ,- 554.170
F, 259,FZ,- .000	F, 259,FZ,- 280.720	F, 259,FZ,- 554.170
F, 463,FZ,- .000	F, 463,FZ,- 280.720	F, 463,FZ,- 554.170
F, 469,FZ,- .000	F, 469,FZ,- 280.720	F, 469,FZ,- 554.170
F, 475,FZ,- .000	F, 475,FZ,- 280.720	F, 475,FZ,- 554.170
F, 481,FZ,- .000	F, 481,FZ,- 280.720	F, 481,FZ,- 554.170
F, 487,FZ,- .000	F, 487,FZ,- 280.720	F, 487,FZ,- 554.170
F, 691,FZ,- .000	F, 691,FZ,- 280.720	F, 691,FZ,- 554.170
F, 697,FZ,- .000	F, 697,FZ,- 280.720	F, 697,FZ,- 554.170
F, 703,FZ,- .000	F, 703,FZ,- 280.720	F, 703,FZ,- 554.170
F, 709,FZ,- .000	F, 709,FZ,- 280.720	F, 709,FZ,- 554.170
F, 715,FZ,- .000	F, 715,FZ,- 280.720	F, 715,FZ,- 554.170
SOLVE	SOLVE	SOLVE

Como já dito anteriormente, como neste caso, foi calculado o carregamento para 20 mil passos de tempo, para cada situação estudada. Num determinado nó, dentre os escolhidos e mostrados acima, a evolução da força gerada ao longo do tempo pelo carregamento dinâmico é apresentada em forma de gráfico na figura A.1, a seguir.

Em seguida, no gráfico da figura A.2, mostra-se o mesmo carregamento, mas apenas até o tempo 0,98 s, para dar uma melhor noção de como a força varia ao longo do tempo.

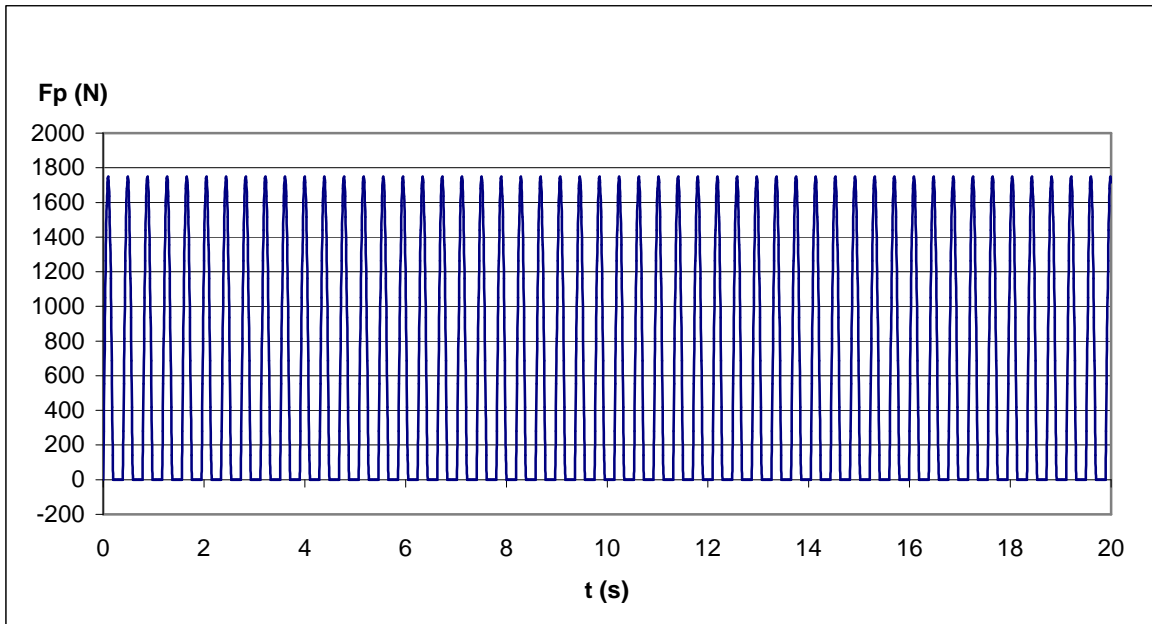


Figura A.1. Gráfico do valor do carregamento dinâmico ao longo de 20 segundos.

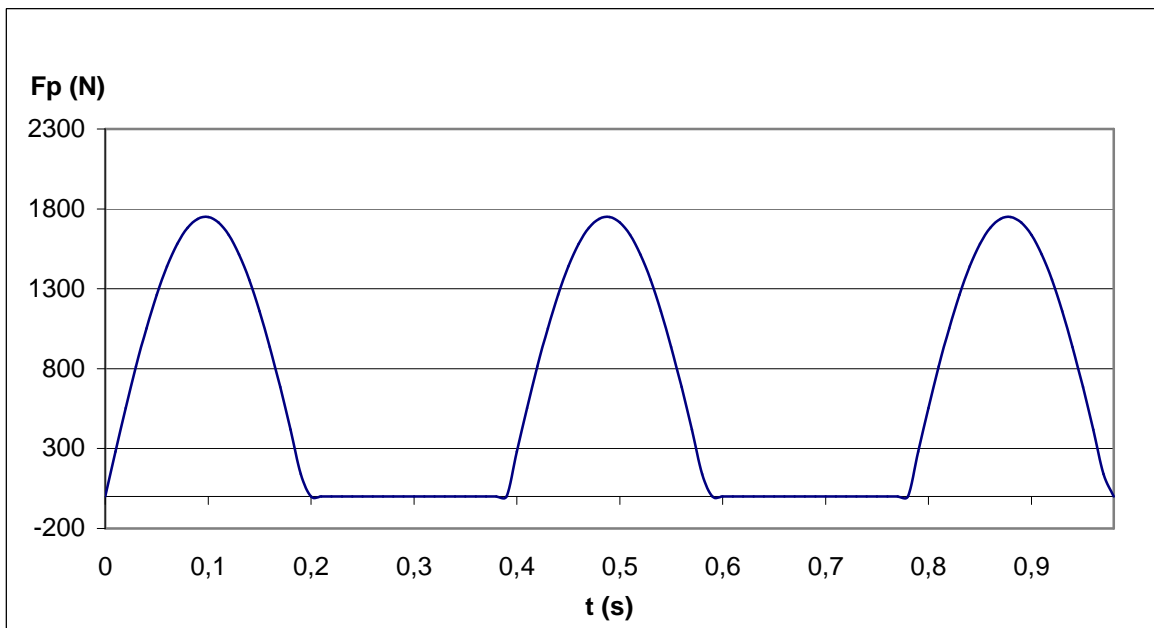


Figura A.2. Gráfico do valor do carregamento dinâmico ao longo de 0,98 segundos.