

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Otimização de atenuadores dinâmicos sincronizados para o controle de vibrações em edifícios submetidos à excitação sísmica**

**Francisco da Silva Brandão**

Porto Alegre  
2021

FRANCISCO DA SILVA BRANDÃO

**OTIMIZAÇÃO DE ATENUADORES DINÂMICOS  
SINCRONIZADOS PARA O CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM  
EDIFÍCIOS SUBMETIDOS À EXCITAÇÃO SÍSMICA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia.

Porto Alegre  
2021

**FRANCISCO DA SILVA BRANDÃO**

**OTIMIZAÇÃO DE ATENUADORES DINÂMICOS  
SINCRONIZADOS PARA O CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM  
EDIFÍCIOS SUBMETIDOS À EXCITAÇÃO SÍSMICA**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração ESTRUTURAS, e aprovada em sua forma final pela professora orientadora e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 26 de Janeiro de 2021.

**Profa. Leticia Fleck Fadel Miguel (PPGEC e PROMEC/UFRGS)**  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientadora

**Prof. Nilo Cesar Consoli**  
Ph.D. pela Concordia University, Canadá  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Esequiel Fernandes Teixeira Mesquita (PEC/UFC)**  
Dr. pela Universidade do Porto, Portugal

**Prof. Marcelo Maia Rocha (PPGEC/UFRGS)**  
Dr. techn. pela Universität Innsbruck, Áustria

**Prof. Ronaldo Carvalho Battista (COPPE/UFRJ)**  
Ph.D. pela University of London, Inglaterra

Dedico este trabalho à minha querida avó,  
Francisca (*in memoriam*).

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, pela vida, por me permitir estar aqui, pelos meus objetivos já conquistados e por ter me dado uma família maravilhosa.

À minha família, por estar sempre presente, sempre me apoiarem, incentivarem e darem todo o suporte para que eu pudesse alcançar meus objetivos.

Aos meus amigos, Roger Ribeiro, Jherbyson Brito, Jamile Tavares, Marcela Mossmann, João Paulo, Matheus Trindade, William Damé, pelo convívio, pelas conversas, pela amizade.

À minha orientadora, Profa. Dra. Leticia Fleck, pelas orientações, por estar sempre disponível, empenhada e paciente, e pelas suas valorosas contribuições no desenvolvimento deste trabalho.

A todos os membros da banca examinadora por aceitarem o convite, em especial ao Prof. Dr. Esequiel Mesquita, por me incentivar a seguir nesta carreira, ainda durante minha graduação.

Agradeço ainda, à Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) pela excelente formação e à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro.

## RESUMO

BRANDÃO, F. S. **Otimização de atenuadores dinâmicos sincronizados para o controle de vibrações em edifícios submetidos à excitação sísmica**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

A ação dos sismos sobre edifícios pode provocar vibrações de altas amplitudes e gerar muitos danos, que em alguns casos, levam ao colapso da estrutura. Neste cenário, o controle estrutural mostra-se como uma ferramenta capaz de reduzir as vibrações excessivas e melhorar o desempenho da edificação. O sistema de controle passivo por meio de Atenuador Dinâmico Sincronizado (ADS) é uma técnica bastante utilizada, entretanto, projetar estes dispositivos e posicioná-los na estrutura a ser controlada, de modo que se tenha a melhor redução da resposta dinâmica, não é tarefa fácil. Neste contexto, a presente dissertação apresenta um estudo sobre a otimização de parâmetros de projeto e posições de ADS simples e Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados (MADS), destinados ao controle de vibrações em edifícios submetidos à excitações sísmicas, objetivando a redução do deslocamento relativo entre pavimentos (*story drift*), cujo critério limite foi obtido na norma ANSI/AISC 360-16. Para isto, são estudados três edifícios de diferentes alturas, os quais foram submetidos a um conjunto de três sismos reais e a um artificial não-estacionário com frequência de excitação coincidente com a frequência do modo fundamental de cada edifício. Para cada edificação foram propostos diferentes cenários de controle e para realizar as otimizações utilizou-se o algoritmo meta-heurístico *Whale Optimization Algorithm* (WOA). Os resultados obtidos mostraram que para o Edifício 1, todos os cenários foram eficientes em reduzir o *story drift* de modo a adequá-lo ao critério adotado e o Cenário 1-Otimizado, que foi equivalente ao Cenário 3 com apenas um único ADS no topo, foi considerado a alternativa mais viável. No Edifício 2, verificou-se novamente que todos os cenários conseguiram controlar a estrutura, garantindo que o *story drift* não ultrapassasse os valores limites, e o Cenário 1-Otimizado com um único ADS instalado no topo mostrou-se como a melhor solução. Por fim, para o Edifício 3, o Cenário 4-Modificado com massa dos MADS igual a 6% da massa da estrutura, onde os 3 ADS resultantes foram dispostos no plano do edifício, foi o único que teve controle efetivo sobre a resposta do edifício e conseguiu adequá-lo ao critério adotado, sendo portanto seu melhor cenário de controle.

**Palavras-chave:** *Atenuador Dinâmico Sincronizado; Otimização; Sismos; Story drift; Controle de vibrações.*

## ABSTRACT

BRANDÃO, F. S. **Optimization of tuned mass dampers for vibration control in buildings under seismic excitation.** 2021. Master Thesis in Civil Engineering – Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

The seismic excitation on buildings can cause high amplitude of vibrations and generate many damages that, in some cases, lead to the collapse of the structure. In this scenario, the structural control is a tool that can reduce excessive vibrations and improve the performance of the building. The passive control system with Tuned Mass Damper (TMD) is a widely used technique, however, design their parameters and positions on the structure to be controlled, in order to obtain the best reduction in the dynamic response, is quite complicated. In this context, the present dissertation presents a study on the optimization of design parameters and positions of single TMD and Multiple Tuned Mass Dampers (MTMDs), utilized to the vibrations control in buildings subjected to seismic excitations, aiming to reduce the relative displacement between floors (story drift), in order to limit it to the criterion obtained in the ANSI/AISC 360-16 standard. For this, three buildings of different heights are studied and were submitted to a set of three real earthquakes and a non-stationary artificial earthquake with frequency of excitation equal to the frequency of the fundamental mode of each building. For each building, different control scenarios were proposed and to perform the optimizations, the meta-heuristic algorithm Whale Optimization Algorithm (WOA) was used. The results obtained showed that, for Building 1, all scenarios were effective to reducing the story drift, in order to adapt it to the adopted criterion and the Scenario 1-Optimized, which was equivalent to Scenario 3, with a single TMD at the top floor, it was considered the best alternative. In Building 2, it was found that all scenarios were able to control the structure and the story drift did not exceed the limit values, and Scenario 1-Optimized with a single TMD installed at the top floor, proved to be the best solution for this building. Finally, for Building 3, Scenario 4-Modified, with mass of the MTMDs equal to 6% of the structural mass, with 3 TMD arranged on the building plan, was the only one that had effective control on the response and story drift of structure, adapt it to the adopted criterion, being therefore, its best control scenario.

**Keywords:** *Tuned Mass Damper; Optimization; Earthquakes; Story drift; Vibration control.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Colapso parcial de edificação de alvenaria em San Felice sul Panaro: (a) Vista do canto colapsado e (b) vista oposta ao canto colapsado.....	20
Figura 1.2 - Danos em edifício localizado em Chiapas, México após o sismo de 8,2 Mw em 2017 .....	20
Figura 2.1 - Acelerogramas do sismo El Centro: (a) componente Norte-Sul, (b) componente Leste-Oeste e (c) componente vertical .....	25
Figura 2.2 -Tipos de ondas sísmicas.....	26
Figura 2.3 - Sistema de 1GDL submetido à aceleração na base .....	28
Figura 2.4 - Sistema de controle de vibrações passivo com MADS. ....	30
Figura 2.5 - Sistema de controle ativo: à esquerda o Edifício Kyobashi-Seiwa e à direita uma ilustração do sistema de controle.....	31
Figura 2.6 - Sistema de controle semiativo: à esquerda o Edifício Kajima Shizuoka e à direita ilustração do respectivo sistema de controle .....	32
Figura 2.7 - Sistema de controle híbrido: à esquerda o Edifício Shinsuku Park Tower e à direita um dos dispositivos <i>V-shaped</i> AMH instalados .....	33
Figura 2.8 - ADS do edifício Taipei 101 em Taiwan .....	35
Figura 4.1- Estrutura equipada com um ADS no topo. ....	54
Figura 4.2 - Estrutura equipada com MADS.....	56
Figura 4.3 - Comportamento de caça das baleias jubarte utilizando o mecanismo de rede de bolhas.....	57
Figura 4.4 - Operador de ataque por rede de bolhas: mecanismo encolhimento envolvente ...	59
Figura 4.5 - Operador de ataque por rede de bolhas: posição de atualização em espiral .....	59
Figura 4.6 - Pseudocódigo do WOA .....	61
Figura 5.1 - Acelerograma artificial gerado com o espectro de Kanai-Tajimi, com PGA de 0,475g .....	62
Figura 5.2 - Espectro de potência gerado pelo método de Kanai-Tajimi.....	63
Figura 5.3 - Acelerograma artificial com PGA de 0,475g gerado a partir do espectro de potência de Kanai-Tajimi. ....	63
Figura 5.4 - Espectro de potência do acelerograma artificial gerado através do espectro de Kanai-Tajimi.....	64
Figura 5.5 - Sistema dinâmico de 2GDL sujeito a força harmônica .....	65
Figura 5.6 - Resposta analítica e numérica do sistema de 2GDL com $dt=0,005s$ .....	67



Figura 5.7 - Resposta analítica e numérica do sistema de 2GDL com $dt=0,01s$ . .....	67
Figura 5.8 - Dimensões e numeração dos nós e barras do edifício ilustrativo utilizado na validação da análise modal. ....	69
Figura 5.9 - Comparativo entre os modos de vibração no Matlab e no Ansys.....	70
Figura 5.10 - Acelerogramas estacionários para (a) Análise 1, (b) Análise 2, (c) Análise 3 e (d) Análise 4. ....	71
Figura 5.11 - Acelerograma da componente Norte-Sul do sismo El Centro.....	73
Figura 5.12 - Curvas de convergência para diferentes números de agentes de busca e iterações.....	78
Figura 5.13 - Curva de convergência para a otimização dos parâmetros de 10 ADS. ....	80
Figura 6.1 - Edifício 1 com indicação dos perfis utilizados e numeração dos nós e barras. ....	83
Figura 6.2 - Três primeiros modos de vibração do Edifício 1.....	84
Figura 6.3 - Edifício 2 com indicação dos perfis utilizados e numeração dos nós e barras. ....	85
Figura 6.4 - Três primeiros modos de vibração do Edifício 2.....	86
Figura 6.5 - Edifício 3 com indicação dos perfis utilizados e numeração dos nós e barras. ....	86
Figura 6.6 - Três primeiros modos de vibração do Edifício 3.....	88
Figura 6.7 - Acelerograma do sismo Loma Prieta de 1989 com PGA de 0,4g. ....	90
Figura 6.8 - Espectro de potência do sismo Loma Prieta de 1989 com PGA de 0,4g.....	90
Figura 6.9 - Acelerograma do sismo L'Aquila de 2009 com PGA de 0,4g. ....	91
Figura 6.10 - Espectro de potência do sismo L'Aquila de 2009 com PGA de 0,4g.....	91
Figura 6.11 - Acelerograma do sismo Canterbury de 2010 com PGA de 0,4g. ....	92
Figura 6.12 - Espectro de potência do sismo Canterbury de 2010 com PGA de 0,4g. ....	92
Figura 6.13- Função envelope para os sismos artificiais não-estacionários.....	93
Figura 6.14 - Acelerograma do sismo artificial não-estacionário SANE 1. ....	94
Figura 6.15 - Espectro de potência do SANE 1.....	95
Figura 6.16 - Acelerograma do sismo artificial não-estacionário SANE 2. ....	95
Figura 6.17 - Espectro de potência do SANE 2.....	95
Figura 6.18 - Acelerograma do sismo artificial não-estacionário SANE 3. ....	96
Figura 6.19 - Espectro de potência do SANE 3.....	96
Figura 6.20 - Curva de convergência do Cenário 1-Otimizado do Edifício 1.....	104
Figura 6.21 - Curva de convergência do Cenário 2 do Edifício 1. ....	105
Figura 6.22 - Curva de convergência do Cenário 3 do Edifício 1.....	107
Figura 6.23 - Curva de convergência do Cenário 4 do Edifício 1. ....	108
Figura 6.24 - Posições dos MADs do Cenário 4 no plano do Edifício 1.....	109

Figura 6.25 - Máximos <i>story drift</i> e porcentagens de reduções para cada andar do Edifício 1 devido aos quatro sismos aplicados.....	111
Figura 6.26 - Deslocamento no topo do Edifício 1 para os quatro sismos e cenários de controle.....	112
Figura 6.27 - Comparativo dos máximos <i>story drift</i> do andar crítico (1º andar) do Edifício 1 para os quatro sismos considerados.....	113
Figura 6.28 - Curva de convergência do Cenário 1-Otimizado do Edifício 2.....	114
Figura 6.29- Curva de convergência do Cenário 2 do Edifício 2.....	115
Figura 6.30 - Curva de convergência do Cenário 3 do Edifício 2.....	117
Figura 6.31 - Curva de convergência do Cenário 4 do Edifício 2.....	118
Figura 6.32 - Posições dos MADS do Cenário 4 no plano do Edifício 2.....	119
Figura 6.33 - Máximos <i>story drift</i> e porcentagens de reduções para cada andar do Edifício 2 devido aos quatro sismos aplicados.....	121
Figura 6.34 - Deslocamento no topo do Edifício 2 para os quatro sismos e cenários de controle.....	122
Figura 6.35 - Comparativo dos máximos <i>story drift</i> do andar crítico (2º andar) do Edifício 2 para os quatro sismos considerados.....	123
Figura 6.36 - Curva de convergência do Cenário 1-Otimizado do Edifício 3.....	124
Figura 6.37 - Curva de convergência do Cenário 2 do Edifício 3.....	125
Figura 6.38 - Curva de convergência do Cenário 3 do Edifício 3.....	127
Figura 6.39 - Curva de convergência do Cenário 4-Modificado do Edifício 3.....	129
Figura 6.40 - Posições dos MADS do Cenário 4-Modificado no plano do Edifício 3.....	130
Figura 6.41 - Máximos <i>story drift</i> e porcentagens de reduções para cada andar do Edifício 3 devido aos quatro sismos aplicados.....	133
Figura 6.42 - Deslocamento no topo do Edifício 3 para os quatro sismos e cenários de controle.....	135
Figura 6.43 - Comparativo dos máximos <i>story drift</i> do andar crítico (3º andar) do Edifício 3 para os quatro sismos considerados.....	136

## LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1- Dados do sistema estrutural de 2GDL.....	65
Tabela 5.2 - Resposta em termos de deslocamentos do sistema de 2GDL calculada por via analítica e numérica.....	66
Tabela 5.3 - Erros absolutos obtidos na validação da rotina de integração de Newmark. ....	66
Tabela 5.4 - Propriedades dos perfis metálicos do edifício ilustrativo.....	69
Tabela 5.5 - Comparativo entre as frequências naturais obtidas no Matlab e Ansys.....	69
Tabela 5.6 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos e acelerações sem ADS. ....	71
Tabela 5.7 - Comparativo de <i>story drift</i> sem ADS.....	72
Tabela 5.8 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos sem ADS. ....	73
Tabela 5.9 - Parâmetros do ADS dos autores de referência.....	74
Tabela 5.10 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos com um ADS no topo. ....	74
Tabela 5.11 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos com MADS dispostos horizontalmente no topo do edifício.....	75
Tabela 5.12 - Parâmetros e posições dos MADS dispostos verticalmente no edifício adotado por Miguel et al. (2016).....	75
Tabela 5.13 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos com MADS dispostos verticalmente no edifício. ....	76
Tabela 5.14 - Parâmetros ótimos do ADS dos autores de referência.....	77
Tabela 5.15 - Resultados da verificação de convergência do WOA. ....	77
Tabela 5.16 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos com um ADS com parâmetros otimizados.....	78
Tabela 5.17 - Comparativo dos parâmetros de rigidez e amortecimento para os 10 ADS otimizados dispostos horizontalmente no topo.....	80
Tabela 5.18 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos com 10 ADS com parâmetros otimizados dispostos horizontalmente no topo.....	81
Tabela 6.1 - Propriedades dos perfis do Edifício 1.....	83
Tabela 6.2 - Dez primeiras frequências naturais e períodos do Edifício 1.....	84
Tabela 6.3 - Propriedades dos perfis do Edifício 2.....	85
Tabela 6.4 - Dez primeiras frequências naturais e períodos do Edifício 2.....	85
Tabela 6.5 - Propriedades dos perfis do Edifício 3.....	87

Tabela 6.6 - Dez primeiras frequências naturais e períodos do Edifício 3.....	87
Tabela 6.7 - Características dos sismos reais utilizados.....	89
Tabela 6.8 - Dados dos sismos artificiais não-estacionários para cada edifício.....	94
Tabela 6.9 - Resposta do Edifício 1 sem controle.....	97
Tabela 6.10 - Resposta do Edifício 2 sem controle.....	98
Tabela 6.11- Resposta do Edifício 3 sem controle.....	99
Tabela 6.12 - Limites inferior e superior das variáveis de projeto para todos os cenários.....	103
Tabela 6.13 - Resultados da otimização do ADS no Cenário 1-Otimizado do Edifício 1 .....	104
Tabela 6.14 - Parâmetros de projeto do ADS do Edifício 1 dimensionado através da otimização e métodos clássicos.....	105
Tabela 6.15 - Resultados da otimização dos MADS do Cenário 2 do Edifício 1 .....	106
Tabela 6.16 - Parâmetros dos MADS do Cenário 2 do Edifício 1.....	106
Tabela 6.17 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 3 do Edifício 1.....	107
Tabela 6.18 - Parâmetros do ADS simples resultante para o Cenário 3 do Edifício 1.....	108
Tabela 6.19 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 4 do Edifício 1.....	109
Tabela 6.20 - Parâmetros dos MADS resultantes para o Cenário 4 do Edifício 1.....	109
Tabela 6.21- Resultados da otimização do ADS no Cenário 1-Otimizado do Edifício 2.....	114
Tabela 6.22 - Parâmetros de projeto do ADS do Edifício 2 dimensionado através da otimização e métodos clássicos.....	115
Tabela 6.23 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 2 do Edifício 2.....	115
Tabela 6.24 - Parâmetros dos MADS do Cenário 2 do Edifício 2.....	116
Tabela 6.25 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 3 do Edifício 2.....	117
Tabela 6.26 - Parâmetros dos MADS resultantes para o Cenário 3 do Edifício 2.....	118
Tabela 6.27 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 4 do Edifício 2.....	118
Tabela 6.28 - Parâmetros dos MADS resultantes para o Cenário 4 do Edifício 1.....	119
Tabela 6.29 - Resultados da otimização do ADS no Cenário 1-Otimizado do Edifício 3.....	124
Tabela 6.30 - Parâmetros de projeto do ADS do Edifício 3 dimensionado através da otimização e métodos clássicos.....	125
Tabela 6.31 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 2 do Edifício 3.....	126
Tabela 6.32 - Parâmetros dos MADS do Cenário 2 do Edifício 3.....	126
Tabela 6.33 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 3 do Edifício 3.....	127
Tabela 6.34 - Parâmetros dos MADS resultantes para o Cenário 3 do Edifício 3.....	128
Tabela 6.35 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 4-Modificado do Edifício 3.....	130

Tabela 6.36 - Parâmetros dos MADS resultantes para o Cenário 4-Modificado do Edifício 3.....	131
Tabela A1 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 1-Den Hartog.....	148
Tabela A2 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 1-Den Hartog.....	148
Tabela A3 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 1-Warburton.....	149
Tabela A4 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 1-Warburton.....	149
Tabela A5 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 1-Otimizado.....	149
Tabela A6 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 1-Otimizado.....	150
Tabela A7 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 2.....	150
Tabela A8 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 2.....	150
Tabela A9 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 3.....	151
Tabela A10 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 3.....	151
Tabela A11 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 4.....	151
Tabela A12 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 1 no Cenário 4.....	152
Tabela B1 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 1-Den Hartog.....	153
Tabela B2 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 1-Den Hartog.....	153
Tabela B3 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 1-Warburton.....	154
Tabela B4 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 1-Warburton.....	154
Tabela B5 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 1-Otimizado.....	155
Tabela B6 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 1-Otimizado.....	155
Tabela B7 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 2.....	156
Tabela B8 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 2.....	156
Tabela B9 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 3.....	157
Tabela B10 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 3.....	157
Tabela B11 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 4.....	158
Tabela B12 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 2 no Cenário 4.....	158
Tabela C1 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 1-Den Hartog.....	159

Tabela C2 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 1-Den Hartog.....	160
Tabela C3 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 1-Warburton.....	161
Tabela C4 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 1-Warburton.....	162
Tabela C5 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 1-Otimizado.....	163
Tabela C6 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 1-Otimizado.....	164
Tabela C7 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 2.....	165
Tabela C8 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 2.....	166
Tabela C9 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 3.....	167
Tabela C10 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 3.....	168
Tabela C11 - Deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 4-Modificado.....	169
Tabela C12 - Reduções de deslocamentos e <i>story drift</i> do Edifício 3 no Cenário 4-Modificado.....	170

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ADS	Atenuador Dinâmico Sincronizado
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
ANSI	<i>American National Standards Institute</i>
EUA	Estados Unidos da América
GDL	Grau de Liberdade
MADS	Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados
MGDL	Múltiplos Graus de Liberdade
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i>
SANE 1	Sismo Artificial Não-Estacionário 1
SANE 2	Sismo Artificial Não-Estacionário 2
SANE 3	Sismo Artificial Não-Estacionário 3
WOA	<i>Whale Optimization Algorithm</i>

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>18</b>
1.1	MOTIVAÇÃO	20
1.2	OBJETIVOS	22
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	23
<b>2</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b>	<b>24</b>
2.1	CONCEITOS BÁSICOS EM ENGENHARIA SÍSMICA	24
2.1.1	Sismo	24
2.1.2	Tipos de ondas sísmicas	26
2.1.3	Magnitude e intensidade sísmica	27
2.2	AÇÃO DINÂMICA DOS SISMOS	28
2.3	SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES	29
2.3.1	Sistema passivo	30
2.3.2	Sistema ativo	31
2.3.3	Sistema semiativo	32
2.3.4	Sistema híbrido	33
2.4	ATENUADOR DINÂMICO SINCRONIZADO	34
2.5	CONCEITOS BÁSICOS EM OTIMIZAÇÃO	36
2.5.1	Variável de projeto	36
2.5.2	Função objetivo	37
2.5.3	Restrições	37
2.6	ALGORITMOS META-HEURÍSTICOS	38
<b>3</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>40</b>
3.1	CONTROLE DE VIBRAÇÕES COM UM ÚNICO ADS	40
3.2	CONTROLE DE VIBRAÇÕES COM MADS	44
<b>4</b>	<b>METODOLOGIA PROPOSTA</b>	<b>48</b>
4.1	MODELAGEM DOS EDIFÍCIOS	48
4.2	GERAÇÃO DOS SISMOS ARTIFICIAIS	50
4.3	MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DE NEWMARK	51
4.4	DIMENSIONAMENTO DO ADS SIMPLES	52
4.5	ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO UTILIZADO	57
4.5.1	Operador circundar a presa	57



4.5.2	Operador ataque por rede de bolhas .....	58
4.5.3	Operador busca pela presa.....	60
<b>5</b>	<b>VALIDAÇÃO DOS PROGRAMAS DESENVOLVIDOS .....</b>	<b>62</b>
5.1	VALIDAÇÃO DO PROGRAMA PARA GERAÇÃO DE SISMOS ARTIFICIAIS A PARTIR DO ESPECTRO DE KANAI-TAJIMI.....	62
5.2	VALIDAÇÃO DO PROGRAMA DE INTEGRAÇÃO NUMÉRICA PELO MÉTODO DE NEWMARK.....	64
5.3	VALIDAÇÃO DOS PROGRAMAS PARA AS ANÁLISES DINÂMICAS .....	68
5.3.1	Validação das frequências naturais e modos de vibração.....	68
5.3.2	Validação da análise dinâmica sem ADS - Sismo artificial .....	70
5.3.3	Validação da análise dinâmica sem ADS - Sismo real.....	72
5.3.4	Validação da análise dinâmica com um ADS no topo .....	73
5.3.5	Validação da análise dinâmica com MADS .....	74
5.4	VALIDAÇÃO DO ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO .....	76
5.4.1	Validação do algoritmo de otimização com um ADS no topo.....	76
5.4.2	Validação do algoritmo de otimização com MADS.....	79
<b>6</b>	<b>APLICAÇÕES PRÁTICAS E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>	<b>82</b>
6.1	ESTRUTURAS ANALISADAS .....	82
6.2	EXCITAÇÃO SÍSMICA .....	88
6.2.1	Sismos reais .....	88
6.2.2	Sismos artificiais .....	93
6.3	RESPOSTA SEM CONTROLE E AVALIAÇÃO DO <i>STORY DRIFT</i> .....	96
6.4	FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DINÂMICO DE OTIMIZAÇÃO.....	100
6.5	CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO 1 .....	104
6.6	CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO 2.....	114
6.7	CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO 3.....	123
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>137</b>
7.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	140
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>141</b>
	<b>APÊNDICE A - RESULTADOS DOS CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO 1.....</b>	<b>148</b>
	<b>A.1 - CENÁRIO 1 .....</b>	<b>148</b>
	<b>A.2 - CENÁRIO 2 .....</b>	<b>150</b>
	<b>A.3 - CENÁRIO 3 .....</b>	<b>151</b>

<b>A.4 - CENÁRIO 4.....</b>	<b>151</b>
<b>APÊNDICE B - RESULTADOS DOS CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO</b>	
<b>2.....</b>	<b>153</b>
<b>B.1 - CENÁRIO 1 .....</b>	<b>153</b>
<b>B.2 - CENÁRIO 2 .....</b>	<b>156</b>
<b>B.3 - CENÁRIO 3 .....</b>	<b>157</b>
<b>B.4 - CENÁRIO 4 .....</b>	<b>158</b>
<b>APÊNDICE C - RESULTADOS DOS CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO</b>	
<b>3.....</b>	<b>159</b>
<b>C.1 - CENÁRIO 1.....</b>	<b>159</b>
<b>C.2 - CENÁRIO 2 .....</b>	<b>165</b>
<b>C.3 - CENÁRIO 3.....</b>	<b>167</b>
<b>C.4 - CENÁRIO 4-MODIFICADO.....</b>	<b>169</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Os edifícios estão sujeitos a diversos tipos de excitações, como por exemplo os sismos, que são vibrações que atingem a superfície terrestre, causadas principalmente pelo choque entre as placas tectônicas no interior da terra, e se propagam em todas as direções na forma de ondas sísmicas. A ocorrência de um sismo gera acelerações ao nível das fundações das estruturas, cuja magnitude varia ao longo do tempo e pode ser de grande intensidade. A excitação sísmica faz com que os edifícios vibrem e nos casos em que a frequência de excitação coincide com alguma frequência natural da edificação, as vibrações podem atingir grandes amplitudes, possibilitando a ocorrência de ressonância e caso a estrutura não tenha sido projetada de modo a resistir a tais solicitações, poderá ocorrer seu colapso.

Muitas normas de cálculo, como a brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006), o regulamento colombiano NSR-10 (MAVDT, 2010) e o EUROCODE 8-Parte 1 (ECS, 2010), trazem diversos critérios que devem ser considerados no projeto de estruturas resistentes a sismos e um dos mais utilizados é o deslocamento relativo entre pavimentos, comumente conhecido como *story drift*. Quando um edifício é submetido à ação sísmica e apresenta valores de *story drift* que ultrapassam os limites permitidos, uma das formas de atenuar as vibrações e adequar a edificação aos limites de norma, é através da implementação de um sistema de controle de vibrações. De acordo com Carneiro (2009) dentre os vários tipos de sistemas de controle de vibrações disponíveis destacam-se o sistema passivo e ativo. O controle passivo é aquele que não necessita de fontes externas de energia para funcionamento, ao contrário do controle ativo, que são compostos por dispositivos que aplicam força à estrutura e portanto, dependem de energia externa para atuação. Existem ainda os sistemas de controle híbrido e semiativo, que combinam as características dos sistemas passivo e ativo.

No que se refere ao controle passivo, Miguel et al. (2018) comentam que este sistema é muito útil para mitigar riscos naturais e melhorar a segurança e manutenção dos sistemas estruturais, pois como os dispositivos não necessitam de uma fonte de energia externa para atuar e utilizam o movimento da estrutura para desenvolver as forças de controle, são mais baratos e simples que os dispositivos de controle ativos e semiativos por exemplo, fato pelo qual são amplamente utilizados nas estruturas. Segundo Ávila (2002) um dos dispositivos passivos mais tradicionais é o Atenuador Dinâmico Sincronizado (ADS), o qual é formado por uma

massa, uma mola e um amortecedor viscoso. Quando conectado ao sistema principal, o ADS tem suas propriedades de rigidez e amortecimento alteradas de modo que sua frequência é sintonizada próxima à frequência natural do sistema a controlar. Com isso, quando o sistema principal vibra, faz com que o ADS vibre em ressonância, e assim, a energia vibratória da estrutura é dissipada por meio do amortecimento do dispositivo.

Na literatura podem ser encontradas diversas aplicações de ADS destinados a proteger estruturas contra os efeitos de excitações dinâmicas, como por exemplo o vento e os sismos. Algumas aplicações são: a Torre C N de 553m de altura, localizada em Toronto, Canadá; a John Hancock Tower com 244m de altura, situada em Boston, Estados Unidos; a Sydney Tower, de 305m de altura, em Sydney, Austrália; e a Millennium Bridge, em Londres, Reino Unido (ELIAS; MATSAGAR, 2017). No Brasil, um exemplo bastante conhecido é a Ponte Rio-Niterói, na qual Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados (MADS), foram instalados para atenuar as amplitudes de oscilações induzidas por desprendimento de vórtices, causadas por ventos de velocidades relativamente baixas (BATTISTA; PFEIL, 2005).

Em um edifício equipado com um único ADS geralmente instala-se o dispositivo no topo e sua frequência é ajustada em torno do modo fundamental da estrutura, que geralmente é o que possui maior influência sobre a resposta dinâmica. Nesse processo, o uso de apenas um único ADS pode ser eficiente, no entanto, conforme destacam Vellar et al. (2019), pode ser uma desvantagem, pois o dispositivo pode apresentar baixo desempenho no controle dos modos superiores. Então, uma solução é a instalação de Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados (MADS) que podem ser ajustados para diferentes modos e posicionados em diferentes locais do edifício. Contudo, determinar o número ideal de ADS a serem instalados, suas melhores posições e seus parâmetros ótimos em termos de rigidez e amortecimento, constitui um problema de grande interesse para o projetista e constitui o foco deste trabalho.

Neste contexto, a presente dissertação apresenta um estudo sobre a otimização de parâmetros de projeto e posições de ADS simples e MADS destinados ao controle de vibrações em edifícios submetidos à excitações sísmicas. Para isto, são estudados três edifícios de diferentes alturas e para cada um deles são propostos diferentes cenários de controle, de modo a determinar para cada estrutura, o cenário que corresponde a melhor redução da resposta dinâmica e adequação do *story drift* ao limite considerado.

## 1.1 MOTIVAÇÃO

Os sismos podem ocasionar graves danos às construções e causar o colapso total ou parcial da estrutura, como por exemplo na edificação ilustrada pela Figura 1.1 na qual são mostrados os danos em edifício de alvenaria após os sucessivos sismos que ocorreram na Emilia Romagna, região Centro-Norte da Itália, em 2012, onde os dois maiores eventos tiveram de magnitude  $6,0 M_w$  e  $5,8 M_w$ , registrados em 20/05/2012 e 29/05/2012, respectivamente.



Figura 1.1 - Colapso parcial de edificação de alvenaria em San Felice sul Panaro: (a) Vista do canto colapsado e (b) vista oposta ao canto colapsado (Adaptada de PARISI et al., 2012).

A Figura 1.2 apresenta outro exemplo de danos em edifícios devidos aos sismos, onde pode-se observar as fissurações no plano e também o colapso de alguns elementos do teto e da fachada. O sismo em questão, foi denominado sismo de Tehuantepec, ocorrido em 07/09/2017 com magnitude de  $8,2 M_w$  no Golfo de Tehuantepec, 133 km sudoeste de Pijijiapan, Chiapas, México.



Figura 1.2 - Danos em edifício localizado em Chiapas, México após o sismo de  $8,2 M_w$  em 2017 (Adaptada de GODÍNEZ et al., 2019).

Neste contexto, estratégias que busquem minimizar os efeitos dos sismos sobre as estruturas são de extrema importância, uma vez que podem garantir tanto a preservação do bem quanto a segurança das pessoas. O controle de vibrações por meio de ADS constitui uma ferramenta que pode reduzir as amplitudes destas vibrações e melhorar o desempenho e a segurança da edificação frente a ação dinâmica.

No controle de vibrações com apenas um único ADS é muito comum sintonizá-lo no modo fundamental da estrutura, o qual geralmente apresenta maior influência sobre a resposta dinâmica. Todavia, no caso de edifícios submetidos à excitações sísmicas, devido ao conteúdo de frequência dos sismos ser bem mais amplo que outras excitações, como por exemplo o vento, a utilização de apenas um único dispositivo pode não ser tão eficiente, pois o sismo pode excitar os modos superiores. Com isso, os MADS mostram-se como uma solução para este problema. Entretanto, a determinação dos parâmetros ótimos de cada ADS, suas posições na estrutura, bem como o número ideal de atenuadores, é um problema cuja solução não é tão simples de se resolver através dos métodos convencionais, contudo, pode ser tratado como um problema de otimização e resolvido através dos vários algoritmos de otimização hoje disponíveis, como por exemplo os meta-heurísticos.

Nessa perspectiva, o desenvolvimento desta dissertação pode ser justificado pela necessidade de implementar, no estado atual da literatura, o conhecimento sobre projetos de sistemas controle de vibrações, por meio de ADS simples e MADS, para estruturas mais complexas submetidas a sismos e utilizar a otimização para aproveitar ao máximo a capacidade de dissipação de energia dos dispositivos, dimensionando-os em quantidade ideal, com parâmetros ótimos e posicionando-os em locais específicos da estrutura, de forma a obter a melhor redução da resposta dinâmica. Além disso, é visível que a engenharia sísmica brasileira ainda está em desenvolvimento, sendo uma de suas maiores contribuições a NBR 15421 (ABNT, 2006). Contudo, alguns trabalhos sobre essa temática, aplicados à análise de construções históricas, têm ganhado visibilidade como os estudos de Mesquita et al. (2016), Brandão et al. (2018), Mota et al. (2018) e Mineiro et al. (2020).

No Brasil, observa-se que não há uma grande frequência de sismos de elevada magnitude devido sobretudo à sua posição geográfica na placa Sul-Americana, pois o país está totalmente situado na região central desta. Todavia, sismos de magnitudes consideráveis já ocorreram em território brasileiro, como por exemplo em Pacajus, Ceará, em 1980, de

magnitude 5,2 $m_b$  (ASSUMPCÃO; DIAS NETO, 2000); em João Câmara, Rio Grande do Norte, em 1986, com magnitude de 5,1 $m_b$  (VELOSO, 2012); e em Porto dos Gaúchos, Mato Grosso, em 1955 de magnitude 6,2 $m_b$ , o qual, de acordo Assumpção et al. (2016), é considerado o maior sismo já registrado no Brasil. Neste contexto, este trabalho pode contribuir para o desenvolvimento desta área de pesquisa no Brasil no que se refere ao estudo de técnicas para controle de vibrações em estruturas sujeitas a grandes ações dinâmicas, como é o caso dos sismos, e no auxílio aos projetos ótimos destes sistemas utilizando os algoritmos de otimização.

## 1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta dissertação é realizar a otimização de parâmetros de projeto e posições de Atenuadores Dinâmicos Sincronizados (ADS) utilizados como sistema de controle de vibrações em edifícios submetidos à excitação sísmica, a fim de determinar para cada edifício, o melhor cenário de controle que corresponde a adequação da estrutura ao critério de *story drift* imposto.

Para isto, os seguintes objetivos específicos são propostos:

- Buscar registros de sismos reais e desenvolver um programa em Matlab para geração de acelerogramas sísmicos artificiais não-estacionários;
- Buscar e modelar edifícios os quais serão utilizados como exemplos de aplicação;
- Desenvolver um programa em Matlab para o cálculo da resposta dinâmica linear de edifícios submetidos à excitações sísmicas antes e após a instalação dos dispositivos, considerando o método de integração de Newmark;
- Validar todos os programas desenvolvidos;
- Buscar e estudar o algoritmo de otimização a ser empregado;
- Realizar as análises dinâmicas dos edifícios primeiramente sem controle e avaliar o *story drift* conforme critério adotado;
- Propor e avaliar os diferentes cenários de controle para cada edifício;
- Integrar os programas desenvolvidos ao algoritmo de otimização e determinar para cada estrutura os parâmetros ótimos e a posição de cada ADS que corresponde a melhor redução e adequação do *story drift* aos valores permitidos.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está dividido em sete capítulos e três apêndices, sendo este capítulo introdutório, com uma breve descrição do tema, motivação e objetivos da pesquisa, o primeiro.

No Capítulo 2 tem-se a fundamentação teórica, onde são explicitados os principais conceitos em engenharia sísmica, a ação dinâmica dos sismos, os principais tipos de sistemas de controle de vibrações utilizados, com ênfase no Atenuador Dinâmico Sincronizado (ADS), os conceitos gerais sobre otimização e algoritmos meta-heurísticos.

O Capítulo 3 traz uma revisão bibliográfica sobre o controle de vibrações em estruturas submetidas a vários tipos de excitações, com especial atenção às excitações sísmicas, utilizando um único ADS ou MADS.

O Capítulo 4 versa sobre a metodologia proposta e faz uma explanação sobre as características dos elementos de barras utilizados na modelagem dos edifícios, a técnica empregada para gerar as excitações sísmicas artificiais, o método integração de Newmark, o dimensionamento dos ADS simples e a descrição do algoritmo de otimização utilizado.

O Capítulo 5 mostra as validações dos programas desenvolvidos em Matlab, os quais consistiram nos programas para gerar sismos artificiais, para realizar integração numérica através do Método de Newmark e para calcular a resposta dinâmica de estruturas submetidas a sismos com e sem sistema de controle de vibrações por meio de ADS simples ou MADS.

No Capítulo 6 são apresentadas as aplicações práticas e análise dos resultados obtidos, onde tem-se a descrição das estruturas analisadas, as excitações sísmicas consideradas, a resposta sem controle com avaliação do *story drift*, a formulação e solução do problema dinâmico de otimização e a análise dos cenários de controle propostos.

No Capítulo 7 são formuladas as conclusões finais sobre o trabalho e feitas algumas sugestões para trabalhos futuros. Por fim, após as referências bibliográficas, são apresentados os 3 Apêndices contendo resultados adicionais sobre cada um dos três edifícios estudados.



## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo é apresentada a fundamentação teórica, na qual são explicitados os principais conceitos em engenharia sísmica, a ação dinâmica dos sismos, os principais tipos de sistemas de controle de vibrações, com ênfase no Atenuador Dinâmico Sincronizado (ADS), foco deste trabalho, e alguns conceitos sobre otimização e algoritmos meta-heurísticos.

### 2.1 CONCEITOS BÁSICOS EM ENGENHARIA SÍSMICA

Nesta seção é apresentada uma conceituação geral sobre o sismo, sua ocorrência, os tipos de ondas sísmicas e a diferença entre magnitude e intensidade sísmica.

#### 2.1.1 Sismo

A crosta terrestre é formada por várias placas tectônicas que flutuam sobre o magma e estão livres para se movimentar. Com este movimento, podem ocorrer choques entre as placas que acabam resultando nos sismos, os quais são também denominados como tremor de terra, abalo sísmico ou terremoto. De maneira geral, os sismos são as vibrações bruscas e passageiras que atingem superfície terrestre podendo causar grandes estragos. Estes fenômenos são gerados principalmente pela liberação de energia resultante do contato entre as placas tectônicas e se propagam em todas as direções sob a forma de ondas sísmicas, as quais são consideradas ondas mecânicas.

Os sismos gerados pelo contato entre as placas, ou no interior de uma mesma placa devido às falhas geológicas, são denominados sismos naturais. Entretanto, existem também os sismos artificiais que são causados pelas atividades humanas como por exemplo em explosões de minas ou pedreiras, em testes nucleares, durante o impacto de grandes cargas no solo, em perfurações no solo em busca de petróleo e gás natural, entre outras.

O ponto no interior da terra onde se inicia a ruptura e a consequente liberação de energia acumulada é chamado de hipocentro ou foco e sua projeção na superfície é o epicentro do sismo. Tem-se ainda a distância do foco à superfície, a qual é denominada como distância focal (ASSUMPÇÃO; DIAS NETO, 2000).

O sismo gera aceleração no solo a qual é registrada por meio dos sismógrafos e esse registro é denominado acelerograma e representa a variação desta aceleração ao longo do tempo. O sismo possui três componentes ortogonais entre si, sendo duas horizontais e uma vertical, para as quais as grandezas mais importantes são a duração, a amplitude e o conteúdo de frequências do evento (PEÑA, 2012).

Para melhor compreender os acelerogramas, a Figura 2.1 ilustra as três componentes do sismo El Centro ocorrido em El Centro, Califórnia, EUA, em 18/05/1940 com magnitude 6,9  $M_w$  e Pico de Aceleração no Solo, *Peak Ground Acceleration* (PGA), igual a 0,348g (1g equivale a aproximadamente  $9,81 \text{ m/s}^2$ ) registrado na componente S00E (BRANDÃO et al., 2018).

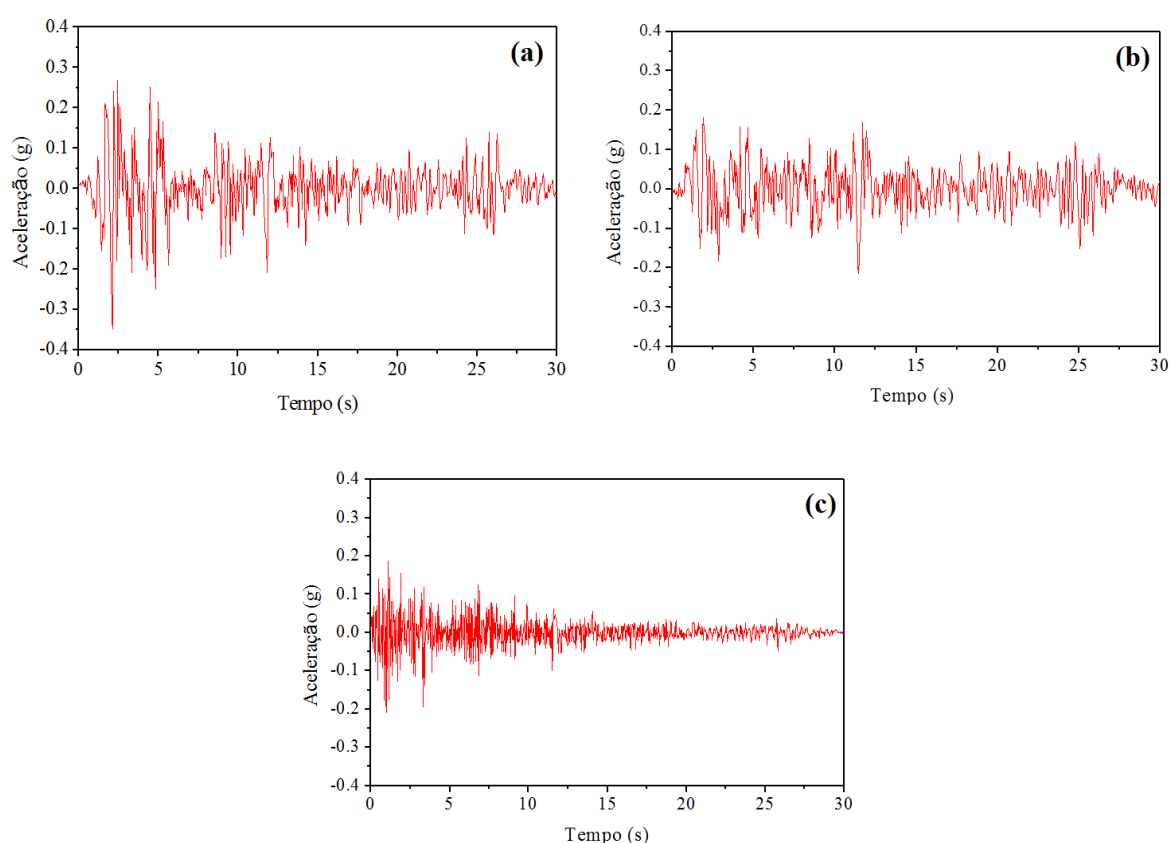


Figura 2.1 - Acelerogramas do sismo El Centro: (a) componente Norte-Sul, (b) componente Leste-Oeste e (c) componente vertical (Adaptada de BRANDÃO et al., 2018).

Diariamente são registrados milhares de sismos em todo o planeta, entretanto, a maior parte destes eventos não é percebida pela população devido a sua pequena magnitude ou à grande distância epicentral, ou seja, o epicentro do sismo localiza-se muito distante dos centros populacionais. Porém, os terremotos de grandes magnitudes costumam causar danos graves aos edifícios, prejuízos financeiros e o mais grave, a morte de pessoas.

Conforme destacam Rossato et al. (2017) a maioria dos sismos ocorre frequentemente em locais de elevada sismicidade devido sobretudo a sua localização geográfica, ou seja, a sua posição sobre as placas tectônicas, como por exemplo, na Califórnia e no Alasca, nos Estados Unidos; em países como México, El Salvador, Guatemala, Chile, Peru, Indonésia, Irã, Paquistão, Nova Zelândia, Turquia, Grécia, Itália, Índia, Japão, nos Açores em Portugal, entre outros.

### 2.1.2 Tipos de ondas sísmicas

Os sismos são ondas mecânicas que chegam à superfície terrestre a partir do hipocentro e podem ser classificadas como ondas volumétricas (ou de corpo) e superficiais. As ondas volumétricas são divididas em ondas P (Primárias, longitudinais) e ondas S (Secundárias, transversais), ambas geradas no hipocentro. Já as ondas superficiais, não são geradas no hipocentro, mas sim, formadas pela combinação das ondas volumétricas quando atingem a superfície, sendo também divididas em outros dois tipos, quais sejam: ondas R (Rayleigh) e L (Love). A Figura 2.2 ilustra os quatro tipos de ondas sísmicas citados.

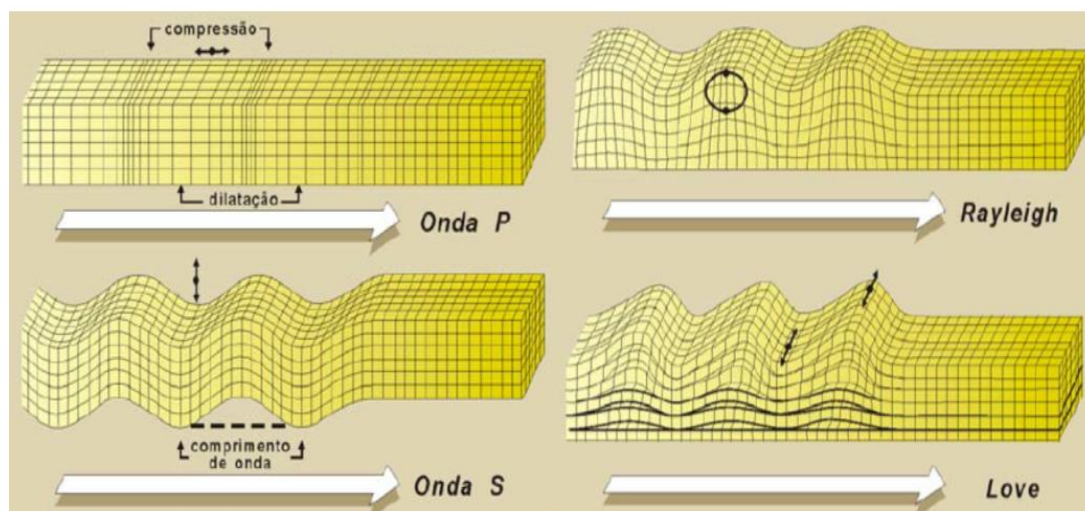


Figura 2.2 -Tipos de ondas sísmicas (Adaptada de ASSUMPÇÃO; DIAS NETO, 2000).

Segundo Clough e Penzien (1993) as ondas P são geralmente as mais velozes, sendo as primeiras a serem detectadas pelos sismógrafos e atuam na direção da propagação fazendo a compressão e expansão do material. Já as ondas S são transversais, de cisalhamento, e seu movimento se dá perpendicular à direção de propagação. A passagem da onda transversal obriga os planos verticais do meio a movimentarem-se para cima e para baixo e assim, os elementos adjacentes sofrem variações de forma.

E finalmente, têm-se as ondas sísmicas superficiais R e L que, de acordo com Assumpção e Dias Neto (2000), são geradas pela combinação entre as ondas P e S que chegam à superfície. Nas ondas R o movimento das partículas é visualizado como a combinação das vibrações das ondas P e S no plano vertical, enquanto que o movimento nas ondas L é uma superposição de ondas S com vibrações horizontais.

### 2.1.3 Magnitude e intensidade sísmica

Os parâmetros mais utilizados para caracterizar a grandeza de um sismo são a magnitude e a intensidade, contudo, cabe destacar que representam conceitos diferentes. Segundo Peña (2012) a magnitude sísmica é a medida da quantidade de energia liberada durante o sismo, ou seja, é uma medida quantitativa. De acordo com Assumpção e Dias Neto (2000) o conceito de magnitude foi proposto pelo sismólogo americano Charles F. Richter em 1935 para comparar sismos. Richter criou uma escala de magnitude que ficou conhecida como a Escala de Richter ou de Magnitude Local ( $M_L$ ), a qual é baseada na amplitude das ondas sísmicas. Nesta escala, a magnitude é medida numa escala logarítmica de base 10, ou seja, cada avanço de uma unidade representa um aumento de dez vezes na amplitude de vibrações em relação ao ponto anterior. Existem diversas escalas para apresentar a magnitude sísmica, dentre quais, as principais são: Magnitude Local ( $M_L$ ), Magnitude de Superfície ( $M_S$ ), Magnitude de Ondas de Corpo ( $m_b$ ), Magnitude de Momento Sísmico ( $M_W$ ) e a Magnitude Regional ( $m_R$ ), elaborada para as condições de atenuação das ondas sísmicas na litosfera brasileira.

No que se refere à intensidade sísmica, esta representa a percepção das pessoas em relação à vibração do solo e aos danos produzidos pelo sismo sobre construções e o ambiente, ou seja, representa uma medida qualitativa. A intensidade tende a diminuir com o distanciamento do epicentro, embora anomalias devido às condições geológicas locais não sejam incomuns. A escala de intensidade comumente utilizada é a Escala de Mercalli Modificada (MM), proposta pelo sismólogo italiano Giuseppe Mercalli. Esta escala é identificada por algarismos romanos de I a XII para os quais I indica um sismo não sentido e sem danos aparentes e XII indica sismo extremamente forte, com alto grau de destruição (CLOUGH; PENZIEN, 1993).

## 2.2 AÇÃO DINÂMICA DOS SISMOS

O carregamento dinâmico é caracterizado por apresentar variação ao longo do tempo, seja em sua magnitude, direção ou posição. Os sismos são ações de natureza dinâmica transiente, pois variam arbitrariamente no tempo, sem periodicidade. A ação dos sismos é considerada como excitação de suporte, pois devido ao movimento do solo, é gerada uma aceleração na base das estruturas. A Figura 2.3 na qual é mostrado um sistema de um Grau de Liberdade (1GDL) submetido à excitação de base ilustra esse problema. O sistema em questão, é composto por uma massa ( $m$ ), uma mola que representa a rigidez ( $k$ ) do corpo e um amortecedor viscoso com constante de amortecimento ( $c$ ).

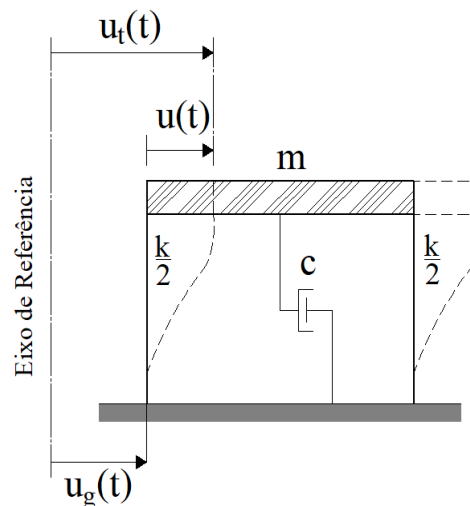


Figura 2.3 - Sistema de 1GDL submetido à aceleração na base (Adaptada de CLOUGH; PENZIEN, 1993).

Na Figura 2.3  $u_g(t)$  indica o deslocamento na base devido sismo,  $u(t)$  refere-se o deslocamento relativo do sistema e  $u_t(t)$  representa o deslocamento total. Com isso, pode-se escrever a seguinte equação:

$$u_t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (2.1)$$

A partir da Equação (2.1), pode-se representar o deslocamento total em termos das acelerações do sistema, conforme mostrado na Equação (2.2):

$$\ddot{u}_t(t) = \ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

Para se chegar à equação de movimento da estrutura, deve-se analisar as forças que agem no sistema e para isto, utiliza-se o princípio de equilíbrio das forças, o qual é dado por:

$$f_i(t) + f_A(t) + f_E(t) = 0 \quad (2.3)$$

Na Equação (2.3)  $f_i(t)=m\ddot{u}(t)$  representa a força de inércia do sistema,  $f_A=c\dot{u}(t)$  indica a força de amortecimento e  $f_E(t)=ku(t)$  corresponde a força elástica. A força inercial,  $f_i(t)$ , considera o deslocamento total da estrutura e conseqüentemente, a aceleração total  $\ddot{u}(t)$ . Com isso, substituindo a Equação (2.2) na Equação (2.3), obtém-se a forma diferencial da equação de movimento para um sistema de 1GDL submetido à excitação de base:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.4)$$

A força sísmica é representada pelo lado direito da Equação (2.4) e seu sinal negativo indica que esta se opõe à direção da aceleração do apoio. Para os sistemas com Múltiplos Graus de liberdade (MGDL), o equilíbrio dinâmico é feito para cada GDL, sendo assim, pode-se representar a equação de movimento de um sistema de MGDL em sua forma matricial, conforme mostrado na Equação (2.5):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2.5)$$

onde  $\mathbf{M}$  representa a matriz de massa,  $\mathbf{C}$  a matriz de amortecimento e  $\mathbf{K}$  a matriz de rigidez, da estrutura. Têm-se ainda  $\ddot{\mathbf{u}}(t)$  que representa o vetor aceleração,  $\dot{\mathbf{u}}(t)$  o vetor velocidade,  $\mathbf{u}(t)$  o vetor deslocamento e  $\mathbf{F}(t)$  o vetor de forças.

### 2.3 SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES

O controle estrutural busca alterar as propriedades de rigidez e amortecimento de uma estrutura a partir da instalação de dispositivos externos e/ou ação de forças externas e com isso, absorve parte da energia gerada pela carga dinâmica (ÁVILA, 2002; CARNEIRO, 2009). De acordo com Saaed et al. (2015), os dispositivos de controle podem ser classificados em quatro grupos, quais sejam: passivo, ativo, semiativo e híbrido.

### 2.3.1 Sistema passivo

No sistema de controle passivo um ou mais dispositivos são instalados na estrutura a ser controlada de modo que possam absorver parte da energia transmitida pelo carregamento dinâmico, e assim, a dissipação de energia nos membros da estrutura é reduzida (ÁVILA, 2002). Conforme Symans e Constantinou (1999), este sistema é composto por dispositivos que não necessitam de energia externa para funcionamento e utilizam o próprio movimento estrutural para desenvolver as forças de controle.

Os sistemas passivos apresentam vantagens em relação aos sistemas ativos por exemplo, pelas razões de custo, instalação, manutenção e facilidade de controle. Os principais exemplos destes tipos de dispositivos são os Atenuadores Dinâmicos Sincronizados (ADS), Amortecedores Líquidos Sintonizados (ALS) e Amortecedores por Atrito (ROSSATO et al., 2017). A Figura 2.4 ilustra o uso de Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados (MADS) em um edifício de dois andares sob excitação sísmica.

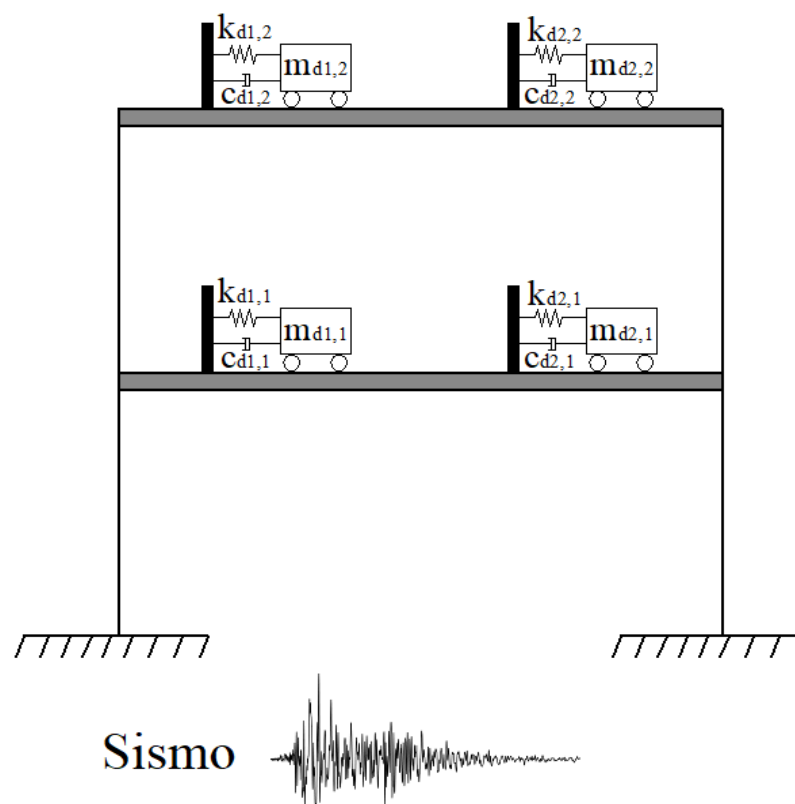


Figura 2.4 - Sistema de controle de vibrações passivo com MADS.

### 2.3.2 Sistema ativo

O sistema de controle ativo, diferentemente do sistema passivo, necessita da aplicação de forças externas para atuação. Este sistema é operado por atuadores hidráulicos ou eletromecânicos que fornecem as forças de controle à estrutura a partir do monitoramento com sensores que medem a excitação e/ou a resposta devida a carga dinâmica (SYMANS; CONSTANTINOU, 1999).

Ávila (2002) destaca que uma das vantagens deste sistema em relação ao sistema passivo é que no controle ativo não há limitações de controle nas faixas de frequência de excitação, pois este sistema é capaz de se adaptar às mudanças que possam ocorrer nos parâmetros tanto do carregamento, quanto da estrutura. Saaed et al. (2015) mostram alguns exemplos de dispositivos de controle ativo, quais sejam: Amortecedores de Massa Ativos (AMA), sistema de contraventamento ativo, sistema de geradores de pulso e sistema de cabos ativos tensionados.

Um dos primeiros sistemas de controle ativo foi implementado no edifício Kyobashi-Seiwa pela Corporação Kajima em 1989, onde dois AMA (Figura 2.7) foram instalados no topo da edificação para reduzir as vibrações transversais e torcionais (YANG, 2001). O edifício em questão está localizado em Tóquio, Japão, é constituído por 11 andares e é bastante susceptível a vibrações causadas por ventos e sismos devido à sua elevada esbelteza.

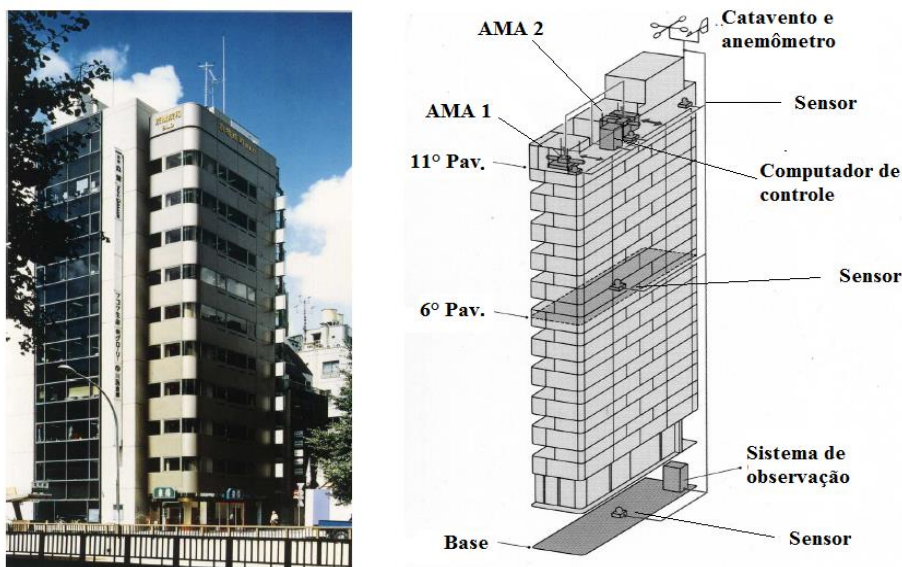


Figura 2.5 - Sistema de controle ativo: à esquerda o Edifício Kyobashi-Seiwa e à direita uma ilustração do sistema de controle (Adaptada de YANG, 2001).



Ávila (2002) comenta ainda que também existem desvantagens e limitações para este sistema de controle. A primeira é a alta demanda de energia para gerar as forças de controle, que são geralmente de elevada magnitude no caso de estruturas civis, o que acaba por gerar custos adicionais. Outra limitação, é o fato de que pode ocorrer falta de energia na ocorrência de desastres naturais, como terremotos e furacões, assim, o sistema não atua. E por último, a sua manutenção encarece o custo de manutenção da obra.

### 2.3.3 Sistema semiativo

Segundo Saaed et al. (2015) o sistema de controle semiativo é uma extensão dos dispositivos passivos, sendo comumente chamados de amortecedores controláveis ou inteligentes. Seu sistema adaptativo regula o comportamento do dispositivo com base nas informações coletadas sobre excitação e resposta estrutural. O atuador controla as propriedades dos dispositivos passivos, em vez de aplicar a força diretamente à estrutura. Os componentes deste sistema incluem: sensores, computador de controle, atuador de controle e dispositivo de amortecimento passivo. São alguns exemplos de dispositivos semiativos: Atenuador dinâmico sincronizado Semiativo, dispositivo de controle de rigidez semiativo e Amortecedor por Atrito Semiativo. A Figura 2.6 mostra uma aplicação deste sistema por meio de Amortecedores Hidráulicos Semiativos (AHS), os quais foram instalados no Edifício Kajima Shizuoka, em Shizuoka, Japão, cuja estrutura é feita em aço e possui cinco andares.

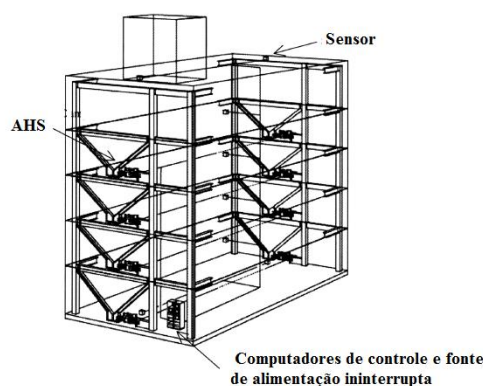


Figura 2.6 - Sistema de controle semiativo: à esquerda o Edifício Kajima Shizuoka e à direita ilustração do respectivo sistema de controle (Adaptada de YANG, 2001).

Rossato (2017) comenta que a principal vantagem deste sistema é sua adaptação às respostas da estrutura sem demandar grandes quantidades de energia. Em suma, é uma espécie de dispositivo passivo controlável.

### 2.3.4 Sistema híbrido

Os sistemas de controle híbridos são aqueles resultantes da combinação entre os sistemas ativo e passivo, de modo que operam com os dois sistemas juntos, o que aumenta a robustez do controle e reduz a força externa aplicada nos atuadores (YANG, 2001). Conforme Rossato (2017), este sistema possui tanto atuadores como dissipadores de energia, onde sua parte ativa entrará em funcionamento quando a resposta da estrutura for superior à capacidade de dissipação de energia através do controle passivo. Uma grande vantagem sob o sistema de controle ativo, é que como uma parcela da energia é dissipada por um sistema passivo, a energia externa demandada para a parte ativa é menor. Outra vantagem é que com a combinação dos sistemas ativo e passivo, há uma amplificação na faixa de frequência de controle, melhorando assim, o desempenho do sistema.

Segundo Wu (2011), os sistemas híbridos são muito eficientes na proteção de estruturas submetidas a diferentes tipos de excitações com intensidade e conteúdo de frequências diferentes. Saaed et al. (2015), destacam como principais dispositivos híbridos o Amortecedor de Massa Híbrido (AMH), os sistemas de isolamento de base híbridos e o amortecedor híbrido com controle de suporte do atuador. Na Figura 2.7 tem-se um AMH em forma de V, o qual foi utilizado na Torre Shinjuku Park de 52 andares, localizada em Tóquio, Japão, para reduzir a vibração sob ação de sismos moderados e vento forte. O dispositivo deste edifício combina um amortecedor de massa passivo em forma de pêndulo com um sistema ativo acionado por um motor elétrico (YANG, 2001).

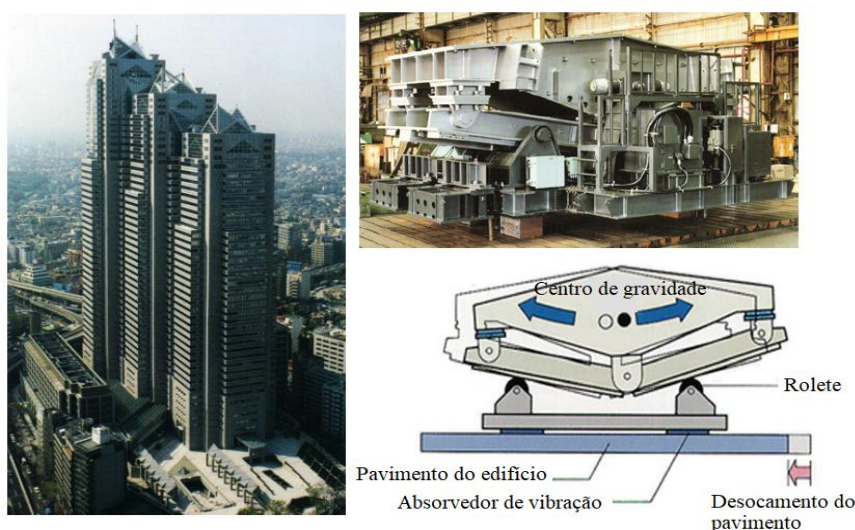


Figura 2.7 - Sistema de controle híbrido: à esquerda o Edifício Shinsuku Park Tower e à direita um dos dispositivos *V-shaped* AMH instalados (Adaptada de YANG, 2001).

## 2.4 ATENUADOR DINÂMICO SINCRONIZADO

De acordo com Kaveh et al. (2015) o conceito de controle de vibração passivo por meio do Atenuador Dinâmico Sincronizado (ADS) remonta ao ano de 1909, quando o engenheiro alemão Hermann Frahm propôs a forma básica do dispositivo, a qual não possuía nenhuma propriedade de amortecimento, sendo formado apenas por uma massa e uma mola. Posteriormente, Ormondroyd e Den Hartog em 1928, introduziram o amortecimento interno no ADS e avaliaram sua eficiência.

O ADS clássico é formado pelo sistema massa-mola-amortecedor, isto é, uma massa conectada à estrutura principal através de uma mola e um amortecedor, cujo objetivo é reduzir a resposta dinâmica da estrutura principal. Para isto, a frequência do dispositivo é sintonizada em uma frequência particular da estrutura a controlar, de modo que, quando essa frequência é excitada, o dispositivo ressoará fora de fase com o movimento estrutural e assim, a energia é dissipada pela força de inércia do atenuador (CHANDRAN P.; THAMPAN, 2017).

De acordo com Varela e Battista (2011) o ADS é um dispositivo mecânico eficiente que apresenta baixo custo e baixa manutenção. Além disso, estes dispositivos podem ser instalados, por exemplo em um edifício, sem interromper as atividades operacionais da edificação. Outra vantagem que os ADS têm sobre outros dispositivos de controle é sua versatilidade, pois eles podem ser projetados de várias formas e tamanhos diferentes, o que facilita nas adequações aos aspectos arquitetônicos e às limitações de espaço.

Para o controle de vibrações em edifícios que utilizam apenas um único ADS, geralmente instala-se o dispositivo no topo da edificação e sua frequência é sintonizada em torno da frequência do primeiro modo de vibração da estrutura, que é o modo predominante, desta forma, quando a edificação vibra, o ADS vibra com a mesma frequência e absorve parte da energia do sistema. Além disso, a presença do ADS faz com que a frequência natural do edifício seja modificada, saindo da faixa de frequência da excitação e possível ocorrência de ressonância e com isso, sua resposta é reduzida (ROSSATO, 2017).

Um exemplo bastante conhecido do uso de ADS em edifícios, conforme destacam Castellano e Infanti (2007), é o edifício Taipei 101 com 508m de altura e 101 andares, localizado em

Taipei, Taiwan. Este edifício é equipado com um único ADS capaz de reduzir as oscilações induzidas por ventos fortes ou sismos. Este ADS possui uma massa de 660 toneladas, é suspenso por cabos longos, de modo a formar um pêndulo cujo comprimento é igual à altura de 5 andares, e está ligado a 8 dissipadores viscosos que conectam a massa à estrutura do piso subjacente, conforme ilustra a Figura 2.8. A peculiaridade deste tipo de dispositivo é a sua capacidade de reagir com diferentes comportamentos aos movimentos induzidos pelo sismo ou pelo vento, que possuem velocidades diferentes. A estrutura da massa do ADS em questão foi feita em forma esférica, pois este é visível no restaurante panorâmico.

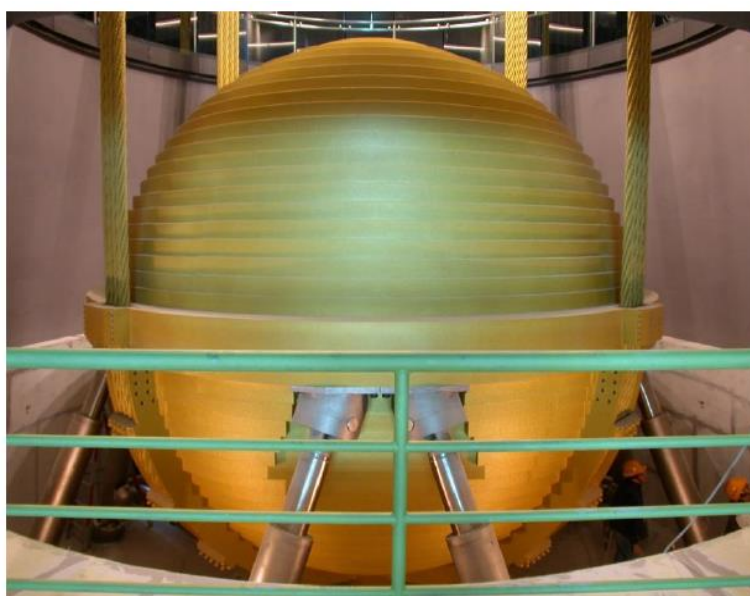


Figura 2.8 - ADS do edifício Taipei 101 em Taiwan (CASTELLANO; INFANTI, 2007).

Em muitos casos, utilizar apenas um único ADS para reduzir a resposta dinâmica de estruturas pode ser eficiente quando o dispositivo é sintonizado no primeiro modo de vibração, que geralmente é o que mais a excita e causa problemas. Todavia, de acordo com Vellar et al. (2019) o dispositivo pode ter baixo desempenho nos modos superiores e isso constitui uma desvantagem, por isso, uma solução simples seria utilizar MADs. No entanto, determinar os parâmetros ótimos dos dispositivos, bem como a quantidade a ser instalada e a melhor posição na estrutura, é um problema não tão simples. Contudo, esse tipo de problema pode ser resolvido recorrendo-se aos algoritmos de otimização, os quais atualmente são bastante difundidos e utilizados na solução de diversos tipos de problemas e em muitos projetos de engenharia.

## 2.5 CONCEITOS BÁSICOS EM OTIMIZAÇÃO

A otimização faz parte do cotidiano e está presente em muitas atividades comuns como por exemplo, quando se busca a menor distância em linha reta entre dois locais, a menor distância para atingir um determinado ponto no menor tempo possível, a administração correta de recursos escassos, entre tantas outras problemáticas. A otimização é tema cada vez mais atual e isto se deve a sua aplicação em diversos campos como na engenharia, na economia, na biologia, na estatística, entre outras.

Matematicamente pode-se definir a otimização como os procedimentos pelos quais se busca minimizar, ou mesmo maximizar, uma determinada função, a qual pode ou não estar sujeita a restrições em suas variáveis (YANG, 2010). Para resolver os problemas de otimização pode-se recorrer aos diversos algoritmos atualmente disponíveis que, segundo Rossato (2017), são classificados em determinísticos, baseados em gradientes, isto é, utilizam os valores das funções e suas derivadas, e estocásticos, os quais englobam os meta-heurísticos, que utilizam métodos probabilísticos e não são baseados em gradientes, ou seja, usam apenas a avaliação da função objetivo.

### 2.5.1 Variável de projeto

As variáveis de projeto  $(x_1, x_2, \dots, x_n)$  são os parâmetros passíveis de serem modificados durante o processo de otimização e definem as características do modelo analisado (HAFTKA; GÜRDAL, 1992). Na otimização estrutural as variáveis de projeto podem ser expressas no vetor de variáveis de projeto  $(\vec{\mathbf{x}})$ , como mostrado na Equação (2.6):

$$\vec{\mathbf{x}} = (x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (2.6)$$

Estas variáveis podem ser, por exemplo, dimensões de seções transversais, comprimentos de membros estruturais, propriedades de materiais e no caso de uma estrutura na qual se deva instalar MADS, podem ser os parâmetros dos dispositivos como rigidez e amortecimento, o número de dispositivos necessários, ou mesmo, a posição que cada um ocupa na estrutura.

Nos problemas de otimização as variáveis de projeto podem ser classificadas em discretas, contínuas e mistas. Uma variável é dita discreta se seu valor puder ser selecionado de um determinado conjunto predeterminado de valores. Já as variáveis contínuas podem assumir qualquer valor dentro de seu intervalo permitido. E as variáveis são consideradas mistas quando há uma combinação entre os dois tipos anteriores (ARORA, 2012).

### 2.5.2 Função objetivo

A função objetivo é a representação matemática do critério pelo qual o projeto será otimizado, seja a minimização ou maximização, e é expresso em função das variáveis de projeto (RAO, 2009). Esta função pode ser classificada em simples, quando possui um único objetivo, e em multiobjetivo, quando se deseja otimizar vários objetivos simultaneamente. Uma representação de função simples ( $f(\bar{\mathbf{x}})$ ) pode ser observada na Equação (2.7), enquanto que uma função multiobjetivo ( $\vec{\mathbf{F}}(\bar{\mathbf{x}})$ ) é ilustrada na Equação (2.8):

$$f(\bar{\mathbf{x}}) = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (2.7)$$

$$\vec{\mathbf{F}}(\bar{\mathbf{x}}) = [f_1(\bar{\mathbf{x}}), f_2(\bar{\mathbf{x}}), \dots, f_n(\bar{\mathbf{x}})]^T \quad (2.8)$$

Dependendo da solução buscada para o problema de otimização, esta poderá consistir em encontrar o mínimo ou o máximo da função objetivo. Conforme destaca Rao (2009), em projetos de engenharia civil por exemplo, o objetivo é geralmente tomado como sendo a minimização da função objetivo. Mas em problemas de eficiência mecânica, a maximização é a escolha óbvia em um projeto de sistemas de engenharia mecânica.

### 2.5.3 Restrições

A restrições são definidas como as limitações impostas à função objetivo e são equações de igualdade, desigualdade ou limites laterais que determinam as variações de valores que as variáveis de projeto podem apresentar (HAFTKA; GÜRDAL, 1992). Na Equação (2.9) tem-se a representação de uma restrição de igualdade:

$$g_i(x) = 0 \quad \text{com } i = 1, 2, \dots, p \quad (2.9)$$

Uma restrição de desigualdade é representada pela Equação (2.10):

$$h_j(x) \geq 0 \text{ com } j = 1, 2, \dots, q \quad (2.10)$$

E por fim, uma restrição lateral é mostrada na Equação (2.11):

$$x_{\min,k} \leq x_k \leq x_{\max,k} \text{ com } k = 1, 2, \dots, n \quad (2.11)$$

Nas três equações imediatamente acima mencionadas,  $g_i(x)$  e  $h_j(x)$  estão em função da variável de projeto,  $x$ , e  $x_{\min,k}$  e  $x_{\max,k}$  são respectivamente os limites inferior e superior, dentro dos quais a variável de projeto  $x_k$  poderá variar. Finalmente, a formulação de um problema padrão de otimização pode ser escrita por meio da Equação (2.12):

$$\begin{aligned} \text{Encontrar: } & x_k \\ \text{Minimizar: } & f(x_k) \\ \text{Tal que: } & g_i(x_k) = 0 \text{ com } i = 1, 2, \dots, p \\ & h_j(x_k) \geq 0 \text{ com } j = 1, 2, \dots, q \\ & x_{\min,k} \leq x_k \leq x_{\max,k} \text{ com } k = 1, 2, \dots, n \end{aligned} \quad (2.12)$$

## 2.6 ALGORITMOS META-HEURÍSTICOS

Os algoritmos meta-heurísticos são uma classe de algoritmos que não se baseiam nos gradientes das funções para solucionar um determinado problema de otimização, ou seja, não utilizam as derivadas, pois para encontrar a solução ótima, fazem várias avaliações da função objetivo (MIGUEL; FADEL MIGUEL, 2012).

Conforme destacam Miguel et al. (2013) os algoritmos meta-heurísticos apresentam muitas vantagens, quais sejam: (i) não necessitam de informações sobre o gradiente da função objetivo, assim, podem ser aplicados em problemas nos quais o gradiente é difícil de se obter ou simplesmente não existe; (ii) se corretamente ajustados, não ficam presos nos mínimos locais; (iii) podem ser aplicados em funções não-lineares ou descontínuas; (iv) fornecem um conjunto de soluções ótimas em vez de uma única solução, desta forma, o projetista pode escolher a melhor solução deste conjunto; e (v) podem ser facilmente empregados para

resolver problemas de otimização de variáveis mistas, ou seja, problemas que apresentam variáveis discretas e contínuas simultaneamente.

Os algoritmos meta-heurísticos apresentam dois componentes principais, quais sejam: a seleção das melhores soluções e randomização. A seleção garante que as soluções convergirão para a otimalidade, enquanto que a aleatorização evita que as soluções fiquem presas em ótimos locais e, ao mesmo tempo, aumenta a diversidade das soluções. Uma boa combinação entre estes dois componentes geralmente garantirá que a otimização global seja alcançada com sucesso (YANG, 2010).

Segundo Arora (2012) a maioria dos algoritmos meta-heurísticos são bioinspirados, isto é, foram desenvolvidos com base na observação de algum fenômeno da natureza ou no comportamento dos seres vivos. As abordagens inspiradas na natureza têm sido chamadas também de programação estocástica, algoritmos evolutivos, programação genética, inteligência de enxame ou computação evolucionária.

Alguns exemplos de algoritmos bioinspirados são: *Genetic Algorithm (GA)*, inspirados nos princípios da teoria da seleção natural de Darwin (HOLLAND, 1975); *Particle Swarm Optimization (PSO)*, que simula o comportamento social de bando de pássaros ou cardume de peixes (KENNEDY; EBERHART, 1995); *Ant Colony Optimization (ACO)*, que imita o comportamento das formigas em busca de alimentos (DORIGO et al., 1996); *Artificial Bee Colony (ABC)*, baseado no comportamento inteligente de enxame de abelhas (KARABOGA, 2005); *Firefly Algorithm (FA)*, inspirado no comportamento de piscar dos vaga-lumes (YANG, 2008); *Harmony Search (HS)*, o qual foi desenvolvido utilizando a analogia de performance musical (GEEM et al., 2001); *Charged System Search (CSS)*, um algoritmo baseado nas leis da eletrostática e da mecânica newtoniana (KAVEH; TALATAHARI, 2010); e o *Whale Optimization Algorithm (WOA)*, que descreve o comportamento de caça das baleias jubarte (MIRJALILI; LEWIS, 2016), o qual será utilizado neste trabalho.



### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A excitação sísmica gera vibrações que podem resultar em muitos danos nos edifícios e pode contribuir também para a ocorrência do fenômeno de ressonância, onde as vibrações atingem grandes amplitudes, causando deslocamentos elevados e até mesmo o colapso da estrutura.

Em relação aos limites de deslocamentos ocasionados pelos sismos nas edificações, um dos critérios mais utilizados é o deslocamento relativo entre pavimentos (*story drift*), que indica a diferença entre os deslocamentos horizontais do topo e da base de cada andar. O *story drift* é abordado em normas como a NBR 15421 (ABNT, 2006), o regulamento colombiano NSR-10 (MAVDT, 2010), o EUROCODE 8-Parte 1 (ECS, 2010) e a norma ANSI/AISC 360-16 da *American Institute of Steel Construction* (AISC, 2016), a qual será utilizada neste trabalho. Para estruturas nas quais o valor do *story drift* ultrapassa os limites impostos, o controle estrutural mostra-se como alternativa capaz de reduzir esses deslocamentos, melhorar o desempenho destas estruturas e adaptá-las aos critérios adotados.

O uso do Atenuador Dinâmico Sincronizado (ADS) em sistemas de controle passivos é amplamente difundido devido ao seu funcionamento simples e a muitas aplicações bem sucedidas e quando aliado à otimização, mostra-se como uma estratégia muito eficiente. Neste contexto, este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre a otimização e uso destes dispositivos no controle de vibrações em estruturas submetidas a diversos tipos de excitações, com especial atenção à excitação sísmica. Este capítulo foi dividido em duas subseções, quais sejam: controle de vibrações em estruturas com um único ADS e controle de vibrações em estruturas com MADS.

#### 3.1 CONTROLE DE VIBRAÇÕES COM UM ÚNICO ADS

Na literatura encontra-se que o primeiro projeto de ADS foi uma patente desenvolvida por Hermann Frahm em 1909 (FRAHM, 1911). Frahm propôs um dispositivo simples para reduzir o movimento de rolamento e as vibrações em cascos de navios devido às ondas. Este dispositivo era um atenuador do tipo massa-mola sem amortecimento, o qual mostrou-se eficiente na faixa de frequências próxima à frequência fundamental do sistema a controlar.

Mais tarde, em 1928, no artigo proposto por Ormondroyd e Den Hartog (1928), foi apresentada uma teoria sobre a frequência de sintonização ideal de um ADS com amortecimento interno, acoplado em uma estrutura principal não amortecida. Neste trabalho, os autores mostraram que a introdução do amortecimento não apenas permitiu uma maior dissipação de energia, mas também aumentou o intervalo de frequência no qual o dispositivo foi eficaz. A discussão detalhada dessa abordagem é apresentada no livro *Mechanical Vibrations* de J. P. Den Hartog (DEN HARTOG, 1956), publicado pela primeira vez em 1934. A teoria inicial era aplicável a um sistema de 1GDL não amortecido sujeito a carregamento harmônico e consistia em obter os parâmetros ótimos em termos de massa, rigidez e amortecimento através de expressões analíticas.

Contribuições significativas no campo de pesquisa sobre os ADS foram dadas por diversos pesquisadores, como Warburton e Ayorinde (1980), que estudaram os valores ótimos para a rigidez e o amortecimento de um dispositivo que acoplado a uma massa principal com baixo amortecimento, minimizava sua resposta ressonante. Os autores fixaram atenuadores em vigas e placas e mostram que os parâmetros ótimos podem ser obtidos de maneira simples e precisa, para um sistema principal equivalente a 1 GDL submetido à excitação harmônica. Mas isso depende de uma massa efetiva para o corpo elástico e da representação de sua resposta para o modo e vibração mais relevante. O principal objetivo do artigo foi mostrar que, para qualquer corpo elástico, que possa ser representado por um único modo, curvas padrão podem elaboradas e utilizadas para determinar os parâmetros ideais do dispositivo, com o mínimo de trabalho adicional.

Randall et al. (1981) também apresentaram gráficos de projeto obtidos usando métodos numéricos com base em critérios de amplitude mínimo-máximo, para determinar os parâmetros os ótimos de um atenuador para sistemas de 1GDL com amortecimento linear submetidos à excitação harmônica. Os autores consideraram a relação de amortecimento do sistema principal e a relação de massas como parâmetros independentes. Os resultados mostraram que dado um sistema linear amortecido com uma taxa de amortecimento menor que 0,50, os gráficos permitem determinar um dispositivo ideal sujeito à restrições de projeto na relação de massas, que minimiza a resposta em termos de frequência.

A extensão do uso de ADS para os sistemas de MGDL foi investigada por diversos pesquisadores, como Warburton (1982), que apresentou equações simples derivadas de um

sistema principal de 1GDL sem amortecimento, as quais foram utilizadas para calcular os parâmetros ótimos de um atenuador ligado a uma estrutura submetida a força harmônica ou excitação do tipo ruído branco. No artigo, o autor mostra que as expressões obtidas podem ser utilizadas para dimensionar um ADS para sistemas de MGDL desde que se trate o sistema em questão, como um sistema equivalente de 1GDL, para isso, o sistema deve vibrar predominantemente em torno de um único modo de vibração, assim, considera-se apenas a contribuição deste modo.

Uma grande parcela dos estudos sobre o uso dos ADS está no campo da engenharia estrutural com interesse em minimizar a resposta de edifícios submetidos à excitação sísmica ou ao vento. Neste contexto, Villaverde (1985) apresenta um trabalho no qual analisa o mecanismo básico de ação do atenuador em estruturas com MGDL e estabelece suas características que são eficazes para a diminuição da resposta sísmica de estruturas lineares. O autor utiliza exemplos 2D e 3D e demonstra que a adição de um ADS fortemente amortecido, aumenta o amortecimento do edifício e reduz sua resposta sísmica consideravelmente. Além disso, foi demonstrado que a redução na resposta aumenta à medida que o amortecimento do dispositivo também aumenta, o que hoje, já é bastante conhecido.

Seguindo na aplicação de ADS para o controle de vibrações em estruturas devidas aos sismos, Tsai (1995) investigou os parâmetros ótimos de um ADS e a influência da frequência de excitação na resposta de um edifício de cinco andares submetido a vários registros de sismos reais. O autor verificou que um único atenuador, ajustado ao modo fundamental da estrutura, é adequado para reduzir a resposta sísmica de edifícios de baixa altura, pois, para este tipo de edificação, o primeiro modo geralmente possui maior domínio nas vibrações devidas ao sismo. Além disso, embora tenha sido verificado que o dispositivo teve pouco efeito na resposta durante os primeiros segundos de excitação, o ADS pode adicionar amortecimento à estrutura e reduzir a resposta subsequente.

Sadek et al. (1997) propuseram um método de cálculo dos parâmetros de um ADS que resultou em uma redução considerável na resposta de edifícios submetidos a sismos. O critério utilizado para obter estes parâmetros foi selecionar, para uma dada razão de massas, a frequência de sintonização do ADS e as relações de amortecimento que resultariam em amortecimento modal alto e iguais para os dois primeiros modos de vibração. Os autores calcularam a resposta para várias estruturas de 1GDL e MGDL submetidos a diferentes

terremotos e os resultados obtidos indicaram que houve uma redução significativa nas respostas de deslocamento e aceleração para nas estruturas analisadas.

Ao longo do tempo muitas metodologias para calcular os parâmetros ótimos do ADS foram sendo desenvolvidas. A utilização de algoritmos meta-heurísticos para obter estes parâmetros também vem sendo estudada por muitos pesquisadores, como Hadi e Arfiadi (1998), que utilizaram um algoritmo genético para obter a rigidez e o amortecimento de um único ADS instalado no topo de estruturas de MGDL submetidas à excitação sísmica. Segundo estes autores, o ADS foi aplicado nas estruturas sem especificar o modo de vibração a ser controlado, portanto, não houve necessidade de simplificação para um sistema equivalente de 1GDL. Pelos os resultados obtidos, para a estrutura do primeiro exemplo, verificou-se que o pico da resposta foi reduzido em cerca de 30%. No segundo exemplo, o resultado do procedimento proposto foi comparado aos métodos de Den Hartog (1956), Warburton (1982) e Sadek et al. (1997), onde se constatou que a resposta com o método otimizado foi menor quando comparada aos resultados obtidos com as metodologias clássicas, com a redução de cerca de 15%.

No estudo desenvolvido por Shayeghi et al. (2009) foi utilizado o algoritmo *Particle Swarm Optimization (PSO)* para projetar e otimizar os parâmetros de um ADS a ser instalado em um edifício de onze andares, de modo a obter a redução de sua resposta quando submetido a diferentes sismos. Conforme os autores, a avaliação dos resultados mostrou que o método proposto foi eficaz e garantiu desempenho robusto para diferentes excitações de terremotos.

No trabalho de Kaveh et al. (2015) foi utilizado o algoritmo *Charged System Search (CSS)* para calcular os parâmetros ótimos de um ADS utilizado para minimizar a resposta dinâmica de dois edifícios de MGDL sob excitações sísmicas. Os resultados do Exemplo 1 mostraram que, com a massa do ADS igual a massa utilizada pelos autores de referência, o valor médio da redução de deslocamento foi de 37,57%, ou seja, superior aos estudos comparados. Já para o Exemplo 2, os valores ótimos dos parâmetros encontrados foram significativamente menores que os obtidos pelos autores de referência, entretanto, a redução de deslocamento no presente estudo foi superior aos valores observados nos trabalhos de referência.

No trabalho de Etedali e Rakhshani (2018) foi empregado o algoritmo *Cuckoo Search (CS)*, desenvolvido por Yang e Deb (2009), para encontrar os parâmetros ótimos de um ADS para

edifícios de MGDL sob excitação sísmica. Os autores propuseram um novo método de otimização multiobjetivo denominado *Multi-Objective Cuckoo Search (MOCS)* e utilizaram-no para projetar o ADS de modo a obter a redução simultânea de respostas sísmicas das estruturas, em termos de deslocamento, aceleração e sintonização do ADS com baixa relação de massa. Os resultados mostraram que o MOCS teve melhor desempenho do que outras estratégias, em termos de redução simultânea de deslocamentos e acelerações, para estruturas sujeitas a diferentes excitações sísmicas.

Recentemente, Liu et al. (2020) apresentaram um estudo no qual propõem um método para determinar os parâmetros ótimos de um ADS no domínio da frequência, através de um algoritmo genético, para estruturas sob excitação aleatória. Para estudo numérico, os autores utilizaram uma torre de concreto armado de seção tubular com 168m de altura, modelada em elementos finitos 3D, submetida a excitação do vento e equipada com um ADS, onde a otimização, foi usada para obter os parâmetros de projeto do dispositivo. Posteriormente, foi realizado um estudo experimental em plataforma vibratória, no qual um ADS foi projetado, conectado em um edifício de sete andares em escala reduzida e submetido a vários sismos. Os testes experimentais foram realizados para avaliar o desempenho do ADS quando projetado pelo método proposto e comparados o método de Den Hartog (1956). Os estudos numéricos e experimentais mostraram que o ADS projetado pelo método de otimização apresentou desempenho superior, quando comparado ao método de referência.

### 3.2 CONTROLE DE VIBRAÇÕES COM MADS

O ADS é um dispositivo sensível às variações da frequência de sintonização e mesmo quando corretamente projetado, se mau sintonizado sua eficiência é significativamente reduzida e ao invés de reduzir a resposta da estrutura, pode até mesmo fazê-la aumentar. Na maioria das aplicações que utiliza um único ADS quase sempre se instala o dispositivo no último andar da estrutura e sua frequência é ajustada ao modo fundamental desta, o qual geralmente possui maior influência sobre a resposta dinâmica.

No caso dos sismos, o conteúdo de frequência desta excitação é bem mais amplo que outras ações dinâmicas, como por exemplo o vento, neste caso, utilizar apenas um único ADS pode não ser eficiente. Com isso, muitos pesquisadores passaram a dedicar esforços para solucionar

este problema. Foi então que o conceito de Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados (MADS) foi proposto. Os MADS, de acordo com Yamaguchi e Harnpornchai (1993), consistem em um número de pequenos atenuadores cujas frequências de sintonização estão distribuídas em torno da frequência natural de um modo da estrutura a ser controlada. Contudo, pode-se sintonizar as frequências dos MADS para diferentes modos e desta forma, controlar mais de um modo de vibração da estrutura.

Os MADS podem ser sintonizados todos no mesmo modo ou em modos diferentes, e ainda, podem ter parâmetros iguais ou diferentes e serem posicionados nos mesmos locais (por exemplo, todos no topo de um edifício) ou em diferentes locais na estrutura (por exemplo, dispostos verticalmente ao longo do prédio). No projeto de sistemas de controle por meio de MADS pode-se utilizar a otimização estrutural pois, a determinação dos parâmetros ótimos, da quantidade de dispositivos necessários, bem como a sua localização ao longo da estrutura, constitui um problema de otimização.

Um dos primeiros trabalhos sobre o uso de MADS no controle de vibrações em estruturas foi proposto por Xu e Igusa (1992). Neste trabalho, os autores buscaram determinar as características dinâmicas de um sistema de 1GDL, composto por uma estrutura principal com outras subestruturas (MADS) à esta acoplada, quando submetido a forças harmônicas ou de banda larga. Os autores constataram que o uso de MADS levemente amortecidos, cujas frequências são distribuídas em uma pequena faixa em torno da frequência fundamental do sistema principal, pode ser mais eficaz e mais robusto que um único ADS com massa total igual a soma das massas dos MADS.

Yamaguchi e Harnpornchai (1993) apresentaram um estudo no qual investigaram, de forma analítica para uma estrutura de 1GDL, as características fundamentais de MADS em função do intervalo de frequências dos dispositivos, razão do amortecimento de cada ADS e o número total atenuadores. Os autores compararam os resultados obtidos aos resultados utilizando um único ADS e constataram que existe um número ideal de atenuadores, faixa de frequência e taxa de amortecimento, na qual os MADS são mais eficientes que o ADS simples. E quanto à robustez, também foi esclarecido que os MADS podem ser muito mais robustos que um único dispositivo.

Battista e Magluta (1994) mostraram que se os MADS forem corretamente projetados, eles poderão ser muito eficientes na redução das vibrações em estruturas. Em seu artigo, os autores otimizaram, através de métodos clássicos de otimização, os parâmetros de MADS (88 no total) a serem instalados em uma ponte de concreto armado de 570m de comprimento, no estado do Rio de Janeiro, Brasil, de modo a reduzir as vibrações devidas ao intenso e pesado tráfego de veículos a níveis aceitáveis. Os resultados mostraram que os MADS geraram uma redução de cerca de 30% da amplitude de deslocamento de pico na seção intermediária de um vão da ponte e uma redução média de 30% para todos os vãos.

Joshi e Jangid (1997) estudaram os parâmetros ideais de MADS acoplados a um sistema principal de 1GDL submetido à excitação de base, a qual foi modelada como um processo aleatório estacionário do tipo ruído branco. Os parâmetros dos atenuadores foram obtidos para diferentes proporções de amortecimento do sistema principal e diferentes proporções de massa dos MADS. Os autores compararam os resultados obtidos com aqueles calculados com o uso de apenas um dispositivo e, de maneira geral, também foi mostrado que o sistema com MADS foi mais eficaz que o sistema com um único ADS.

Para sistemas com MGD, Chen e Wu (2001) apresentam um estudo sobre a otimização da posição de MADS com características iguais em um edifício de seis andares submetido à excitação sísmica. O objetivo foi desenvolver um procedimento prático, mas razoavelmente preciso, para a colocação ideal dos dispositivos nos edifícios. Foram testadas várias quantidades de atenuadores em muitos pisos, objetivando a redução da resposta em termos de aceleração. Os resultados numéricos mostraram que os MADS reduziram a aceleração da estrutura entre 10% a 25% quando comparada com o uso de um único dispositivo.

Utilizando um algoritmo genético, Mohebbi et al. (2013) calcularam os parâmetros de MADS dispostos horizontalmente no topo de um edifício de dez andares submetido à excitações sísmicas. Os resultados mostraram que o desempenho dos MADS depende da razão de massas adotada, das suas posições na estrutura e dos parâmetros de projeto de cada dispositivo, para os quais, o aumento da relação de massas melhorou o desempenho geral dos MADS.

Frans e Arfiadi (2015) também utilizaram um algoritmo genético para o projeto de MADS, neste caso, os autores utilizaram um algoritmo genético híbrido para otimizar os parâmetros e a posição de dois ADS para edifícios submetidos a sismos. Os autores estudaram três

edifícios, o primeiro com 3 andares, o segundo com 10 andares e o terceiro com 40 andares, para os quais os MADS foram dispostos verticalmente ao longo de cada estrutura. Para os edifícios de 3 e 10 andares, a melhor localização dos atenuadores foi no topo, enquanto que para o edifício de 40 andares, a localização ideal dependeu da proporção de massa dos dispositivos em relação a massa da estrutura, onde para uma razão de massa de 1%, resultou em um atenuador no 39° e outro no 40°, já para 2%, obteve-se um atenuador no 38° e outro no 40° andar, e para 4%, os atenuadores resultaram posicionados no 37° e 40°.

Miguel et al. (2016) apresentaram uma formulação híbrida com dois algoritmos, o *Firefly Algorithm* e o *Nelder–Mead Algorithm* (NELDER; MEAD, 1965), para a otimização global de MADS para estruturas sujeitas à excitações sísmicas. Os autores consideraram a otimização simultânea dos parâmetros, número e da posição (distribuição vertical ou horizontal). De acordo com os resultados obtidos, foi constatado que o procedimento é muito útil, pois evita a predefinição do número de atenuadores e sua localização na estrutura, deixando que algoritmo de otimização encontre a melhor solução.

Recentemente Rahmani e Könke (2019) modificaram um algoritmo genético com a adição de operadores genéticos multivariados e utilizaram-no para otimizar a posição e os parâmetros de MADS para um edifício de 76 andares submetido a terremotos. Pelos resultados obtidos, foi observado que, sob excitações sísmicas com amplitude notável nos modos mais altos, distribuir os MADS pela altura do edifício é mais eficaz que usar um único dispositivo. Também foi observado que o conteúdo de frequência do terremoto tem influência significativa na localização ideal dos atenuadores.

E muito recentemente Brandão e Miguel (2020) publicaram um artigo que investiga o uso de ADS e MADS otimizados para redução do máximo deslocamento horizontal no topo e do *story drift*, de um edifício de 10 andares sob a diferentes sismos. No trabalho, foram considerados três cenários de controle: um ADS no topo, MADS dispostos horizontalmente no topo e MADS dispostos verticalmente ao longo da estrutura. Os autores avaliaram os máximos *story drift* com base em um critério normativo e realizaram as otimizações por meio de um algoritmo meta-heurístico. Os resultados mostraram que todos os cenários foram eficientes e conseguiram adequar a estrutura ao limites impostos pela normativa. E ainda, o Cenário 2 apresentou os melhores resultados para o pior cenário de carga, o sismo ressonante.



## 4 METODOLOGIA PROPOSTA

Neste capítulo é apresentada a metodologia empregada, a qual descreve os elementos de barras utilizados na modelagem dos edifícios, a técnica para geração das excitações sísmicas artificiais, o método de Newmark para a solução das equações diferenciais de movimento, o dimensionamento do ADS simples através de dois métodos clássicos e o algoritmo de otimização empregado.

### 4.1 MODELAGEM DOS EDIFÍCIOS

Para a modelagem dos edifícios a serem utilizados como exemplos de aplicação, os quais possuem estrutura predominantemente em aço, utiliza-se o elemento de barra de pórtico plano 2D que possui 2 nós e 3GDL por nó. Este elemento finito possui uma translação horizontal, uma vertical e uma rotação no plano, em cada nó. A matriz de massa e rigidez de cada elemento, no sistema local, são dadas pela Equação (4.1) e Equação (4.2).

$$\mathbf{M}^e = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

$$\mathbf{K}^e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

Para rotacionar cada elemento do sistema local para o sistema global utiliza-se a matriz de rotação dada por  $\mathbf{R}^e$ , na qual  $\cos\theta$  e  $\sin\theta$  são os ângulos cosseno e seno, respectivamente, formados entre a posição de cada barra em relação ao sistema global de coordenadas.

$$\mathbf{R}^e = \begin{bmatrix} \cos\theta & \sin\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin\theta & \cos\theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos\theta & \sin\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin\theta & \cos\theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.3)$$

A montagem das matrizes globais da estrutura (matriz de massa e de rigidez) é realizada através de uma rotina desenvolvida em Matlab, a qual faz a leitura de um arquivo de entrada em formato *.txt* que contém as coordenadas de cada nó da estrutura, a conectividade entre os elementos e as propriedades da seção transversal e do material de cada elemento (viga e pilar). Após a leitura desse arquivo, matrizes são montadas e dá-se prosseguimento às análises. Para a matriz de amortecimento de cada edifício utiliza-se a Matriz de Amortecimento de Rayleigh, a qual é dada pela combinação linear entre as matrizes de massa e de rigidez, como explicitado pela Equação (4.4).

$$\mathbf{C} = a\mathbf{M} + b\mathbf{K} \quad (4.4)$$

A razão de amortecimento crítico ( $\zeta$ ) pode ser definida como sendo igual para os dois primeiros modos de vibração, e assim, os coeficientes  $a$  e  $b$  são calculados utilizando a Equação (4.5) e Equação (4.6), onde  $\omega_i$  e  $\omega_j$  representam as frequências do 1º e 2º modos de vibração, respectivamente.

$$a = 2\zeta \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.5)$$

$$b = 2\zeta \frac{1}{\omega_i + \omega_j} \quad (4.6)$$

Uma vez montadas as matrizes de massa, rigidez e amortecimento de cada estrutura, prossegue-se com a aplicação das excitações sísmicas e obtenção das respostas dinâmicas.

## 4.2 GERAÇÃO DOS SISMOS ARTIFICIAIS

Nas análises dinâmicas realizadas neste trabalho utilizam-se registros de sismos reais e artificiais. Para as excitações sísmicas artificiais, foi desenvolvido um programa em Matlab para gerar registros sísmicos a partir do espectro de Kanai-Tajimi (KANAI, 1961; TAJIMI, 1960) o qual, através de uma equação empírica, calcula o espectro de uma excitação sísmica tendo como base um ruído branco gaussiano e possui como parâmetros de entrada, além do intervalo de frequências do sinal, a frequência natural do solo e seu amortecimento. Trata-se de um modelo bastante conhecido e largamente utilizado onde a aceleração do solo é representada como um processo aleatório estacionário. A equação que descreve este modelo é dada pela função densidade espectral de potência  $S(\omega)$  expressa por:

$$S(\omega) = S_0 \left[ \frac{\omega_g^4 + 4\omega_g^2 \zeta_g^2 \omega^2}{(\omega^2 - \omega_g^2)^2 + 4\omega_g^2 \zeta_g^2 \omega^2} \right] \quad \text{com} \quad S_0 = \frac{0,03\zeta_g}{\pi\omega_g(4\zeta_g^2 + 1)} \quad (4.7)$$

na qual  $\zeta_g$  e  $\omega_g$  representam o amortecimento e a frequência do solo, respectivamente, e  $S_0$  é a densidade espectral constante. A Equação (4.7) permite calcular uma função no domínio da frequência, portanto, para passar esse mesmo sinal para o domínio do tempo, e assim obter um acelerograma em função do tempo, é utilizada a Equação (4.8) que expressa o método proposto por Shinozuka e Jan (1972) no qual se utiliza, além do sinal gerado no domínio da frequência, uma série de funções cosseno, frequências igualmente espaçadas e ângulos de fase aleatórios.

$$\ddot{\mathbf{u}}_g(t) = \sqrt{2} \sum_{j=1}^{N_\omega} \sqrt{S(\omega_j) \Delta\omega} \cos(\omega_j t + \phi_j) \quad (4.8)$$

Na Equação (4.8) o termo  $N_\omega$  representa o número de intervalo da banda de frequências,  $\Delta\omega$  descreve o incremento de frequência e  $\phi_j$  é o ângulo de fase, para o qual os valores são escolhidos de forma aleatória e sua distribuição varia uniformemente de 0 a  $2\pi$ . Com o sinal gerado no domínio do tempo faz-se necessário normalizar o acelerograma, de modo que o PGA do sismo esteja de acordo com as características do solo da região em estudo.

### 4.3 MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DE NEWMARK

Este trabalho analisa estruturas com MGDL e desta forma, para resolver a equação de movimento para este tipo de sistema é comum recorrer aos métodos de integração numérica que, segundo Rao (2008), possuem duas características relevantes: a primeira consiste em satisfazer a equação a ser resolvida em somente intervalos de tempos discretos separados por  $\Delta t$ , ao invés de satisfazê-la em todos os tempos; e na segunda, admite-se algum tipo de variação para o deslocamento, velocidade e aceleração, dentro de cada intervalo de tempo  $\Delta t$ . Na literatura diversos métodos numéricos estão disponíveis e neste trabalho, para obtenção da resposta dinâmica das estruturas de MGDL submetidas à excitações sísmicas, utiliza-se o Método de Newmark (NEWMARK, 1959), o qual foi programado em Matlab.

De acordo com Chiesa e Miguel (2017), o método de Newmark é do tipo implícito e baseia-se no fato de que a aceleração varia linearmente entre dois instantes de tempo. O método considera que os valores de deslocamento e velocidade no instante  $t=0$  são conhecidos e então, calcula-se a aceleração inicial utilizando a seguinte equação:

$$\vec{\ddot{u}}(t_0) = \mathbf{M}^{-1}[\vec{F}(t_0) - \mathbf{C}\vec{\dot{u}}(t_0) - \mathbf{K}\vec{u}(t_0)] \quad (4.9)$$

Com estas informações, procede-se à determinação da solução da equação diferencial de movimento no intervalo  $t=0$  a  $t=T$ , no qual  $T$  indica a duração do evento. As demais expressões para o cálculo dos deslocamentos, velocidades e acelerações são explicitadas a seguir:

$$\vec{u}(t_{j+1}) = \mathbf{D} \left\{ \vec{F}(t_{j+1}) + \mathbf{M}[a_0 \vec{u}(t_j) + a_1 \vec{\dot{u}}(t_j) + a_2 \vec{\ddot{u}}(t_j)] + \mathbf{C}[a_3 \vec{u}(t_j) + a_4 \vec{\dot{u}}(t_j) + a_5 \vec{\ddot{u}}(t_j)] \right\} \quad (4.10)$$

$$\mathbf{D} = (a_0 \mathbf{M} + a_3 \mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1} \quad (4.11)$$

$$\vec{\dot{u}}(t_{j+1}) = a_3 [\vec{u}(t_{j+1}) - \vec{u}(t_j)] - a_4 \vec{\dot{u}}(t_j) - a_5 \vec{\ddot{u}}(t_j) \quad (4.12)$$

$$\vec{\ddot{u}}(t_{j+1}) = a_0 [\vec{u}(t_{j+1}) - \vec{u}(t_j)] - a_1 \vec{\dot{u}}(t_j) - a_2 \vec{\ddot{u}}(t_j) \quad (4.13)$$

onde os coeficientes  $a_0$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$ ,  $a_4$  e  $a_5$  são expressos por:

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}; a_1 = \frac{1}{\alpha \Delta t}; a_2 = \frac{1}{2\alpha} - 1; a_3 = \frac{\beta}{\alpha \Delta t}; a_4 = \frac{\beta}{\alpha \Delta t} - 1; a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left[ \frac{\beta}{\alpha} - 2 \right] \quad (4.14)$$

Conforme destaca Rao (2008), os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  presentes nos coeficientes da Equação (4.14), indicam quanto a aceleração ao final do intervalo entra nas equações de velocidade e deslocamento ao final do intervalo  $\Delta t$ . Na realidade, estes parâmetros podem ser escolhidos de modo a obter a precisão e estabilidade desejadas e neste trabalho, adotam-se os valores para  $\alpha$  e  $\beta$  usualmente utilizados na literatura ( $\alpha=0,25$  e  $\beta=0,50$ ), pois assim, garante-se a estabilidade do método.

#### 4.4 DIMENSIONAMENTO DO ADS SIMPLES

Na literatura podem ser encontrados diversos métodos para dimensionamento de ADS, nos quais, equações para o cálculo da frequência de sintonização do dispositivo e sua razão de amortecimento, são geralmente as mais difundidas. Dentre os diversos métodos existentes, destacam-se neste trabalho o método de Den Hartog (1956) e Warburton (1982), os quais são utilizados para o dimensionamento do ADS simples instalado no topo dos edifícios estudados. Os métodos dos referidos autores foram desenvolvidas para sistemas de 1GDL e para poder utilizá-los em sistemas de MGD, faz-se necessário a simplificação da estrutura de MGD para um sistema equivalente a um 1GDL utilizando o esquema proposto por Rana e Soong (1998). Para isto, deve-se fazer a normalização do primeiro modo de vibração do sistema de MGD, de modo que o valor unitário seja obtido no local onde será instalado o dispositivo. Desta forma, pré-multiplicando e pós-multiplicando a matriz de massa ( $\mathbf{M}$ ) da estrutura pelo modo de vibração normalizado ( $\vec{\phi}_1$ ), pode-se obter a massa modal equivalente do sistema de 1GDL ( $m_1$ ). A Equação (4.15) ilustra esse procedimento:

$$m_1 = \vec{\phi}_1^T \mathbf{M} \vec{\phi}_1 \quad (4.15)$$

Em seguida escolhe-se a massa do ADS ( $m_{\text{ADS}}$ ), a qual geralmente varia de 2% a 10% da massa total da estrutura ( $M_{\text{est}}$ ), por exemplo  $m_{\text{ADS}} = 0,03M_{\text{est}}$ , e com a massa modal do sistema de 1GDL, calcula-se a relação de massas ideal ( $\mu$ ), a qual indica a porcentagem de massa do ADS em relação à massa da estrutura equivalente a 1GDL. A Equação (4.16) indica esta relação:

$$\mu = \frac{m_{\text{AMS}}}{m_1} \quad (4.16)$$

Aplicando as equações do método de Den Hartog (1956), são calculadas a relação ótima de frequências de sintonização ( $\alpha_{\text{otm}}$ ) e razão de amortecimento ótima do dispositivo ( $\zeta_{\text{otm}}$ ) por meio das seguintes expressões:

$$\alpha_{\text{otm}} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (4.17)$$

$$\zeta_{\text{otm}} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \quad (4.18)$$

A partir dos valores obtidos com as Equações (4.17) e (4.18), do valor da frequência do primeiro modo da estrutura ( $\omega_1$ ) e utilizando equações clássicas da dinâmica, podem ser calculadas a frequência de sintonização ótima ( $\omega_{\text{ADS}}$ ), a rigidez ótima ( $k_{\text{ADS}}$ ) e amortecimento ótimo ( $c_{\text{ADS}}$ ) do dispositivo, por meio das seguintes equações:

$$\omega_{\text{AMS}} = \alpha_{\text{otm}} \omega_1 \quad (4.19)$$

$$k_{\text{ADS}} = m_{\text{ADS}} (\omega_{\text{ADS}})^2 \quad (4.20)$$

$$c_{\text{ADS}} = 2m_{\text{ADS}} \omega_{\text{ADS}} \zeta_{\text{otm}} \quad (4.21)$$

O método de Warburton (1982) segue os mesmos procedimentos iniciais descritos pelas Equações (4.15) e (4.16), em seguida, a relação ótima de frequências de sintonização ( $\alpha_{\text{otm}}$ ) e razão de amortecimento ótima do dispositivo ( $\zeta_{\text{otm}}$ ) são obtidas utilizando-se a Equação (4.22) e Equação (4.23).

$$\alpha_{\text{otm}} = \frac{1}{1 + \mu} \sqrt{1 - \frac{\mu}{2}} \quad (4.22)$$

$$\zeta_{\text{otm}} = \sqrt{\frac{\mu \left(1 - \frac{\mu}{4}\right)}{4(1 + \mu) \left(1 - \frac{\mu}{2}\right)}} \quad (4.23)$$

Para obter a frequência de sintonização ótima ( $\omega_{\text{ADS}}$ ), a rigidez ótima ( $k_{\text{ADS}}$ ) e amortecimento ótimo ( $c_{\text{ADS}}$ ) do dispositivo, dimensionado por este método, utilizam-se também as Equações (4.19) a (4.21).

Para proceder à análise da respostas das estruturas, nas quais são instalados sistemas controle por meio de um único ADS como ilustrado pela Figura 4.1, que mostra o dispositivo instalado no topo de um edifício, as matrizes de massa, rigidez e amortecimento da estrutura em questão devem ser modificadas de modo a considerar o GDL do ADS. De maneira genérica, as Equações (4.24) a (4.26) ilustram como deve ser feita esta modificação. Tendo em conta que o edifício é do tipo *shear building* e considera-se apenas o GDL horizontal, logo, a matriz de massa global é do tipo diagonal, onde a massa de cada andar e de cada ADS, ocupa uma posição na diagonal principal.

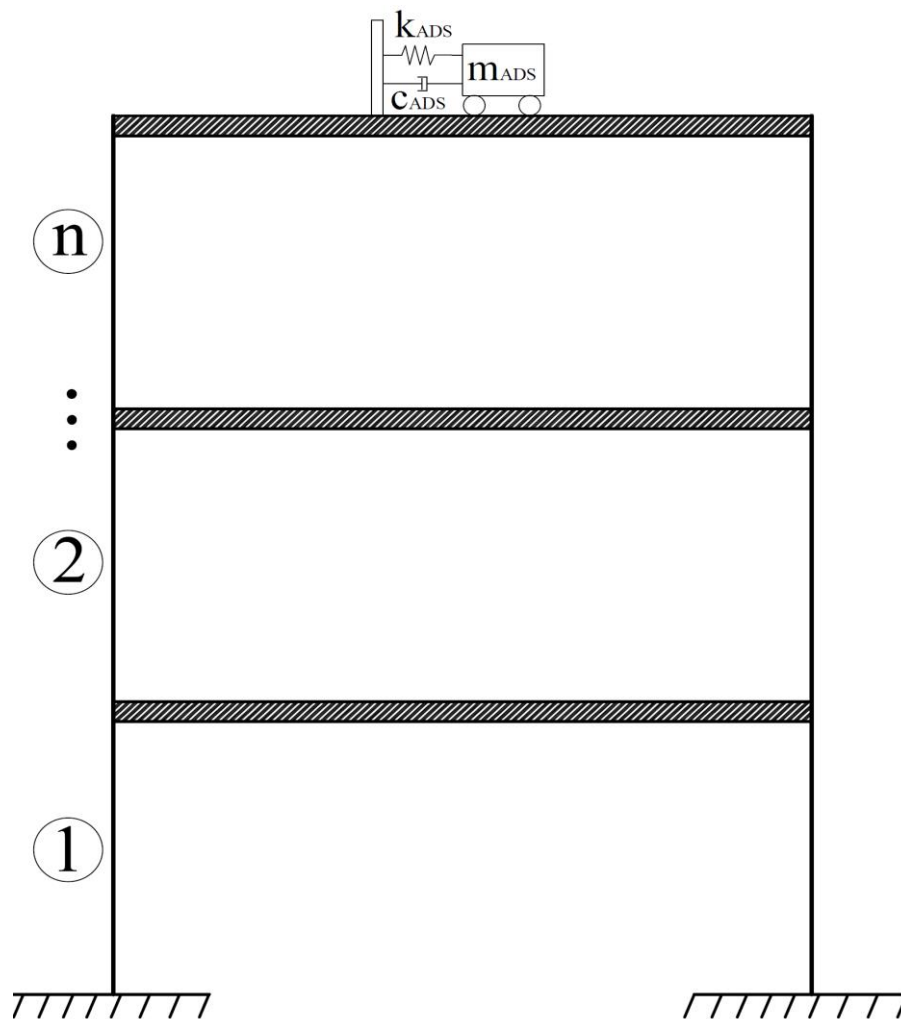


Figura 4.1- Estrutura equipada com um ADS no topo.

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & m_n & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & m_{\text{ADS}} \end{bmatrix} \quad (4.24)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & \cdots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & k_n + k_{\text{ADS}} & -k_{\text{ADS}} \\ 0 & 0 & \cdots & -k_{\text{ADS}} & k_{\text{ADS}} \end{bmatrix} \quad (4.25)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & \cdots & 0 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & c_n + c_{\text{ADS}} & -c_{\text{ADS}} \\ 0 & 0 & \cdots & -c_{\text{ADS}} & c_{\text{ADS}} \end{bmatrix} \quad (4.26)$$

Quanto aos MADS, pode-se dispô-los de forma horizontal e vertical na estrutura, podendo-se utilizar vários dispositivos no mesmo andar, como ilustrado pela Figura 4.2, e para considerar o efeito destes dispositivos na edificação, deve-se fazer novamente a modificação das matrizes globais da estrutura. Desta forma, para MADS dispostos de forma horizontal e vertical em um edifício e nos casos onde se considera a matriz de massa como sendo diagonal, a equação que indica a modificação da matriz  $\mathbf{M}$  é semelhante ao caso de um único ADS, conforme já apresentado na Equação (4.24), e para a matriz de rigidez, que é análoga à matriz de amortecimento, tem-se a Equação (4.27).

O dimensionamento de um ADS ou MADS pode ser realizado por meio da otimização, onde os parâmetros dos dispositivos são calculados de forma otimizada de modo que minimizem uma dada função objetivo, que pode ser por exemplo, o máximo deslocamento no topo ou o máximo *story drift*. Além disso, na otimização, podem-se determinar além dos parâmetros ótimos, a melhor posição dos atenuadores ao longo da estrutura, como será mostrado nas análises deste trabalho.



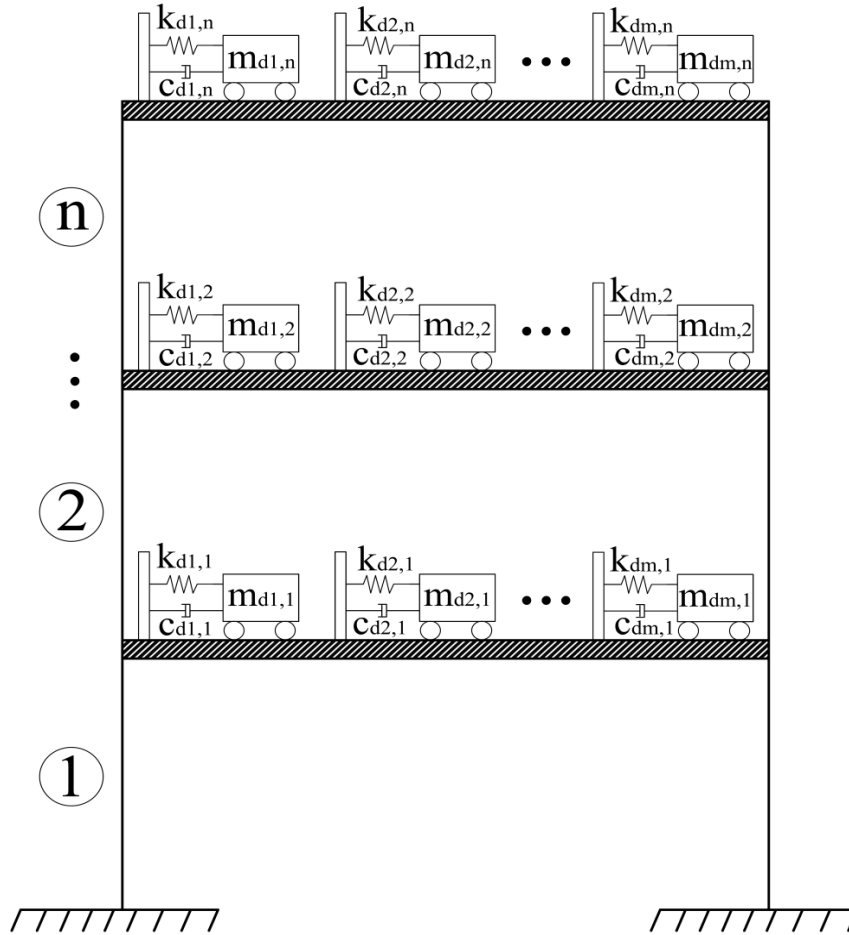


Figura 4.2 - Estrutura equipada com MADS.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix}
 k_1 + k_2 + \sum_{i=1}^{m=N_{MDS}^{andar}} k_{di,1} & -k_2 & \cdots & 0 & -k_{d1,1} & -k_{d2,1} & \cdots & -k_{dm,1} & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
 -k_2 & k_2 + k_3 + \sum_{i=1}^{m=N_{MDS}^{andar}} k_{di,2} & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & -k_{d1,2} & -k_{d2,2} & \cdots & k_{dm,2} & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
 \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\
 0 & 0 & \cdots & k_n + \sum_{i=1}^{m=N_{MDS}^{andar}} k_{di,n} & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & -k_{d1,n} & -k_{d2,n} & \cdots & -k_{dm,n} \\
 -k_{d1,1} & 0 & \cdots & 0 & k_{d1,1} & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
 -k_{d2,1} & 0 & \cdots & 0 & 0 & k_{d2,1} & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
 \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \cdots & \cdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\
 -k_{dm,1} & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & k_{dm,1} & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
 0 & -k_{d1,2} & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & k_{d1,2} & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
 0 & -k_{d2,2} & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & k_{d2,2} & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
 \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\
 0 & -k_{dm,2} & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & k_{dm,2} & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
 \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\
 0 & 0 & \cdots & -k_{d1,n} & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & k_{d1,n} & 0 & \cdots & 0 \\
 0 & 0 & \cdots & -k_{d2,n} & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 & k_{d2,n} & \cdots & 0 \\
 \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\
 0 & 0 & \cdots & -k_{dm,n} & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & k_{dm,n}
 \end{bmatrix} \quad (4.27)$$

## 4.5 ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO UTILIZADO

Para as otimizações realizadas neste trabalho utiliza-se o *Whale Optimization Algorithm* (WOA) ou Algoritmo de Otimização da Baleia, o qual foi desenvolvido por Mirjalili e Lewis (2016). O WOA simula o comportamento de caça das baleias jubarte e de maneira geral, conforme Mundim Filho (2018), descreve a forma pela qual as baleias procuram suas presas, de forma aleatória, e quando as encontram, fazem o ataque criando bolhas e se aproximando em forma de espiral, como mostrado na Figura 4.3.



Figura 4.3 - Comportamento de caça das baleias jubarte utilizando o mecanismo de rede de bolhas (MIRJALILI; LEWIS, 2016).

O WOA funciona por meio de três operadores, quais sejam: circundar a presa, ataque por rede de bolhas e busca pela presa. Da mesma forma que em outros algoritmos baseados em população, o WOA utiliza uma população de agentes de pesquisa (baleias) para determinar o ótimo global dos problemas. O processo de busca se inicia com a criação de um conjunto de soluções aleatórias (soluções candidatas), em seguida, através dos seus três operadores, estas soluções são melhoradas e o processo é repetido até que um critério de parada seja satisfeito (MIRJALILI; LEWIS, 2016; ALJARAHA et al., 2018; MUNDIM FILHO, 2018; MUNDIM FILHO et al., 2018). Estes três operadores são detalhados nas seções a seguir.

### 4.5.1 Operador circundar a presa

De acordo com Mirjalili e Lewis (2016), na busca por alimento as baleias jubarte podem reconhecer a localização de suas presas e cercá-las. Na otimização via WOA, como a solução ótima ainda não é conhecida, o algoritmo assume que a melhor solução corrente é a chamada

“presa alvo” ou está perto desta. Assim, para atualizar a posição de um agente de busca (baleia) no espaço de projeto, uma vez que o melhor candidato é definido, os outros agentes tentam atualizar suas posições em relação a esta presa (melhor solução da geração corrente). Matematicamente este comportamento é representado pelas seguintes equações:

$$\vec{x}(i+1) = \vec{x}_{\text{best}}(i) - \vec{A}\vec{D} \quad (4.28)$$

com:

$$\vec{D} = \left| \vec{C}\vec{x}_{\text{best}}(i) - \vec{x}(i) \right| \quad (4.29)$$

$$\vec{A} = 2\vec{a}\vec{r} - \vec{a} \quad (4.30)$$

$$\vec{C} = 2\vec{r} \quad (4.31)$$

em que  $i$  indica atual iteração,  $\vec{x}_{\text{best}}(i)$  representa o vetor de posição com as melhores soluções obtidas até o momento,  $\vec{x}(i)$  é o vetor de posições,  $\vec{A}$  e  $\vec{C}$  são os vetores de coeficientes para os quais  $\vec{a}$  decresce linearmente de 2 até 0 ao longo das iterações e  $\vec{r}$  é um vetor de números aleatórios compreendido no intervalo entre 0 e 1.

#### 4.5.2 Operador ataque por rede de bolhas

Para modelar o comportamento da rede de bolhas das baleias jubarte durante o ataque às presas, Mirjalili e Lewis (2016) esclarecem que são necessários dois mecanismos, o encolhimento envolvente e a posição de atualização em espiral, que são responsáveis pela atualização dos candidatos da população.

O encolhimento envolvente é representado pelo decréscimo do valor de  $\vec{a}$  na Equação (4.30), ou seja, o vetor  $\vec{A}$  também sofre flutuação, sendo o domínio ao qual pertence compreendido entre  $[-a, a]$  onde  $a$  é reduzido de 2 para 0 ao longo das iterações. Definindo valores aleatórios para  $\vec{A}$  no intervalo  $[-1, 1]$ , a nova posição de um agente de busca pode ser definida em qualquer lugar entre a posição original e a posição do melhor candidato da geração atual. Na Figura 4.4 são mostradas as possíveis posições  $(X, Y)$  de um agente de busca durante as iterações em direção a solução ótima  $(X_{\text{best}}, Y_{\text{best}})$ , que podem ser alcançadas para  $0 \leq A \leq 1$  considerando um espaço 2D (MIRJALILI; LEWIS, 2016).

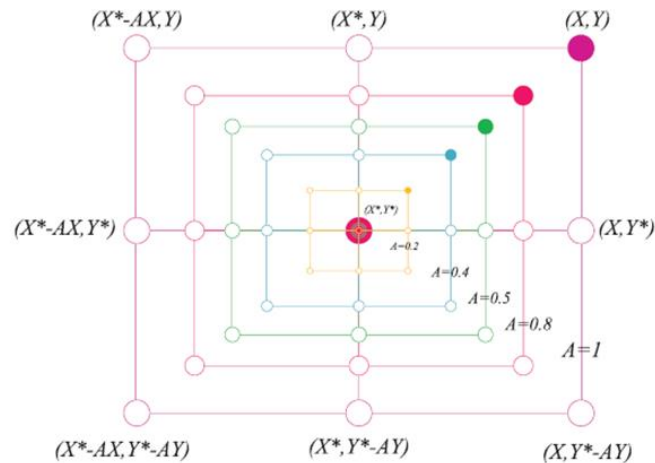


Figura 4.4 - Operador de ataque por rede de bolhas: mecanismo encolhimento envolvente (Adaptada de MIRJALILI; LEWIS, 2016).

No segundo mecanismo, o qual é ilustrado pela Figura 4.5, de acordo com Mirjalili e Lewis (2016), a posição de atualização em espiral é determinada pelo cálculo da distância entre a posição da baleia em  $(X, Y)$  e da melhor presa alvo na geração atual  $(X_{\text{best}}, Y_{\text{best}})$ . A Equação (4.32) é utilizada para imitar o movimento em espiral e atualizar a posição da baleia.

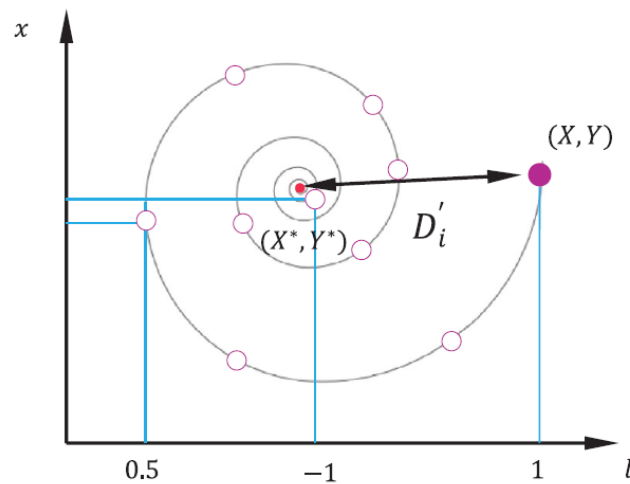


Figura 4.5 - Operador de ataque por rede de bolhas: posição de atualização em espiral (Adaptada de MIRJALILI; LEWIS, 2016).

$$\bar{\mathbf{x}}(i+1) = \bar{\mathbf{D}}^i e^{bl} \cos(2\pi l) + \bar{\mathbf{x}}_{\text{best}}(i) \quad (4.32)$$

Conforme descrito por Mirjalili e Lewis (2016), na Equação (4.32)  $\bar{\mathbf{D}}^i = |\bar{\mathbf{x}}_{\text{best}}(i) - \bar{\mathbf{x}}(i)|$  indica a distância entre a  $i$ -ésima baleia em relação a presa na geração corrente,  $b$  é uma constante que define a forma da espiral e  $l = (a_2 - 1)\text{rand} + 1$  representa um número aleatório

do intervalo  $[-1, 1]$  que depende do parâmetro  $a_2$ , o qual diminui linearmente de  $-1$  para  $-2$  no decorrer das iterações.

Para modelar como as baleias nadam em torno da presa, Mirjalili e Lewis (2016) assumem que existe uma probabilidade de 50% para escolher entre o mecanismo de encolhimento envolvente e a posição de atualização em espiral para atualizar a posição das baleias, a qual é descrita por meio da Equação (4.33), onde o único termo que resta definir é  $p$ , que indica um número aleatório compreendido entre 0 e 1.

$$\vec{x}(i+1) = \begin{cases} \vec{x}_{\text{best}}(i) - \vec{A}\vec{D} & \text{Se } p < 0,5 \\ \vec{D}' e^{bl} \cos(2\pi l) + \vec{x}_{\text{best}}(i) & \text{Se } p \geq 0,5 \end{cases} \quad (4.33)$$

#### 4.5.3 Operador busca pela presa

De acordo com Mirjalili e Lewis (2016), a mesma abordagem baseada na variação do vetor  $\vec{A}$  do primeiro operador, pode ser utilizada para procurar presas, pois as baleias jubarte as buscam de forma aleatória de acordo com a posição uma da outra. Desta forma, utiliza-se  $\vec{A}$  com valores aleatórios maiores que 1 ou menores que  $-1$  para forçar uma dada baleia a se afastar de uma baleia de referência, então, atualiza-se a posição desta dada baleia de acordo com uma outra baleia escolhida aleatoriamente, em vez de escolher a melhor baleia encontrada até o momento. O modelo matemático é descrito pela seguinte equação:

$$\vec{X}(i+1) = \vec{X}_{\text{rand}} - \vec{A}\vec{D} \quad (4.34)$$

$$\vec{D} = |\vec{C}\vec{X}_{\text{rand}} - \vec{X}| \quad (4.35)$$

onde  $\vec{X}_{\text{rand}}$  representa o vetor de posições aleatórias (baleia aleatória) escolhido a partir da população corrente. A Figura 4.6 apresenta o pseudocódigo do WOA para o qual os seguintes parâmetros de entrada são necessários:  $D_{\text{im}}$  (número de variáveis de projeto),  $f_{\text{obj}}$  (função objetivo),  $N_{\text{sa}}$  (número de agentes de busca, isto é, a população de baleias),  $N_{\text{gen}}$  (máximo número de gerações, ou seja, o máximo número de iterações),  $L_b$  (limite inferior das variáveis de projeto) e  $U_b$  (limite superior das variáveis de projeto).

---

```

Inicializa a população de baleias aleatoriamente e demais parâmetros ( $X_i$ , onde  $i = 1, 2, \dots, n$ )
Avalia a população em relação a função objetivo
Determina a melhor solução ( $X_{best}$ )

enquanto ( $i < \text{máximo número de iterações}$ )
  para cada agente de busca, atualiza os parâmetros  $a, A, C, l$  e  $p$ 
    se ( $p < 0,5$ )
      se ( $|A| < 1$ )
        Atualiza a posição do atual agente de busca
      senão ( $|A| \geq 1$ )
        Seleciona um agente de busca aleatório ( $X_{rand}$ )
        Atualiza a posição do atual agente de busca
      fim
    senão ( $p \geq 0,5$ )
      Atualiza a posição do atual agente de busca
    fim
  fim
  Verifica se algum agente de busca sai fora do espaço de busca e altera sua posição
  Calcula a aptidão do agente de busca
  Atualiza  $X_{best}$  se for a melhor solução
   $i = i + 1$ 
fim

Retorna  $X_{best}$ 

```

---

Figura 4.6 - Pseudocódigo do WOA (Adaptada de MIRJALILI; LEWIS, 2016).

O algoritmo WOA inicia com um conjunto de soluções aleatórias e cada iteração os agentes de pesquisa atualizam suas posições em relação a um agente de pesquisa escolhido aleatoriamente ou à melhor solução obtida até o momento. O parâmetro  $a$  decresce de 2 para 0 para fornecer exploração e extrapolação, respectivamente. Um agente de busca aleatório é escolhido quando  $|\vec{A}| > 1$ , enquanto que a melhor solução é selecionada quando  $|\vec{A}| < 1$  para atualizar a posição dos agentes de busca. Dependendo do valor de  $p$ , que é um número aleatório compreendido entre  $[0, 1]$ , o WOA é capaz de alternar entre o encolhimento envolvente e a posição de atualização em espiral. E finalmente, o algoritmo é finalizado quando o critério de parada é satisfeito (MIRJALILI; LEWIS, 2016).

## 5 VALIDAÇÃO DOS PROGRAMAS DESENVOLVIDOS

Neste capítulo são apresentadas as validações dos programas desenvolvidos em Matlab, os quais consistiram no algoritmo para gerar os sismos artificiais, solucionar as equações de movimento pelo método de Newmark e calcular a resposta dinâmica de estruturas submetidas a sismos com e sem sistema de controle de vibrações por meio de ADS ou MADS.

### 5.1 VALIDAÇÃO DO PROGRAMA PARA GERAÇÃO DE SISMOS ARTIFICIAIS A PARTIR DO ESPECTRO DE KANAI-TAJIMI

Para validação do programa de geração de sismos artificiais utiliza-se o acelerograma do trabalho de Mohebbi et al. (2013), onde em uma das etapas do artigo, os autores geraram um sismo artificial utilizando o espectro de Kanai-Tajimi e avaliaram a resposta de uma estrutura sem e com sistema de controle por meio de MADS. Para esta validação, os dados utilizados são os mesmos dos referidos autores, quais sejam: 0,3 para a razão de amortecimento do solo ( $\xi_g$ ), 37,3 rad/s para a frequência natural do solo ( $\omega_g$ ), PGA de 0,475g e tempo inicial e final do acelerograma iguais a 0s e 50s, respectivamente. O acelerograma obtido por Mohebbi et al. (2013) é mostrado na Figura 5.1.

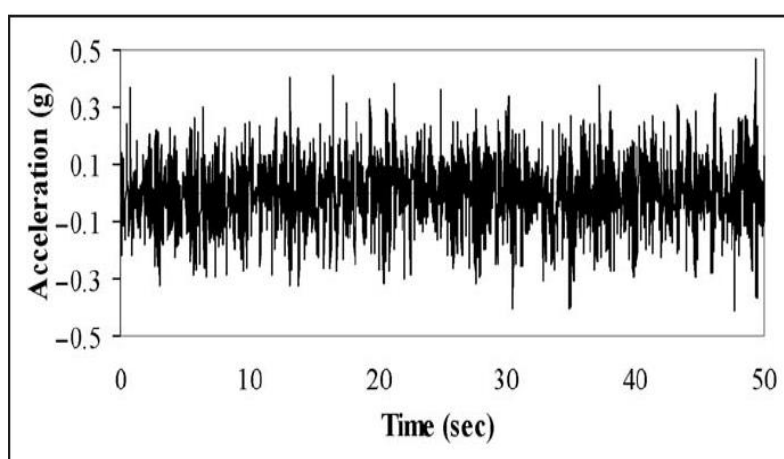


Figura 5.1 - Acelerograma artificial gerado com o espectro de Kanai-Tajimi, com PGA de 0,475g (MOHEBBI et al. , 2013).

Quanto ao incremento de tempo para os 50s de sinal e a faixa de frequências para o espectro de Kanai-Tajimi, os autores não fornecem dados. Entretanto, neste trabalho foi adotado  $dt=0,02s$  para o acelerograma e para frequência ( $\omega$ ) foi estabelecido  $\Delta\omega = 0,01rad/s$ , sendo

que esta varia de 0rad/s a 157,08rad/s (25Hz). A função densidade espectral de potência, que representa o espectro de Kanai-Tajimi, é apresentada na Figura 5.2 e a partir desta, é gerado o acelerograma mostrado na Figura 5.3.

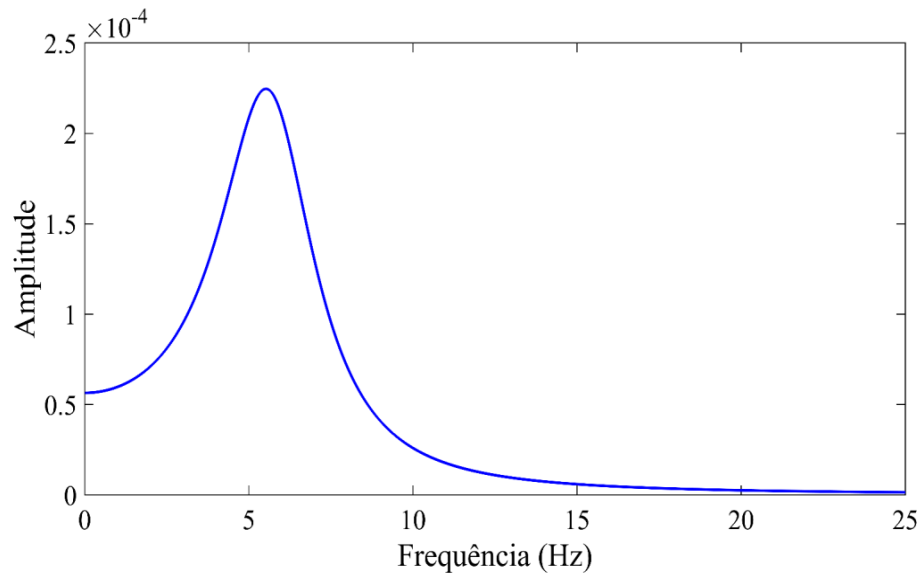


Figura 5.2 - Espectro de potência gerado pelo método de Kanai-Tajimi.

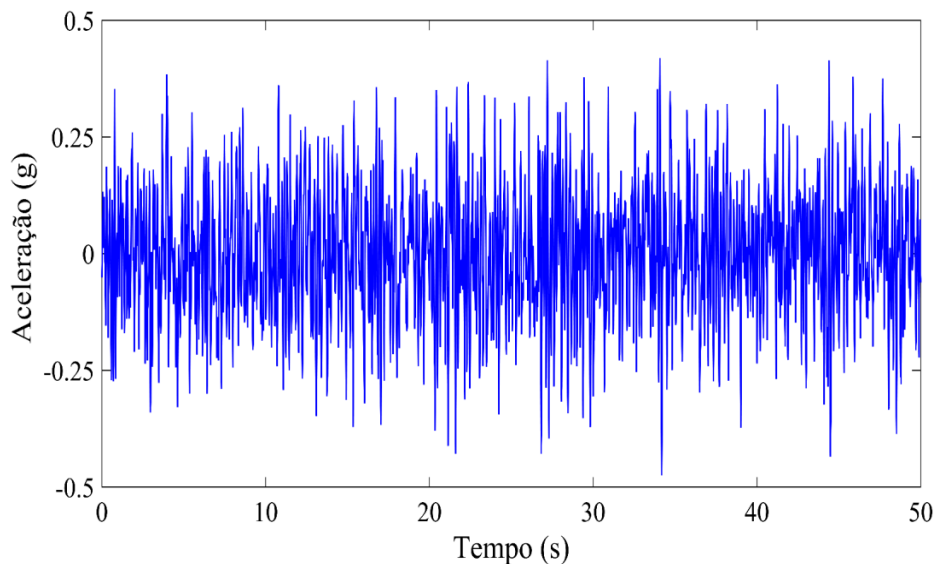


Figura 5.3 - Acelerograma artificial com PGA de 0,475g gerado a partir do espectro de potência de Kanai-Tajimi.

Comparando o acelerograma obtido por Mohebbi et al. (2013), apresentado na Figura 5.1, com o acelerograma obtido neste trabalho, explicitado pela Figura 5.3, verifica-se que são semelhantes, não sendo exatamente idênticos devido à natureza aleatória do sinal gerado. E



ainda, a comparação numérica entre os dois acelerogramas não foi possível, pois os autores não fornecem mais dados sobre o sismo, com isso, utiliza-se apenas a Figura 5.1.

Calculando o espectro de potência do sinal gerado com o programa deste trabalho, o qual é ilustrado pela Figura 5.4, verifica-se que a frequência predominante está localizada em torno da frequência do solo, a qual foi estabelecida como sendo igual a  $37,3\text{rad/s}$  que corresponde a aproximadamente  $5,936\text{Hz}$ . Desta forma, conclui-se que o algoritmo para geração de um sismo artificial a partir do espectro de Kanai-Tajimi está validado.

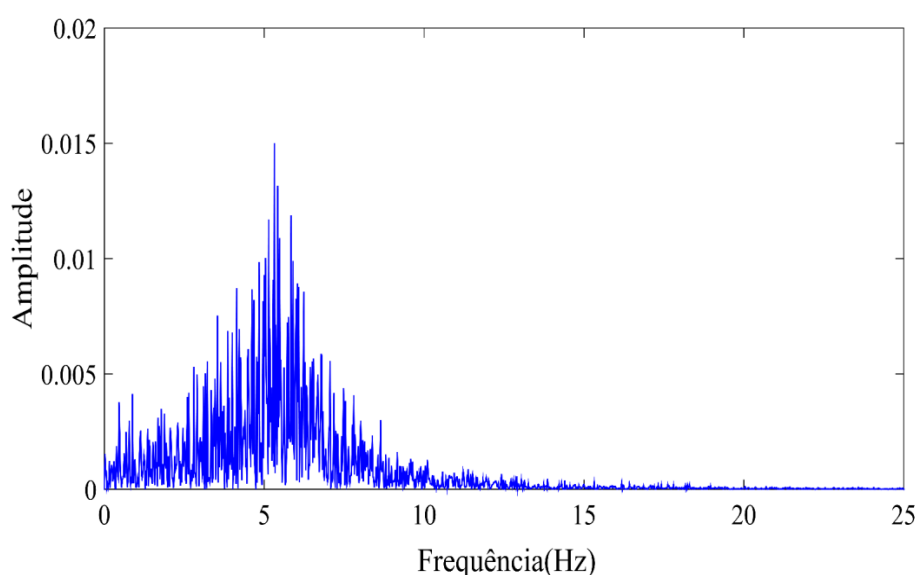


Figura 5.4 - Espectro de potência do acelerograma artificial gerado através do espectro de Kanai-Tajimi.

Uma vez que o programa está validado, pode-se utilizá-lo para gerar sismos artificiais com as características que se desejar como por exemplo, gerar acelerogramas com frequência do solo coincidente com a frequência fundamental de um edifício e analisar seu comportamento, como será mostrado no decorrer deste trabalho.

## 5.2 VALIDAÇÃO DO PROGRAMA DE INTEGRAÇÃO NUMÉRICA PELO MÉTODO DE NEWMARK

Para a validação do algoritmo do método de Newmark utiliza-se um sistema de 2GDL sujeito a vibração forçada amortecida e a condições iniciais não nulas, obtido em Miguel (2006), para o qual compara-se a solução analítica com a numérica. O sistema em questão é ilustrado pela Figura 5.5.

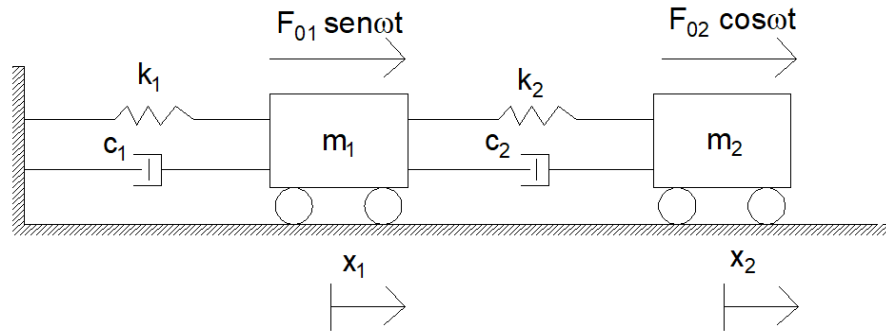


Figura 5.5 - Sistema dinâmico de 2GDL sujeito a força harmônica (Adaptado de MIGUEL, 2006).

Os dados do sistema de 2GDL são apresentados na Tabela 5.1 e como se pode observar, as condições de deslocamento e velocidades iniciais não são nulas. Com estes dados são montadas as matrizes de massa (**M**), rigidez (**K**) e amortecimento (**C**), e então, resolve-se o sistema de forma analítica e numérica.

Tabela 5.1- Dados do sistema estrutural de 2GDL.

GDL	m (kg)	k (N/m)	c (Ns/m)	$\omega$ (rad/s)	$x_0$ (m)	$v_0$ (m)	$F_0$ (N)
1	10	50	5,0	4,0	-0,0734	-2,5766	40
2	5	25	2,5	4,0	-0,6852	1,6161	50

Fonte: Adaptado de MIGUEL (2006).

Primeiramente procede-se à solução analítica, para a qual a resposta estacionária pode ser obtida escrevendo o sistema em forma matricial de modo a obter:

$$\begin{bmatrix} (-\mathbf{M}\omega^2 + \mathbf{K}) & -\mathbf{C}\omega \\ \mathbf{C}\omega & (-\mathbf{M}\omega^2 + \mathbf{K}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{\mathbf{A}} \\ \vec{\mathbf{B}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \vec{\mathbf{F}}_1 \\ \vec{\mathbf{F}}_2 \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

A solução deste sistema fornece os vetores dos coeficientes  $\vec{\mathbf{A}}$  e  $\vec{\mathbf{B}}$  mostrados na Equação (5.2), com os quais se pode determinar a resposta final:

$$\begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ B_1 \\ B_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,6441 \\ 0,4040 \\ -0,0734 \\ -0,6852 \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

A Equação (5.4) fornece a posição de cada grau de liberdade correspondente a cada massa em função do tempo.

$$\vec{\mathbf{x}}_p(t) = \vec{\mathbf{A}}\text{sen}(\omega t) + \vec{\mathbf{B}}\text{cos}(\omega t) \quad (5.3)$$

$$\vec{\mathbf{x}}_p(t) = \begin{bmatrix} -0,6441 \\ 0,4040 \end{bmatrix} \text{sen}(4t) + \begin{bmatrix} -0,0734 \\ -0,6852 \end{bmatrix} \text{cos}(4t) \quad (5.4)$$

Para a solução por via numérica utilizando o algoritmo do método de Newmark, a resposta do foi calculada considerando um vetor de tempo de 0s a 5s e com dois incrementos de tempo ( $dt$ ) diferentes, sendo o primeiro de 0,005s e o segundo 0,01s. Primeiramente foi calculada a solução analítica para os instantes  $t=0s$ ,  $t=2,5s$  e  $t=5,0s$  e em seguida, a solução numérica para os mesmos instantes. A Tabela 5.2 traz os resultados obtidos, onde verifica-se que os valores obtidos por via numérica, para os dois incrementos de tempo, são bem próximos aos valores calculados de forma analítica.

Tabela 5.2 - Resposta em termos de deslocamentos do sistema de 2GDL calculada por via analítica e numérica.

GDL	dt (s)	Analítico			Newmark		
		T = 0 s	T = 2,5 s	T = 5,0 s	T = 0 s	T=2,5 s	T=5,0 s
		x (m)	x (m)	x (m)	x (m)	x (m)	x (m)
1	0,005	-0,0734	0,4120	-0,6180	-0,0734	0,4119	-0,6179
2		-0,6852	0,3551	0,0892	-0,6852	0,3552	0,0892
1	0,010	-0,0734	0,4120	-0,6180	-0,0734	0,4116	-0,6176
2		-0,6852	0,3551	0,0892	-0,6852	0,3555	0,0890

Na Tabela 5.3 são mostrados os erros absolutos para as respostas calculadas pelas duas formas mencionadas e como se pode observar, estes erros são muito pequenos.

Tabela 5.3 - Erros absolutos obtidos na validação da rotina de integração de Newmark.

GDL	dt (s)	Erro (m)		
		T = 0 s	T = 2,5 s	T = 5,0 s
1	0,005	0,0000	0,0001	0,0001
2		0,0000	0,0001	0,0000
1	0,010	0,0000	0,0004	0,0004
2		0,0000	0,0004	0,0002

A Figura 5.6 e Figura 5.7 apresentam as respostas analíticas e numéricas para o vetor de tempo de 0s a 5s considerando os incrementos de 0,005s e 0,01s, respectivamente.

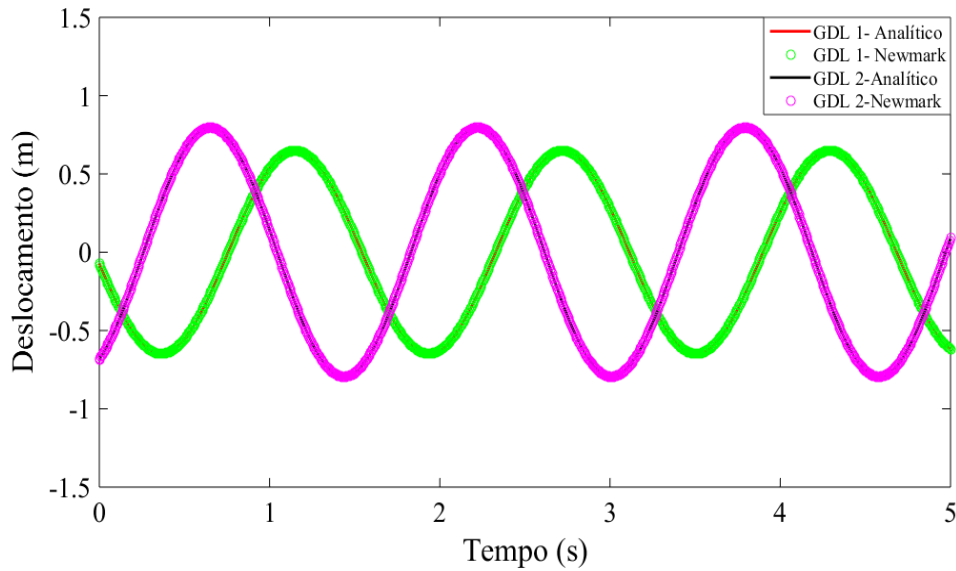


Figura 5.6 - Resposta analítica e numérica do sistema de 2GDL com  $dt=0,005s$ .

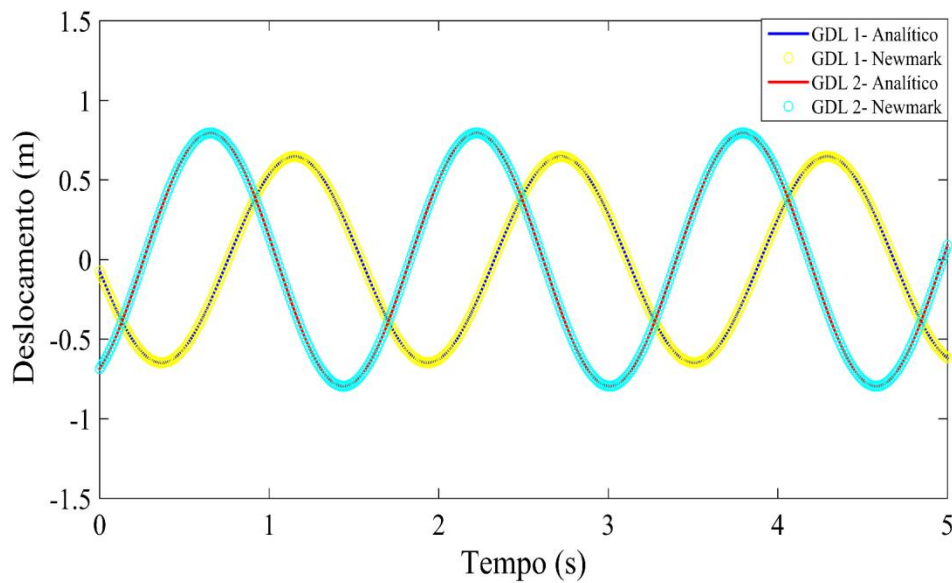


Figura 5.7 - Resposta analítica e numérica do sistema de 2GDL com  $dt=0,01s$ .

Da análise das respostas para o sistema em estudo, ilustradas na Figura 5.6 e Figura 5.7, constata-se que para ambos os incrementos de tempo, as curvas apresentam-se sobrepostas, confirmando assim que o programa desenvolvido é eficiente, sendo assim, o mesmo está validado e poderá ser utilizado para resolver problemas dinâmicos mais complexos.

### 5.3 VALIDAÇÃO DOS PROGRAMAS PARA AS ANÁLISES DINÂMICAS

Esta seção está dividida em cinco subseções onde na primeiramente faz-se a validação do código de montagem das matrizes de rigidez e massa determinando-se as algumas das frequências naturais e modos de vibração de um edifício ilustrativo e comparando os resultados com os obtidos no *software* Ansys. Posteriormente validam-se as análises dinâmicas para estruturas submetidas a sismos artificiais e reais, sem e com sistema de controle por meio de um ADS ou MADS.

#### 5.3.1 Validação das frequências naturais e modos de vibração

As frequências naturais e modos de vibrações de uma estrutura, bem como os fatores de amortecimento modais, podem ser obtidos por meio da análise modal, onde neste tipo de análise, cada frequência natural obtida indica a frequência em que o sistema pode oscilar na ausência de excitação externa, ou seja, em vibração livre. O vetor associado a cada frequência denomina-se modo de vibração e constitui fisicamente a forma pela qual o sistema vai vibrar para as respectivas frequências (MIGUEL, 2006).

Objetivando verificar se a montagem das matrizes de massa e rigidez das estruturas por meio do código desenvolvido em Matlab está correta, foram calculadas as primeiras três frequências naturais e modos de vibração de um edifício ilustrativo, criado apenas para esta validação, e os resultados foram comparados com os obtidos no *software* Ansys.

O edifício em questão possui 5 andares, sendo o primeiro com 5m e os demais com 3,5m de altura, que totaliza 19m de altura. O edifício possui ainda dois vão de 5m cada, totalizando 10m de comprimento. Sua estrutura é predominantemente em aço, cujas propriedades são:  $E=200$  GPa,  $\rho=7850$  kg/m<sup>3</sup> e  $\nu=0,30$ . Na Figura 5.8 tem-se a representação do edifício, onde verifica-se que sua estrutura possui 18 nós, 25 elementos, entre vigas e pilares, e 54 GDL. As propriedades dos perfis metálicos utilizados são apresentadas na Tabela 5.4.

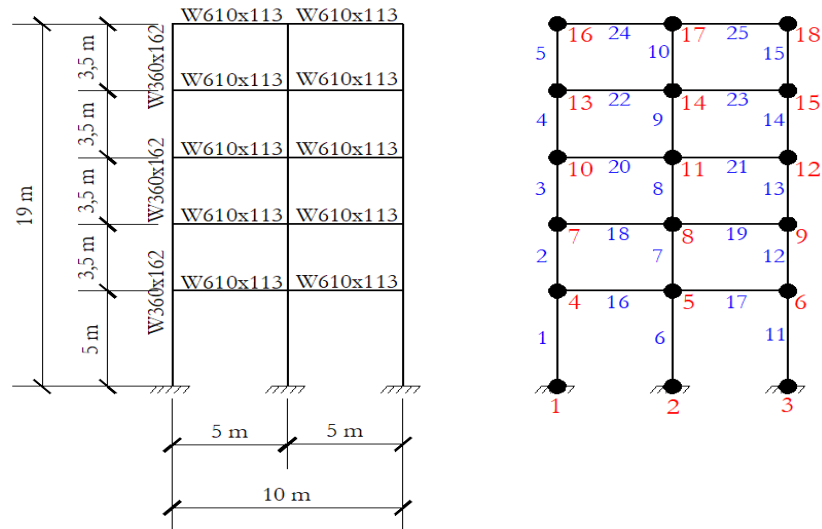


Figura 5.8 - Dimensões e numeração dos nós e barras do edifício ilustrativo utilizado na validação da análise modal.

Tabela 5.4 - Propriedades dos perfis metálicos do edifício ilustrativo.

Perfil	Elemento	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Tipo
W360x162	1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13,14,15	$2,06 \times 10^{-2}$	$5,16 \times 10^{-4}$	Pilar
W610x113	16,17,18,19,20,21,22,23,24,25	$1,45 \times 10^{-2}$	$8,74 \times 10^{-4}$	Viga

O edifício foi modelado no Matlab utilizando elementos de barra de pórtico plano 2D, a qual possui 2 nós e 3GDL por nó. No Ansys, a estrutura foi modelada com o elemento finito BEAM 3, que é um elemento de viga bidimensional elástica, linear com capacidades de atuar na tração, compressão, flexão e possui 3 graus de liberdade por nó, sendo duas translações segundo os eixos x e y e uma rotação em torno do eixo z. A validação do modelo estrutural foi realizada com a obtenção e comparação das frequências naturais e modos de vibração calculados no Matlab e no Ansys. Visto que o sistema apresenta MGDG e portanto muitas frequências e modos de vibração, optou-se por utilizar apenas as três primeiras cujos resultados são apresentados na Tabela 5.5, na qual, analisando o erro verifica-se que este é bem pequeno e além disso, em relação as formas modais mostradas na Figura 5.9, constata-se que também são bastantes semelhantes, desta forma, considera-se que o programa desenvolvido em Matlab está validado.

Tabela 5.5 - Comparativo entre as frequências naturais obtidas no Matlab e Ansys.

Modo	Frequência no Matlab (Hz)	Frequência no Ansys (Hz)	Erro (Hz)
1	4,7459	4,7457	0,0002
2	15,2745	15,2670	0,0075
3	28,6698	28,6300	0,0398

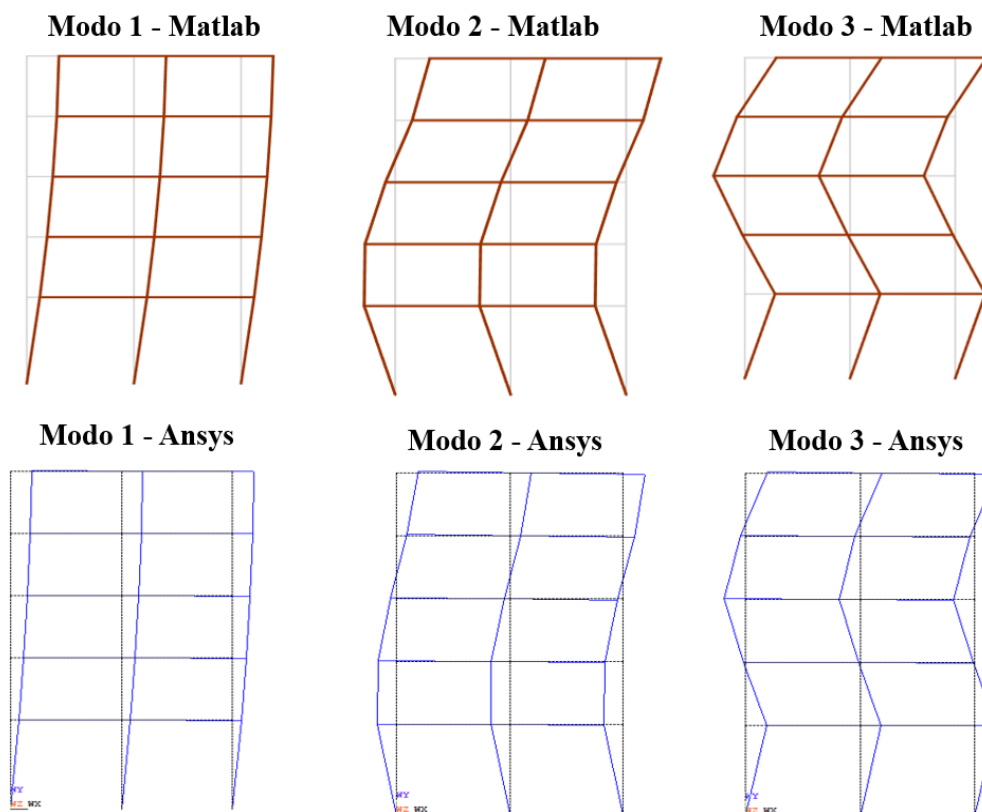


Figura 5.9 - Comparativo entre os modos de vibração no Matlab e no Ansys.

### 5.3.2 Validação da análise dinâmica sem ADS - Sismo artificial

O código desenvolvido para a análise dinâmica de estruturas sem ADS foi testado utilizando um sismo artificial gerado através do espectro de Kanai-Tajimi, cujo programa já foi validado anteriormente, e o edifício do trabalho de Mohebbi et al. (2013). O modelo estrutural é do tipo *shear building* e possui 10 andares com massa, rigidez e amortecimento uniformes para cada andar, cujos valores são:  $m=360\text{ton}$ ,  $k=650\text{MN/m}$ ,  $c=6,20\text{MN/s/m}$ , respectivamente. Foi assumido também que o material apresenta comportamento linear.

Quanto ao sismo artificial, foram utilizados os mesmos dados propostos por Mohebbi et al. (2013), quais sejam: 0,3 para a razão de amortecimento do solo ( $\zeta_g$ ), 37,3 rad/s para a frequência natural do solo ( $\omega_g$ ), PGA de 0,475g e tempo inicial e final do acelerograma iguais a 0s e 50s, respectivamente. Para esta validação foram gerados quatro sismos estacionários, os quais são mostrados na Figura 5.10.

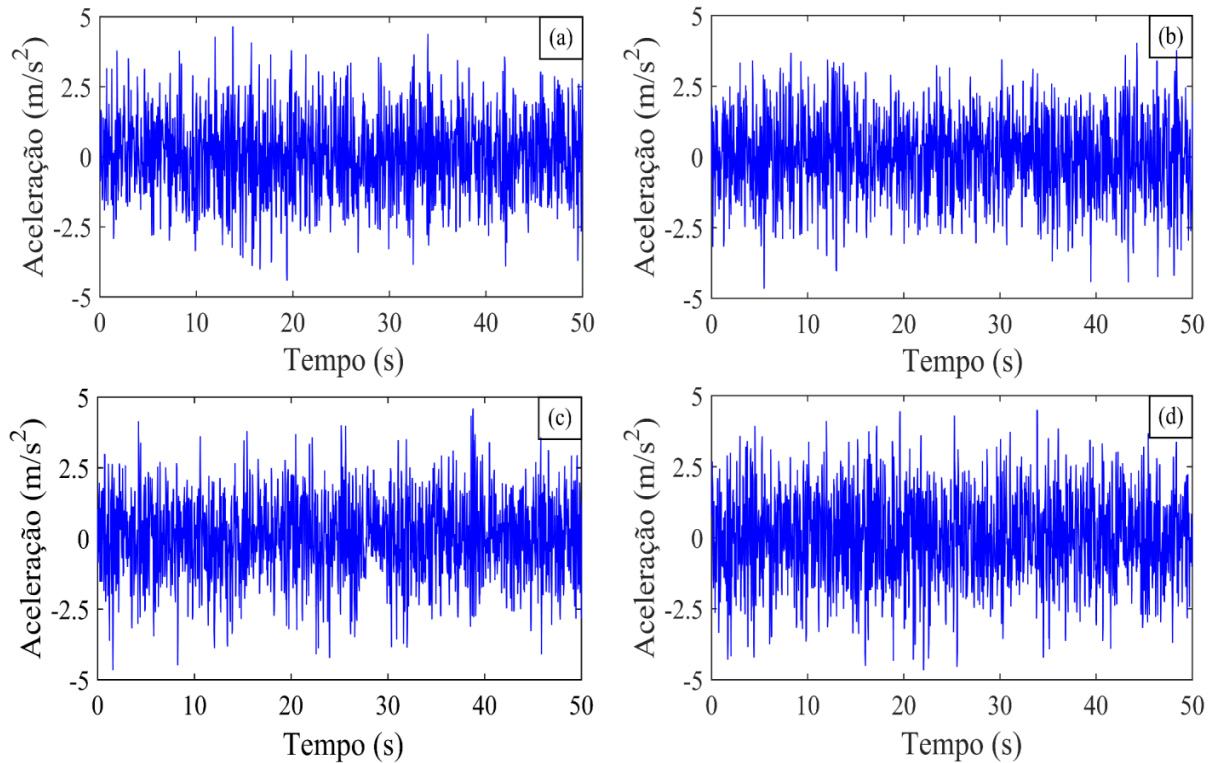


Figura 5.10 - Acelerogramas estacionários para (a) Análise 1, (b) Análise 2, (c) Análise 3 e (d) Análise 4.

Foram feitas quatro análises e para cada uma foram coletadas as respostas em termos de máximos deslocamentos e acelerações por andar e *story drift*. Com isso, os resultados obtidos para os deslocamentos e aceleração são apresentados na Tabela 5.6 e para o *story drift*, na Tabela 5.7.

Tabela 5.6 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos e acelerações sem ADS.

Andar	Mohebbi et al. (2013)		Análise 1		Análise 2		Análise 3		Análise 4	
	Desl. (cm)	Acel. (cm/s <sup>2</sup> )	Desl. (cm)	Acel. (cm/s <sup>2</sup> )	Desl. (cm)	Acel. (cm/s <sup>2</sup> )	Desl. (cm)	Acel. (cm/s <sup>2</sup> )	Desl. (cm)	Acel. (cm/s <sup>2</sup> )
1	2,17	345,35	2,20	392,64	2,27	405,68	2,30	422,38	2,40	487,28
2	4,30	571,60	4,30	588,46	4,44	608,06	4,38	642,27	4,75	745,92
3	6,28	708,65	6,24	719,86	6,46	679,15	6,24	742,18	6,95	792,89
4	8,01	708,89	8,10	757,31	8,27	695,25	8,00	796,60	8,94	788,54
5	9,50	749,88	9,81	763,38	9,84	694,58	9,66	783,27	10,64	799,85
6	10,75	719,11	11,26	768,70	11,11	726,61	11,10	760,25	12,10	758,69
7	11,86	713,77	12,45	809,82	12,09	711,19	12,29	741,16	13,25	773,96
8	12,88	713,73	13,35	850,73	12,77	765,83	13,17	736,28	14,10	767,56
9	13,63	730,84	13,96	873,05	13,21	828,66	13,77	767,82	14,69	833,03
10	14,03	802,68	14,26	904,22	13,41	870,84	14,06	789,82	14,98	917,85



Tabela 5.7 - Comparativo de *story drift* sem ADS.

Andar	<i>Story drift</i> (cm)				
	Mohebbi et al.(2013)	Análise 1	Análise 2	Análise 3	Análise 4
1	2,17	2,20	2,27	2,30	2,40
2	2,13	2,12	2,17	2,10	2,35
3	1,99	2,09	2,02	1,96	2,22
4	1,76	1,98	1,82	1,84	2,02
5	1,64	1,78	1,62	1,69	1,79
6	1,57	1,54	1,43	1,48	1,54
7	1,38	1,34	1,21	1,21	1,31
8	1,12	1,08	0,95	0,92	1,05
9	0,79	0,77	0,67	0,65	0,74
10	0,41	0,40	0,35	0,34	0,39

Fazendo-se uma comparação dos resultados das quatro análises, tanto na Tabela 5.6 quanto na Tabela 5.7, verificam-se que os valores obtidos são muito próximos dos valores calculados por Mohebbi et al. (2013). O fato de não serem exatamente iguais deve-se à aleatoriedade do sinal sísmico gerado, pois conforme explicado anteriormente, a equação proposta por Shinozuka e Jan (1972) utiliza, dentre outros parâmetros, ângulos de fase aleatórios. Todavia, os resultados mostram-se satisfatórios e portanto, o programa está validado.

### 5.3.3 Validação da análise dinâmica sem ADS - Sismo real

Nesta validação é adotado o edifício do trabalho Miguel et al. (2016), que é o mesmo de Mohebbi et al. (2013), que apresenta as seguintes propriedades para cada andar:  $m=360\text{ton}$ ,  $k=650\text{MN/m}$ ,  $c=6,20\text{MN/s/m}$ . Para a excitação sísmica foi utilizada a mesma do trabalho de Miguel et al. (2016), a componente Norte-Sul do sismo El Centro, ocorrido nos EUA em 18/05/1940, com magnitude 7,1 e PGA 0,3487g. Os dados deste acelerograma podem ser obtidos no site *Vibrationdata* (<http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>). O registro do sismo é mostrado na Figura 5.11.

A Tabela 5.8 apresenta um comparativo dos máximos deslocamentos por andar obtidos com o programa deste trabalho e os obtidos por Miguel et al. (2016), onde comparando-se os resultados, pode observar que são exatamente iguais, indicado assim, a eficiência e validação do programa desenvolvido.

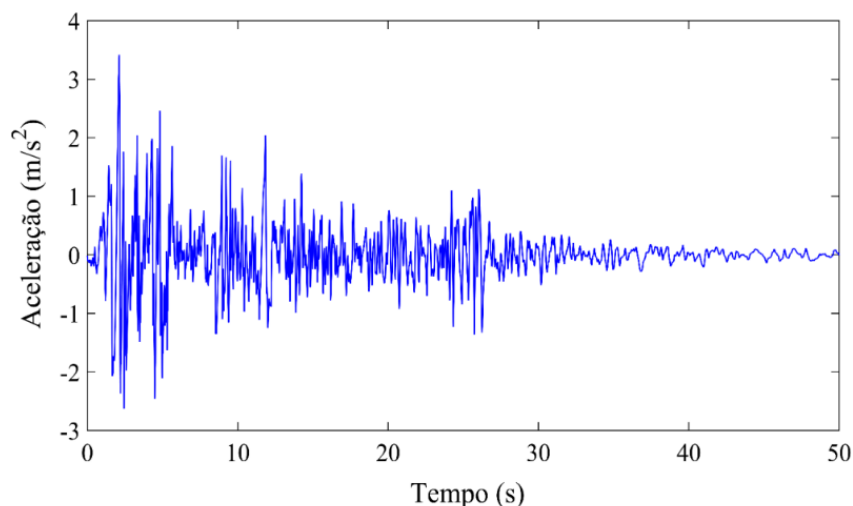


Figura 5.11 - Acelerograma da componente Norte-Sul do sismo El Centro.

Tabela 5.8 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos sem ADS.

Andar	Deslocamento (m)	
	Miguel et al. (2016)	Presente estudo
1	0,0304	0,0304
2	0,0595	0,0595
3	0,0865	0,0865
4	0,1111	0,1111
5	0,1327	0,1327
6	0,1509	0,1509
7	0,1656	0,1656
8	0,1766	0,1766
9	0,1840	0,1840
10	0,1877	0,1877

#### 5.3.4 Validação da análise dinâmica com um ADS no topo

O programa desenvolvido para a análise dinâmica de estruturas foi modificado de modo a considerar o sistema de controle por meio de ADS simples ou MADS. Nesta primeira etapa considera-se apenas um único atenuador instalado no topo do edifício e para a validação, considera-se a estrutura dos trabalhos de Lee et al. (2006), Kaveh et al. (2015) e Miguel et al. (2016), que é o edifício do trabalho de Mohebbi et al. (2013), já utilizado nas validações das seções 5.3.2 e 5.3.3, cujas propriedades para cada andar são:  $m=360\text{ton}$ ,  $k=650\text{MN/m}$ ,  $c=6,20\text{MN/s/m}$ . Para a excitação dinâmica utiliza-se novamente a componente Norte-Sul do sismo El Centro, já explicitada anteriormente. As propriedades do ADS de cada autor são mostradas na Tabela 5.9 e o comparativo das respostas com um ADS no topo na Tabela 5.10.

Tabela 5.9 - Parâmetros do ADS dos autores de referência.

<b>Autor</b>	<b>Massa (kg)</b>	<b>Rigidez (N/m)</b>	<b>Amortecimento (Ns/m)</b>
Lee et al. (2006)	108000	3750000	151500
Kaveh et al. (2015)	108000	4126930	271790
Miguel et al. (2016)	108000	3865000	181000

Tabela 5.10 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos com um ADS no topo.

<b>Andar</b>	<b>Deslocamento (m)</b>					
	<b>Lee et al. (2006)</b>	<b>Presente estudo</b>	<b>Kaveh et al. (2015)</b>	<b>Presente estudo</b>	<b>Miguel et al. (2016)</b>	<b>Presente estudo</b>
1	0,020	0,020	0,0185	0,0184	0,0187	0,0187
2	0,039	0,039	0,0362	0,0359	0,0366	0,0366
3	0,057	0,057	0,0525	0,0521	0,0532	0,0532
4	0,073	0,072	0,0682	0,0678	0,0682	0,0682
5	0,087	0,086	0,0825	0,0821	0,0816	0,0816
6	0,099	0,098	0,0950	0,0946	0,0938	0,0938
7	0,108	0,108	0,1056	0,1051	0,1043	0,1043
8	0,117	0,116	0,1139	0,1133	0,1129	0,1129
9	0,123	0,123	0,1196	0,1190	0,1191	0,1191
10	0,126	0,126	0,1225	0,1219	0,1223	0,1223
ADS	0,282	0,306	0,4933	0,4907	0,3426	0,3426

Na Tabela 5.10 são mostrados os resultados obtidos considerando um único ADS instalado do topo da estrutura e como se pode observar, os resultados dos deslocamentos para cada andar e para o ADS, são muito semelhantes aos dos autores de referência, mostrando assim que o programa desenvolvido fornece resultados confiáveis e está validado.

### 5.3.5 Validação da análise dinâmica com MADS

Nesta validação o sistema de controle considera MADS e para a verificação utiliza-se o trabalho de Miguel et al. (2016) no qual o edifício adotado é o mesmo de Mohebbi et al. (2013) com as seguintes propriedades para cada andar:  $m=360\text{ton}$ ,  $k=650\text{MN/m}$ ,  $c=6,20\text{MN/s/m}$ , e para a excitação, utiliza-se novamente a componente Norte-Sul do sismo El Centro. São feitas duas análises, a primeira considerando os MADS dispostos horizontalmente no topo e a segunda dispostos de forma vertical ao longo dos andares.

Para a primeira análise utiliza-se o *Scenario 1* de Miguel et al. (2016), que analisa a resposta da estrutura quando equipada com 10 ADS dispostos horizontalmente no topo do edifício ( $10^\circ$

andar), cada um com os mesmos parâmetros:  $m_d=10800\text{kg}$ ,  $k_d=386503\text{N/m}$ ,  $c_d=18099\text{Ns/m}$ . Os resultados obtidos são expostos na Tabela 5.11, na qual observa-se que os valores obtidos com o programa deste trabalho são exatamente iguais aos dos autores de referência, indicando assim, a eficiência do código desenvolvido para a análise de MADS.

Tabela 5.11 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos com MADS dispostos horizontalmente no topo do edifício.

Andar	Deslocamento (m)	
	Miguel et al. (2016)	Presente estudo
1	0,0187	0,0187
2	0,0366	0,0366
3	0,0532	0,0532
4	0,0682	0,0682
5	0,0816	0,0816
6	0,0938	0,0938
7	0,1043	0,1043
8	0,1129	0,1129
9	0,1191	0,1191
10	0,1223	0,1223

A segunda análise considera o *Scenario 3: Solution 1* de Miguel et al. (2016), onde se utilizam seis ADS dispostos verticalmente ao longo dos andares do edifício. A Tabela 5.12 mostra os parâmetros de cada dispositivo o andar no qual é instalado.

Tabela 5.12 - Parâmetros e posições dos MADS dispostos verticalmente no edifício adotado por Miguel et al. (2016).

Andar	$m_d$ (kg)	$k_d$ (N/m)	$c_d$ (Ns/m)
3	18000	527714	42904
5	18000	636176	27286
6	18000	827312	17364
7	18000	741887	20023
8	18000	674301	19529
10	18000	591516	14803

Na Tabela 5.13 tem-se o comparativo dos resultados obtidos e novamente, verifica-se que os valores obtidos com o programa deste trabalho são exatamente iguais aos dos autores de referência, validando assim, o programa desenvolvido.

Tabela 5.13 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos com MADS dispostos verticalmente no edifício.

Andar	Deslocamento (m)	
	Miguel et al. (2016)	Presente estudo
1	0,0208	0,0208
2	0,0406	0,0406
3	0,059	0,059
4	0,0755	0,0755
5	0,0897	0,0897
6	0,1016	0,1016
7	0,1123	0,1123
8	0,1206	0,1206
9	0,1263	0,1263
10	0,1292	0,1292

## 5.4 VALIDAÇÃO DO ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO

Com o objetivo de verificar o funcionamento e eficiência do algoritmo de otimização escolhido (*Whale Optimization Algorithm-WOA*), foram realizadas duas verificações onde na primeira, fez-se a otimização dos parâmetros de apenas um único ADS instalado no topo de uma estrutura e na segunda otimizam-se os parâmetros de MADS dispostos horizontalmente no topo da mesma estrutura. Em ambos os casos, os resultados obtidos foram comparados com os de outros autores.

### 5.4.1 Validação do algoritmo de otimização com um ADS no topo

A verificação de desempenho do WOA foi realizada utilizando o edifício de 10 andares de Mohebbi et al. (2013), com as seguintes propriedades para cada andar:  $m=360\text{ton}$ ,  $k=650\text{MN/m}$ ,  $c=6,20\text{MN/s/m}$ , e como excitação sísmica, aplica-se a componente Norte-Sul do sismo El Centro. O ADS foi instalado no topo da estrutura e os resultados obtidos, comparados com os de Hadi e Arfiadi (1998), Kaveh et al. (2015) e Miguel et al. (2016).

Nestes três trabalhos, os autores instalaram o ADS no topo do edifício e fixaram a sua massa em 3% da massa total da estrutura, que correspondeu a 108ton, e otimizaram a rigidez e amortecimento do dispositivo. No trabalho de Hadi e Arfiadi (1998), o processo de otimização foi realizado com um algoritmo genético. Kaveh et al. (2015) utilizaram o

algoritmo meta-heurístico *Charged System Search (CSS)*. Já Miguel et al. (2016), usaram uma formulação híbrida com dois algoritmos, o *Firefly Algorithm* e *Nelder–Mead Algorithm*. Na Tabela 5.14 têm-se os resultados dos parâmetros ótimos do ADS obtidos por estes autores.

Tabela 5.14 - Parâmetros ótimos do ADS dos autores de referência.

<b>Autor</b>	<b>Massa (kg)</b>	<b>Rigidez (N/m)</b>	<b>Amortecimento (Ns/m)</b>
Hadi e Arfiadi (1998)	108000	3750000	151500
Kaveh et al. (2015)	108000	4207735	88697
Miguel et al. (2016)	108000	3865000	181000

Na otimização via WOA, a função objetivo foi a minimização do deslocamento do décimo andar. Para isso, o programa foi adaptado de modo a tornar-se uma função, na qual as variáveis de projeto, rigidez ( $k_{ADS}$ ) e amortecimento ( $c_{ADS}$ ), são definidas por meio do processo de otimização. A massa do dispositivo foi fixada em 3% da massa total da estrutura, ou seja  $m_{ADS} = 108\text{ton}$ , e os limites inferior e superior da rigidez são 0 e 4000kN/m e do amortecimento 0 e 1000kNs/m, respectivamente, mesmos valores adotados por Hadi e Arfiadi (1998) e Miguel et al. (2016).

No processo de otimização foi feita uma avaliação da convergência do algoritmo, de modo a definir o número ideal de agentes de busca e iterações. Para isto, a função objetivo foi avaliada em seis diferentes análises, assim, os resultados obtidos são explicitados na Tabela 5.15 e as curvas de convergência de cada análise na Figura 5.12. Analisando os resultados expostos na Tabela 5.15, pode-se observar o valor obtido para a função objetivo foi o mesmo em todas as análises. Todavia, os parâmetros otimizados apresentaram pequena variação, sendo o tempo computacional o fator mais explícito.

Tabela 5.15 - Resultados da verificação de convergência do WOA.

<b>Análise</b>	<b>AB<sup>(1)</sup></b>	<b>IT<sup>(2)</sup></b>	<b><math>m_{ADS}</math> (kg)</b>	<b><math>k_{ADS}</math> (N/m)</b>	<b><math>c_{ADS}</math> (Ns/m)</b>	<b><math>F_{obj}</math> (m)</b>	<b><math>t</math> (min)</b>	<b>ITC<sup>(3)</sup></b>
Análise 1	50	50	108000	3283270	58115	0,1193	1,92	14 <sup>a</sup>
Análise 2	50	100	108000	3265281	56714	0,1193	3,84	3 <sup>a</sup>
Análise 3	50	200	108000	3269629	57027	0,1193	7,67	7 <sup>a</sup>
Análise 4	100	50	108000	3268940	56971	0,1193	3,83	4 <sup>a</sup>
Análise 5	100	100	108000	3267034	56820	0,1193	7,75	7 <sup>a</sup>
Análise 6	100	200	108000	3267112	56825	0,1193	15,28	5 <sup>a</sup>

Nota: <sup>(1)</sup>AB, representa o número de agentes de busca; <sup>(2)</sup>IT, representa o número de iterações; <sup>(3)</sup>ITC, representa a iteração na qual houve a convergência.

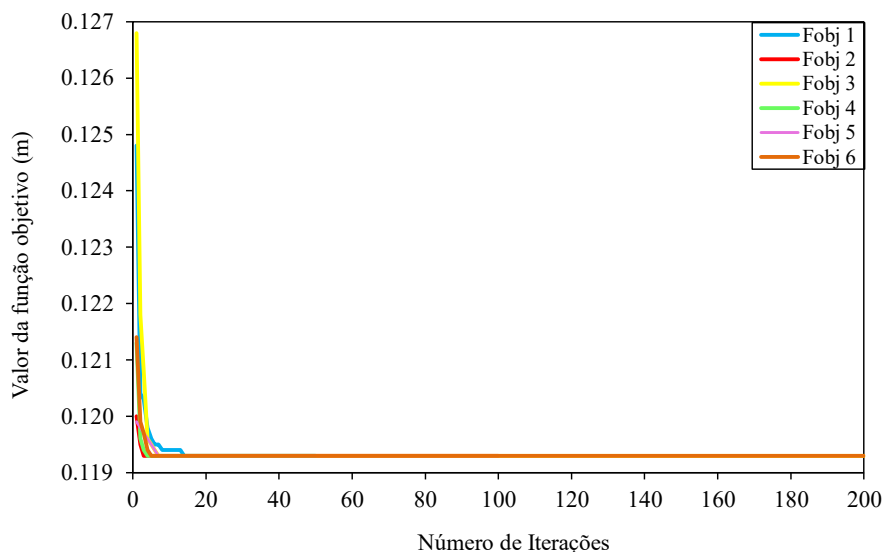


Figura 5.12 - Curvas de convergência para diferentes números de agentes de busca e iterações.

De maneira geral, como objetivo é minimizar os deslocamentos no topo, tendo um dispositivo com os menores valores possíveis de rigidez e amortecimento, verifica-se que, conforme Tabela 5.15, a Análise 2, com 50 agentes de busca e 100 iterações, é a mais aceitável, pois apresentou os menores valores dos parâmetros buscados. Sendo assim, com os parâmetros do ADS,  $m_{ADS}=108000\text{kg}$ ,  $k_{ADS}=3265281\text{ N/m}$  e  $c_{ADS}=56714\text{ Ns/m}$ , foi calculada a resposta da estrutura e os resultados comparados com os resultados dos autores de referência. A Tabela 5.16 apresenta o comparativo dos resultados obtidos.

Tabela 5.16 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos com um ADS com parâmetros otimizados.

Andar	Deslocamento (m)			
	Hadi e Arfiadi (1998)	Kaveh et al. (2015)	Miguel et al. (2016)	Presente estudo
1	0,019	0,0185	0,0187	0,0190
2	0,037	0,0362	0,0366	0,0367
3	0,058	0,0525	0,0532	0,0527
4	0,068	0,0682	0,0682	0,0679
5	0,082	0,0825	0,0816	0,0817
6	0,094	0,0950	0,0938	0,0937
7	0,104	0,1056	0,1043	0,1036
8	0,113	0,1139	0,1129	0,1112
9	0,119	0,1196	0,1191	0,1166
10	0,122	0,1225	0,1223	0,1193
ADS	0,358	0,4933	0,3426	0,4129

Comparando-se os parâmetros do ADS obtidos através do WOA com os parâmetros presentes na Tabela 5.14, verifica-se que a otimização forneceu valores menores do que os obtidos pelos autores de referência. Além disso, pela análise dos resultados expostos na Tabela 5.16, observa-se que a resposta em quase todos os andares é menor em comparação com os resultados dos autores, sendo que no 10º andar a redução correspondeu a aproximadamente 2,21% em comparação com Hadi e Arfiadi (1998); 2,61% em relação a Kaveh et al. (2015); e 2,45% comparado com Miguel et al. (2016), demonstrando assim a eficiência do WOA.

#### 5.4.2 Validação do algoritmo de otimização com MADS

Nesta validação utiliza-se o WOA para a otimização dos parâmetros de MADS tendo como exemplo de aplicação o *Scenario 2: Solution 1* do trabalho de Miguel et al. (2016), no qual 10 ADS otimizados são dispostos horizontalmente no topo da estrutura (10º andar). O edifício possui as seguintes propriedades para cada andar:  $m=360\text{ton}$ ,  $k=650\text{MN/m}$ ,  $c=6,20\text{MN/s/m}$ , e para a excitação sísmica, utiliza-se novamente a componente Norte-Sul do sismo El Centro.

No artigo dos autores, a função objetivo é a minimização do deslocamento no topo do edifício e para os MADS, os autores definiram a massa de cada dispositivo como sendo  $m_d=10800\text{kg}$  e otimizam a rigidez e amortecimento de cada ADS. Os limites superior e inferior da rigidez são  $-0,8\text{MN/M}$  e  $4\text{MN/m}$ , respectivamente. Para o amortecimento, os pesquisadores não especificam estes limites, com isso, foi decido adotar como limite inferior zero e limite máximo o valor de amortecimento que cada ADS poderia assumir no 3º modo de vibração. Sendo o amortecimento da estrutura calculado para o 3º modo igual a 14,81%, a massa do ADS de  $m_d=10800\text{kg}$  e a 3ª frequência natural correspondente a 31,0480 rad/s, obtém-se o limite superior para o amortecimento igual a aproximadamente 99,50kNs/m.

Para otimização optou-se por utilizar 50 agentes de busca e 100 iterações (mesmos valores da validação imediatamente anterior), visto que o objetivo foi somente testar o algoritmo e os códigos. Na Figura 5.13 mostra-se a curva de convergência para a qual, analisando-se os seus dados, foi verificado que a convergência foi obtida na 49ª iteração, com tempo computacional de aproximadamente 3,94min.



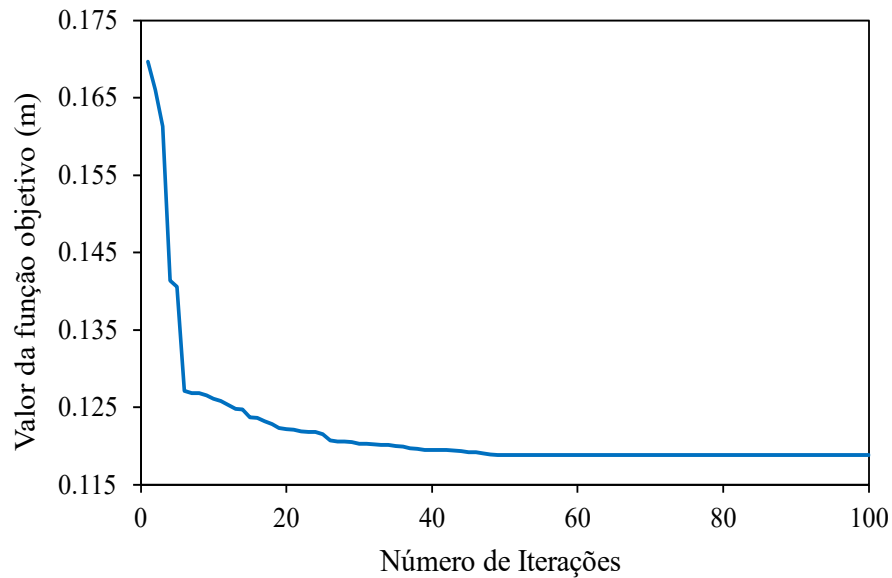


Figura 5.13 - Curva de convergência para a otimização dos parâmetros de 10 ADS.

Na Tabela 5.17 são explicitados os resultados dos parâmetros otimizados por Miguel et al. (2016) e os obtidos neste trabalho, onde pode-se constatar que a grande maioria dos valores obtidos no presente estudo são menores do que os dos autores de referência, indicando que o WOA mostrou-se mais eficiente.

Tabela 5.17 - Comparativo dos parâmetros de rigidez e amortecimento para os 10 ADS otimizados dispostos horizontalmente no topo.

ADS	Massa (kg)		Rigidez (N/m)		Amortecimento (Ns/m)	
	Miguel et al. (2016)	Presente estudo	Miguel et al. (2016)	Presente estudo	Miguel et al. (2016)	Presente estudo
1	10800	10800	449382	378414	13080	3971
2	10800	10800	353481	348076	15181	9892
3	10800	10800	353517	366340	15178	2899
4	10800	10800	353487	453415	15182	11179
5	10800	10800	512496	324485	9668	4138
6	10800	10800	353462	379526	15178	9339
7	10800	10800	449587	497438	13071	6736
8	10800	10800	353463	340506	15181	5114
9	10800	10800	353505	342215	15181	2247
10	10800	10800	353576	385356	15180	177

Na Tabela 5.18 são expostos os máximos deslocamentos por andar obtidos por Miguel et al. (2016) e com os MADS otimizados através do WOA, onde constata-se que para todos os

andares, os deslocamentos no presente estudo são menores que os calculados pelos autores de referência, o que indica a eficiência e validação do algoritmo de otimização aqui utilizado.

Tabela 5.18 - Comparativo das respostas em termos de deslocamentos com 10 ADS com parâmetros otimizados dispostos horizontalmente no topo.

Andar	Deslocamento (m)	
	Miguel et al. (2016)	Presente estudo
1	0,0186	0,0183
2	0,0364	0,0357
3	0,0528	0,0518
4	0,0678	0,0664
5	0,0810	0,0795
6	0,0932	0,0918
7	0,1036	0,1022
8	0,1123	0,1102
9	0,1184	0,1160
10	0,1215	0,1188

## 6 APLICAÇÕES PRÁTICAS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta os estudos de caso e a análise dos resultados obtidos, no qual têm-se os três edifícios estudados, as excitações sísmicas consideradas, a resposta de cada estrutura sem sistema de controle e avaliação do *story drift* com base no critério obtido na ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016), a formulação e solução do problema dinâmico de otimização e as análises dos cenários de controle propostos. Cabe destacar que, os valores numéricos comentados durante a discussão dos resultados podem ser consultados nos apêndices elaborados para cada edifício, os quais estão expostos no final deste trabalho.

### 6.1 ESTRUTURAS ANALISADAS

Neste trabalho são estudados três edifícios de diferentes alturas com estrutura predominantemente em aço. O primeiro edifício possui seis andares e é considerado de baixa altura, o segundo edifício apresenta 10 andares, sendo considerado de média altura, e o terceiro, com 22 andares, é considerado um edifício alto. Optou-se por escolher estruturas com diferentes alturas pois, como todas estarão submetidas aos mesmos sismos reais, e apresentam frequências naturais diferentes, um mesmo sismo, pode tanto excitar um edifício e causar grandes deslocamentos, quanto não causar efeito significativo sobre outro edifício, devido sobretudo, a faixa de frequências das excitações sísmicas.

As três estruturas possuem as mesmas propriedades do aço, quais sejam:  $E=200$  GPa,  $\rho=7850$  kg/m<sup>3</sup> e  $\nu=0,30$ . Cada edifício foi modelado no Matlab utilizando o elemento de barra de pórtico plano 2D com 2 nós e 3GDL por cada nó. A matriz de massa é do tipo consistente e para a matriz de amortecimento utiliza-se a Matriz de Amortecimento de Rayleigh, onde a razão de amortecimento crítico ( $\zeta$ ) foi especificada como 1% para os dois primeiros modos de vibração, valor comumente utilizado para estrutura de aço, como no trabalho de Chiesa e Miguel (2019). Há alguns autores que utilizam valores ainda menores como Miguel et al. (2018), que utilizaram 0,5%. Então, o valor de  $\zeta$  escolhido para este trabalho é coerente.

O Edifício 1 foi adaptado de Hall (1995) e possui 3 vãos, cada um com 7,30m o que totaliza 21,90m de largura, e seis andares no qual o primeiro possui altura de 5,49m e os demais 3,81m, totalizando assim 24,54m de altura. Na Figura 6.1 é apresentado o Edifício 1 com suas

cotas, os perfis metálicos utilizados e a numeração dos nós (em vermelho) e das barras (em azul). O Edifício 1 possui 28 nós com 3GDL cada, totalizando 84 GDL, e 42 elementos, sendo que os nós da base, que correspondem aos nós 1 a 4 estão engastados no solo, portanto, com todos os seus GDL restringidos. As características dos perfis metálicos deste edifício, momento de inércia (  $I$  ) e área da seção transversal (  $A$  ), são explicitadas na Tabela 6.1.

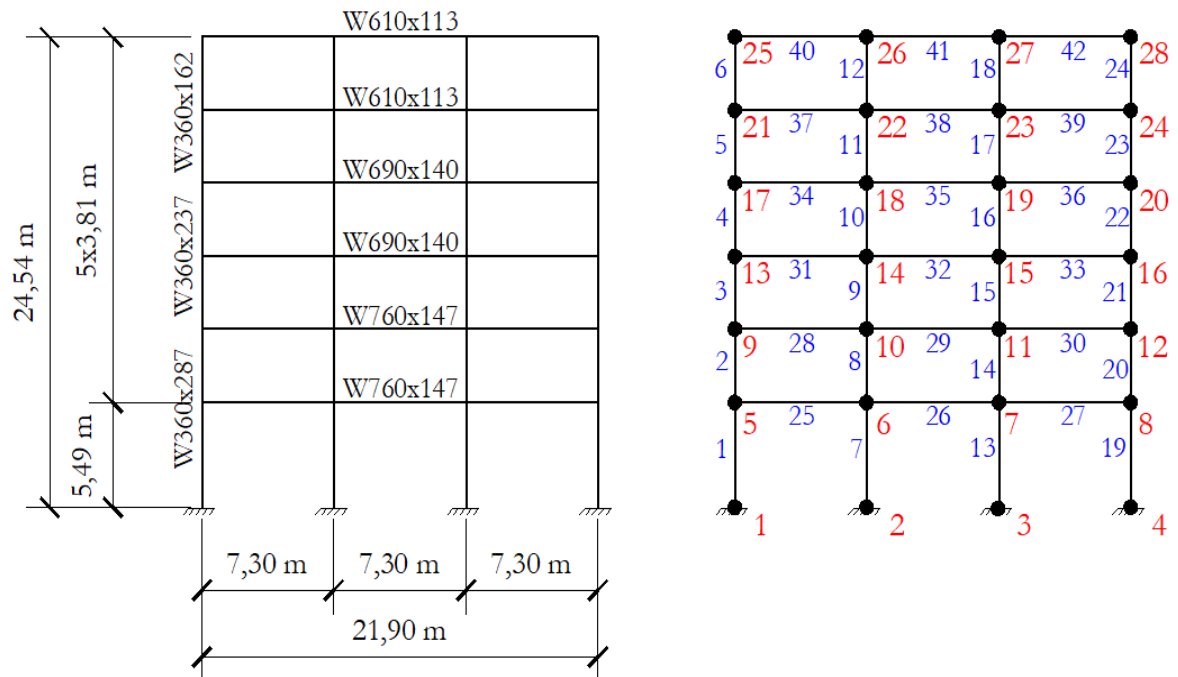


Figura 6.1 - Edifício 1 com indicação dos perfis utilizados e numeração dos nós e barras.

Tabela 6.1 - Propriedades dos perfis do Edifício 1.

Perfil	Elemento	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Tipo
W360x287	1,2,7,8,13,14,19,20	$3,66 \times 10^{-2}$	$9,99 \times 10^{-4}$	Pilar
W360x237	3,4,9,10,15,16,21,22	$3,01 \times 10^{-2}$	$7,91 \times 10^{-4}$	
W360x162	5,6,11,12,17,18,23,24	$2,06 \times 10^{-2}$	$5,16 \times 10^{-4}$	
W760x147	25,26,27,28,29,30	$1,88 \times 10^{-2}$	$1,66 \times 10^{-3}$	Viga
W690x140	31,32,33,34,35,36	$1,79 \times 10^{-2}$	$1,36 \times 10^{-3}$	
W610x113	37,38,39,40,41,42	$1,45 \times 10^{-2}$	$8,74 \times 10^{-4}$	

As primeiras dez frequências naturais e respectivos períodos do Edifício 1, obtidas na análise modal com o Matlab, são mostradas na Tabela 6.2, enquanto que os três primeiros modos de vibração são apresentados na Figura 6.2.

Tabela 6.2 - Dez primeiras frequências naturais e períodos do Edifício 1.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	3,7102	0,2695
2	10,1716	0,0983
3	17,9288	0,0558
4	28,4693	0,0351
5	37,9629	0,0263
6	39,0336	0,0256
7	42,4580	0,0236
8	47,7435	0,0209
9	48,7101	0,0205
10	53,6468	0,0186

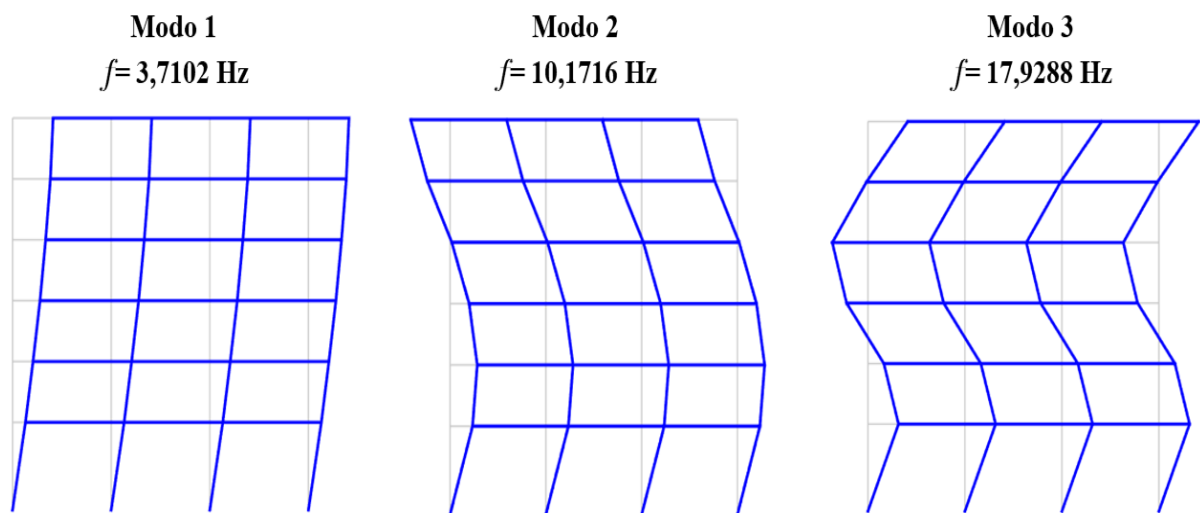


Figura 6.2 - Três primeiros modos de vibração do Edifício 1.

A estrutura do Edifício 2 foi adaptada do trabalho de Ohtori et al. (2004) e é composta por 5 vãos de 9,15m cada, totalizando 45,75m de largura, e 10 andares, sendo o primeiro possui 3,65m de altura, o segundo 5,49m e os demais andares 3,9 m, totalizando 40,82m de altura. Este edifício possui 66 nós com 3GDL cada, que resulta em 198 GDL, e 110 elementos. Os nós da base (1 ao 6) têm seus GDL restringidos pelo engaste no solo. Na Figura 6.3 é tem-se o Edifício 2 com suas dimensões, perfis utilizados e a numeração dos nós e barras. As características dos perfis metálicos são apresentadas na Tabela 6.3, as primeiras dez frequências naturais e respectivos períodos na Tabela 6.4 e os três primeiros modos de vibração na Figura 6.4.

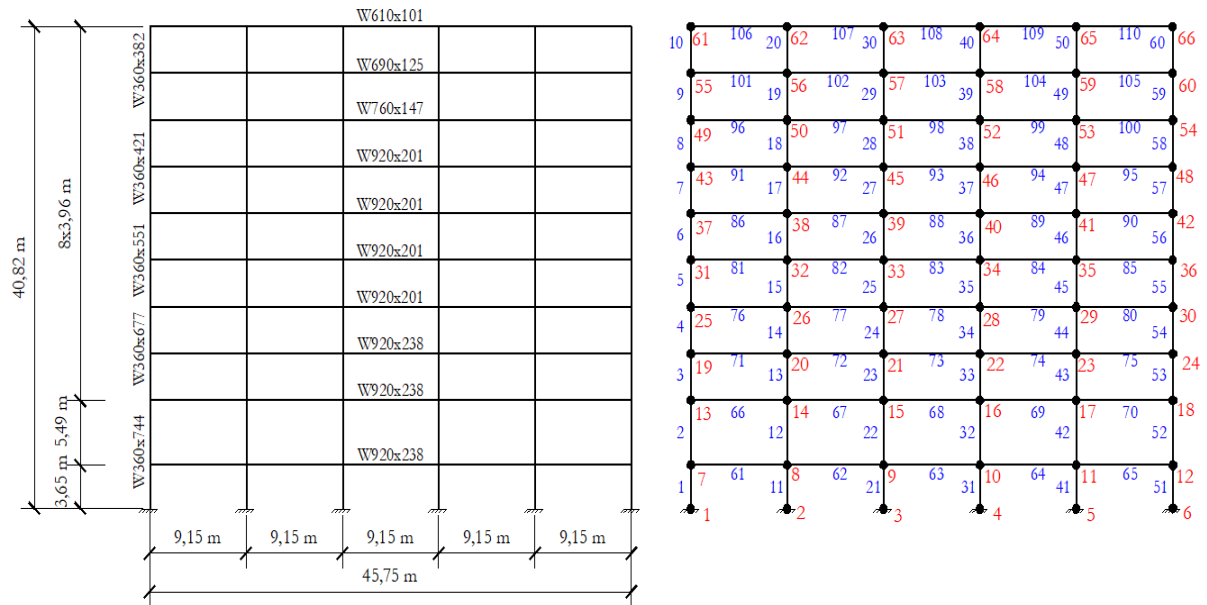


Figura 6.3 - Edifício 2 com indicação dos perfis utilizados e numeração dos nós e barras.

Tabela 6.3 - Propriedades dos perfis do Edifício 2.

Perfil	Elemento	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Tipo
W360x744	1,2,11,12,21,22,31,32,41,42,51,52	9,48x10 <sup>-2</sup>	3,42x10 <sup>-3</sup>	Pilar
W360x677	3,4,13,14,23,24,33,34,43,44,53,54	8,65x10 <sup>-2</sup>	2,99x10 <sup>-3</sup>	
W360x551	5,6,15,16,25,26,35,36,45,46,55,56	7,03x10 <sup>-2</sup>	2,26x10 <sup>-3</sup>	
W360x421	7,8,17,18,27,28,37,38,47,48,57,58	5,37x10 <sup>-2</sup>	1,60x10 <sup>-3</sup>	
W360x382	9,10,19,20,29,30,39,40,49,50,59,60	4,88x10 <sup>-2</sup>	1,42x10 <sup>-3</sup>	
W920x238	61,62,63,64,65,66,67,68,69,70,71,72,73,74,75	3,03x10 <sup>-2</sup>	4,06x10 <sup>-3</sup>	Viga
W920x201	76,77,78,79,80,81,82,83,84,85,86,87,88,89,90,91,92,93,94,95	2,56x10 <sup>-2</sup>	3,25x10 <sup>-3</sup>	
W760x147	96,97,98,99,100	1,88x10 <sup>-2</sup>	1,66x10 <sup>-3</sup>	
W690x125	101,102,103,104,105	1,60x10 <sup>-2</sup>	1,19x10 <sup>-3</sup>	
W610x101	106,107,108,109,110	1,30x10 <sup>-2</sup>	7,62x10 <sup>-4</sup>	

Tabela 6.4 - Dez primeiras frequências naturais e períodos do Edifício 2.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	2,4745	0,4041
2	6,4281	0,1556
3	10,8511	0,0922
4	16,5136	0,0606
5	22,6422	0,0442
6	26,9282	0,0371
7	27,9586	0,0358
8	28,6196	0,0349
9	29,6882	0,0337
10	31,9920	0,0313

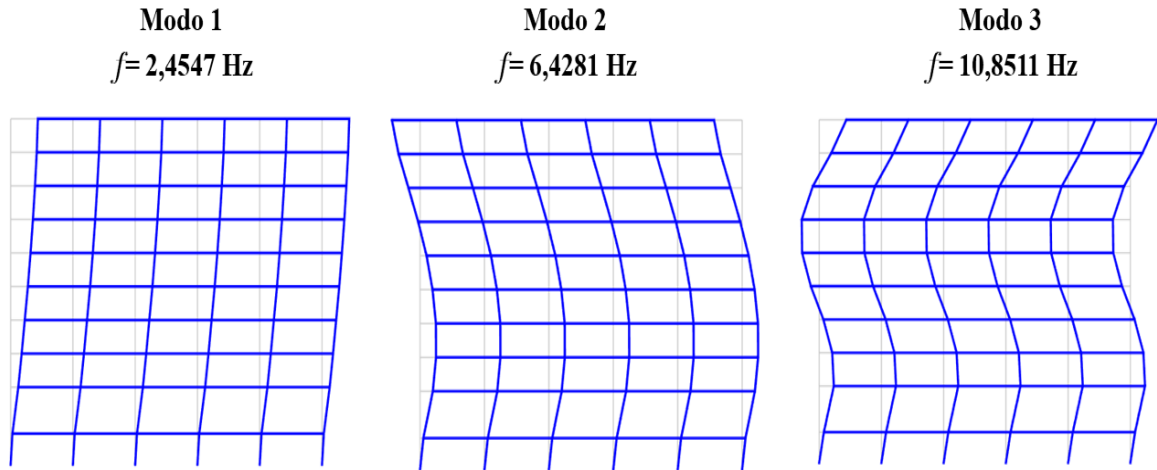


Figura 6.4 - Três primeiros modos de vibração do Edifício 2.

O Edifício 3 (Figura 6.5) foi também adaptado de Ohtori et al. (2004), cuja estrutura é composta por 5 vãos de 6,10m cada, totalizando 30,50m de largura e 22 andares, sendo a altura do primeiro e segundo igual a 3,65m, do terceiro 5,49m e dos demais andares 3,96m, que resulta em 88,03m de altura.

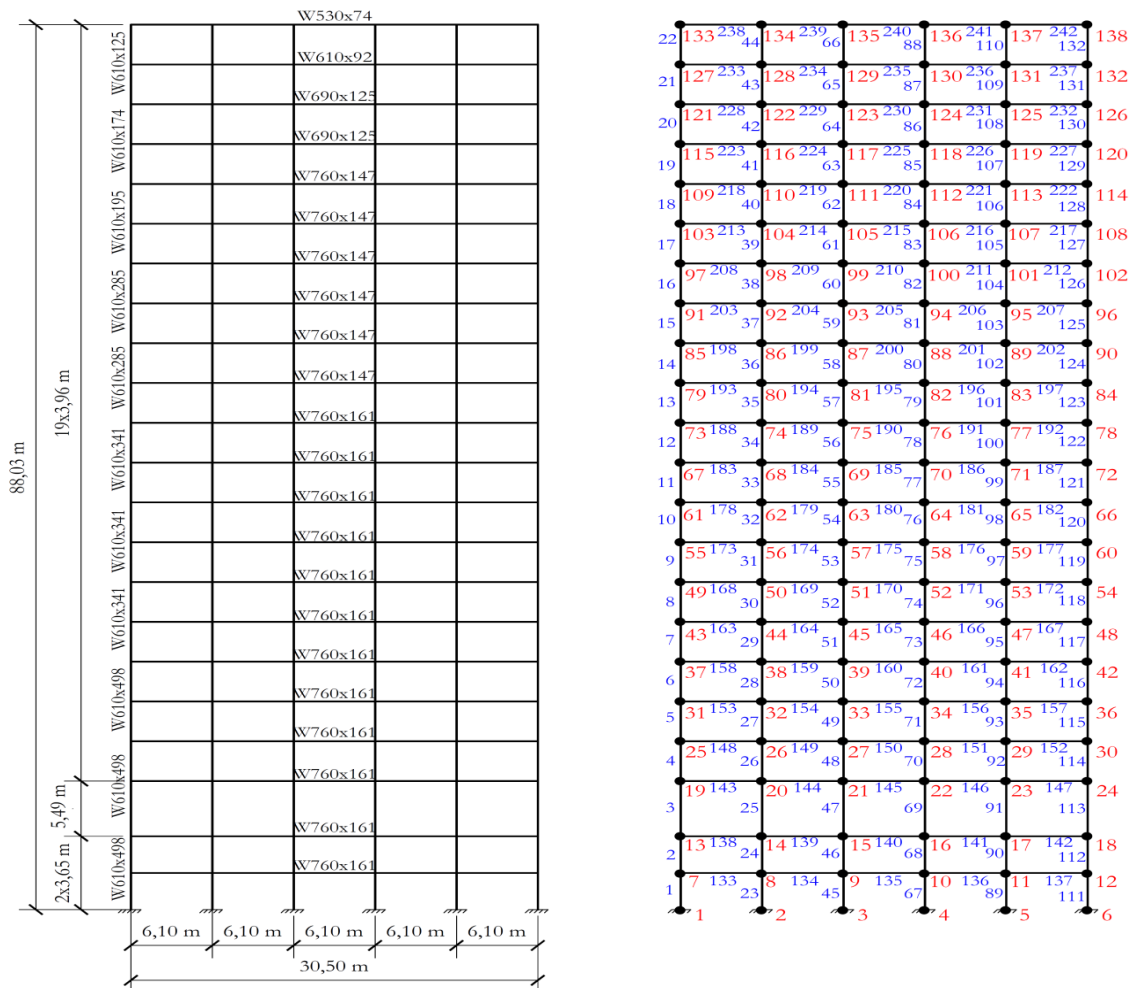


Figura 6.5 - Edifício 3 com indicação dos perfis utilizados e numeração dos nós e barras.

O Edifício 3 possui 138 nós, 414 GDL e 242 elementos entre vigas e pilares. Os nós da base (1 ao 6) estão engastados no solo e têm seus GDL restringidos. A Tabela 6.5 traz as propriedades dos perfis utilizados, já na Tabela 6.6 têm-se as dez primeiras frequências naturais e respectivos períodos e a Figura 6.6, ilustra os três primeiros modos de vibração.

Tabela 6.5 - Propriedades dos perfis do Edifício 3.

Perfil	Elemento	A (m <sup>2</sup> )	I (m <sup>4</sup> )	Tipo
W610x498	1,2,3,4,5,6,23,24,25,26,27,28,45,46,47,48,49,50,67,68,69,70,71,72,89,90,91,92,93,94,111,112,113,114,115,116	6,35x10 <sup>-2</sup>	4,95x10 <sup>-3</sup>	Pilar
W610x341	7,8,9,10,11,12,29,30,31,32,33,34,51,52,53,54,55,56,73,74,75,76,77,78,95,96,97,98,99,100,117,118,119,120,121,122	4,34x10 <sup>-2</sup>	3,18x10 <sup>-3</sup>	
W610x285	13,14,15,16,35,36,37,38,57,58,59,60,79,80,81,82,101,102,103,104,123,124,125,126	3,61x10 <sup>-2</sup>	2,61x10 <sup>-3</sup>	
W610x195	17,18,39,40,61,62,83,84,105,106,127,128	2,48x10 <sup>-2</sup>	1,67x10 <sup>-3</sup>	
W610x174	19,20,41,42,63,64,85,86,107,108,129,130	2,22x10 <sup>-2</sup>	1,47x10 <sup>-3</sup>	
W610x125	21,22,43,44,65,66,87,88,109,110,131,132	1,59x10 <sup>-2</sup>	9,86x10 <sup>-4</sup>	
W760X161	133,134,135,136,137,138,139,140,141,142,143,144,145,146,147,148,149,150,151,152,153,154,155,156,157,158,159,160,161,162,163,164,165,166,167,168,169,170,171,172,173,174,175,176,177,178,179,180,181,182,183,184,185,186,187,188,189,190,191,192	2,05x10 <sup>-2</sup>	1,86x10 <sup>-3</sup>	Viga
W760x147	193,194,195,196,197,198,199,200,201,202,203,204,205,206,207,208,209,210,211,212,213,214,215,216,217,218,219,220,221,222	1,88x10 <sup>-2</sup>	1,66x10 <sup>-3</sup>	
W690x125	223,224,225,226,227,228,229,230,231,232	1,60x10 <sup>-2</sup>	1,19x10 <sup>-3</sup>	
W610x92	233,234,235,236,237	1,17x10 <sup>-2</sup>	6,45x10 <sup>-4</sup>	
W530x74	238,239,240,241,242	9,48x10 <sup>-3</sup>	4,10x10 <sup>-4</sup>	

Tabela 6.6 - Dez primeiras frequências naturais e períodos do Edifício 3.

Modo	Frequência (Hz)	Período (s)
1	1,4208	0,7038
2	3,8472	0,2599
3	6,5579	0,1525
4	9,3676	0,1068
5	12,5243	0,0798
6	13,8217	0,0724
7	15,4196	0,0649
8	16,2106	0,0617
9	18,7586	0,0533
10	20,4657	0,0489



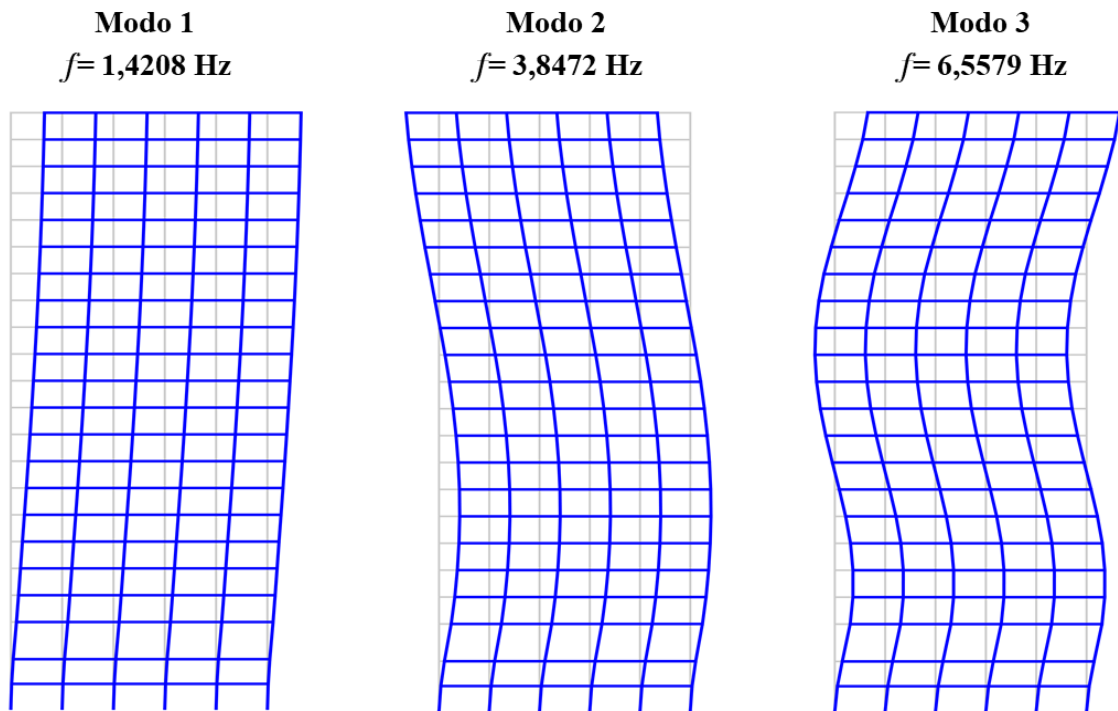


Figura 6.6 - Três primeiros modos de vibração do Edifício 3.

## 6.2 EXCITAÇÃO SÍSMICA

Para as análises dinâmicas dos edifícios estudados, são utilizados registros de sismos reais e sismos artificiais não-estacionários gerados a partir do espectro de Kanai-Tajimi (KANAI, 1961; TAJIMI, 1960) e de uma função envelope adaptada de Jennings et al. (1968).

Cada estrutura é submetida a três sismos reais e a um sismo artificial não-estacionário, o qual possui frequência de excitação coincidente com a frequência modo fundamental do referido edifício, de modo a simular o pior caso de carga, a ressonância. Nas subseções a seguir são apresentados de forma detalhada os registros sísmicos utilizados.

### 6.2.1 Sismos reais

Os registros dos três sismos reais foram obtidos na base de dados *Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD)*, a qual possui um grande banco de dados com sismos ocorridos em diversas partes do planeta e pode-se fazer o *download* destes registros através de um cadastro no site. A Tabela 6.7 apresenta as características dos três registros reais utilizados.

Tabela 6.7 - Características dos sismos reais utilizados.

<b>Registro</b>	<b>Evento</b>	<b>País</b>	<b>Ano</b>	<b>Estação</b>	<b>M (M<sub>w</sub>)<sup>(1)</sup></b>	<b>R (km)<sup>(2)</sup></b>	<b>PGA (g)<sup>(3)</sup></b>
1	Loma Prieta	EUA	1989	Santa Cruz-USCS	7,0	17,5	0,441
2	L'Aquila	ITA	2009	L'Aquila-V.A-Centro Valle	6,3	8,8	0,661
3	Canterbury	NZL	2010	Kaiapoi N. School	7,0	5,0	0,343

Nota: <sup>(1)</sup> M representa a magnitude do sismo; <sup>(2)</sup> R indica a distância focal; <sup>(3)</sup> PGA, *Peak Ground Acceleration*, refere-se ao pico de aceleração no solo durante o sismo.

Estes registros são sismos bastantes utilizados na literatura, principalmente o sismo Loma Prieta, além disso, analisando o espectro de potência de cada sinal, ainda na base de dados, foi verificado que estes apresentavam uma faixa de frequências que poderia excitar os três edifícios, e como o principal objetivo desta pesquisa é a otimização de um sistema de controle de modo que seja eficiente para sismos fortes, decidiu-se utilizá-los nas análises da presente pesquisa. Na Tabela 6.7, verifica-se que os sismos possuem PGA diferentes, desta forma, visando uma uniformidade dos acelerogramas, cada sismo foi normalizado e multiplicado por um PGA comum, o qual foi escolhido como sendo 0,4g.

O primeiro sismo, denominado neste trabalho como Sismo 1, é o sismo de Loma Prieta que ocorreu em São Francisco, Califórnia, EUA em 17/10/1989, teve uma magnitude de 7,0M<sub>w</sub> e profundidade de 17,5km. Utiliza-se o acelerograma da componente horizontal, a qual possui o maior PGA dentre as três componentes, aproximadamente 0,441g.

Os dados do Sismo 1 correspondem a 2000 pontos espaçados em intervalos de tempo de  $dt=0,02s$ , o que totaliza 40s de registro. Esse sinal possui uma grande duração e por questões de desempenho computacional durante os processos de otimização a serem executados, foi decidido recortar o acelerograma e utilizar apenas 20s do sinal (1000 pontos) de maiores amplitudes de aceleração e espectro de potência dentro da faixa das primeiras frequências naturais das estruturas. Com isso, tem-se o acelerograma ilustrado pela Figura 6.7 e seu espectro de potência apresentado na Figura 6.8.

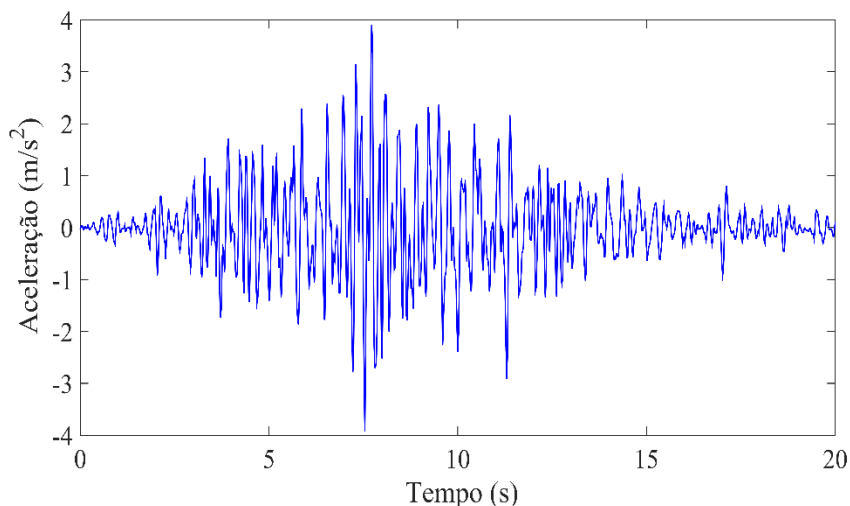


Figura 6.7 - Acelerograma do sismo Loma Prieta de 1989 com PGA de 0,4g.

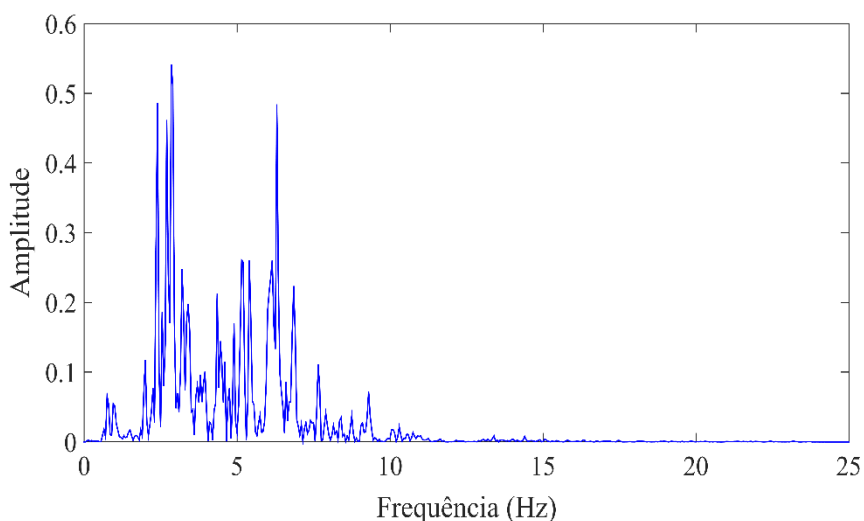


Figura 6.8 - Espectro de potência do sismo Loma Prieta de 1989 com PGA de 0,4g.

O Sismo 2 é o acelerograma da componente horizontal do sismo de L'Aquila, a qual teve PGA igual a 0,661g, o maior entre as três componentes. Esse sismo ocorreu em 06/04/2009 em L'Aquila, Abruzzo, Itália, teve magnitude de 6,3Mw e profundidade de 8,8km. Os dados dessa componente totalizam 12000 pontos espaçados em intervalos de tempo de 0,01s, que resulta em um acelerograma de 120s.

Assim como foi feito para o Sismo 1, dos 120s de sinal do Sismo 2, foram considerados os 20s mais relevantes (2000 pontos), tendo em conta as amplitudes de aceleração e faixa de frequências do espectro de potência. Desta forma, foi obtido o acelerograma apresentado na Figura 6.9 com seu respectivo espectro de potência mostrado na Figura 6.10.

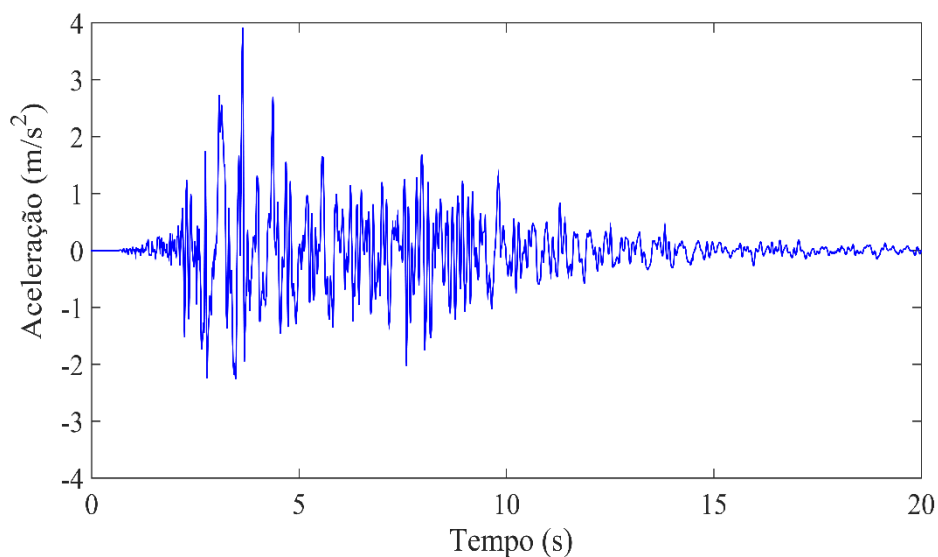


Figura 6.9 - Acelerograma do sismo L'Aquila de 2009 com PGA de 0,4g.

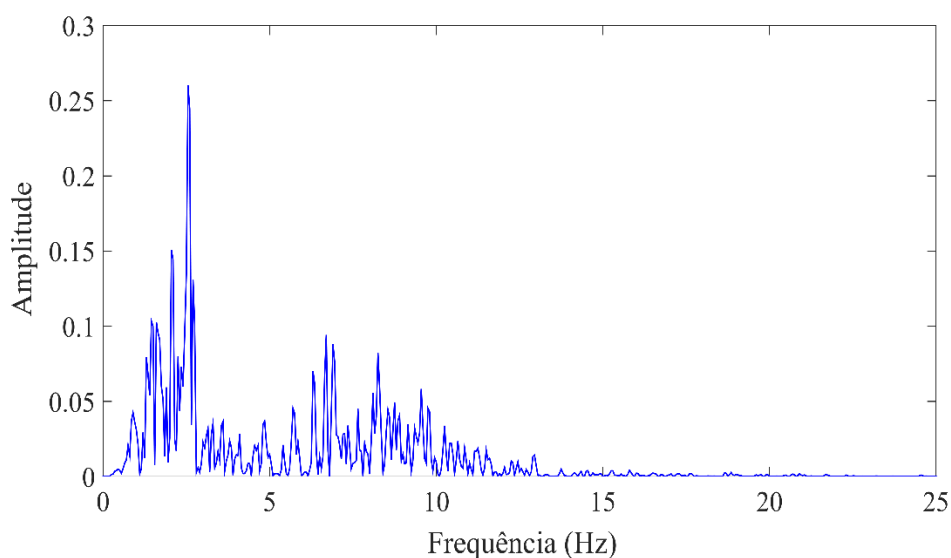


Figura 6.10 - Espectro de potência do sismo L'Aquila de 2009 com PGA de 0,4g.

E para o Sismo 3, utiliza-se a componente horizontal do sismo Canterbury, de magnitude 7,0Mw, com PGA de 0,343g, ocorrido em 03/09/2010 em Canterbury, cerca de 45km a Oeste de Christchurch, Nova Zelândia, a uma profundidade de 5km. Os dados da componente correspondem a 4096 pontos espaçados em intervalos de tempo de 0,02s, que resulta em um acelerograma de 81,92s. E novamente, utiliza-se 20s do sinal (1000 pontos). Com isso, obtém-se o acelerograma explicitado pela Figura 6.11 e seu espectro de potência mostrado na Figura 6.12.

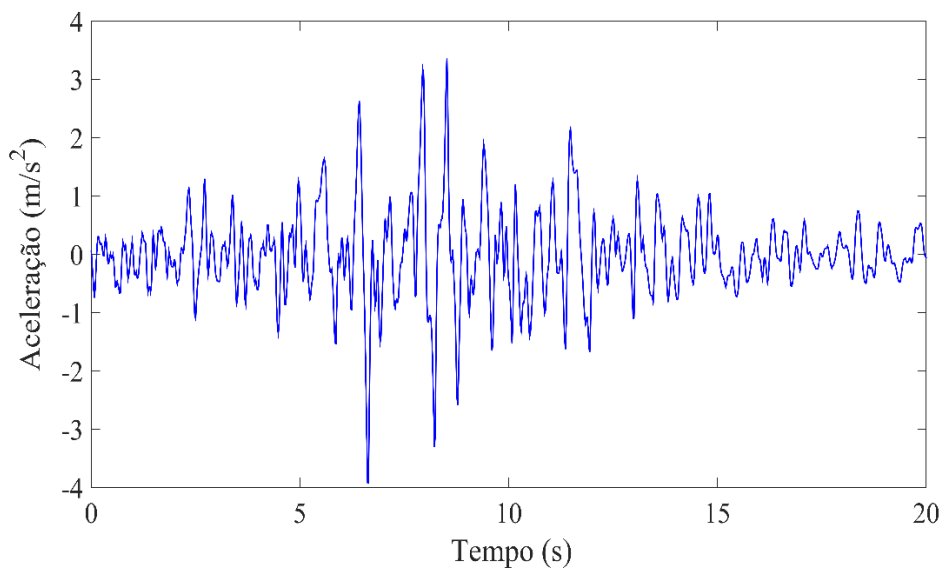


Figura 6.11 - Acelerograma do sismo Canterbury de 2010 com PGA de 0,4g.

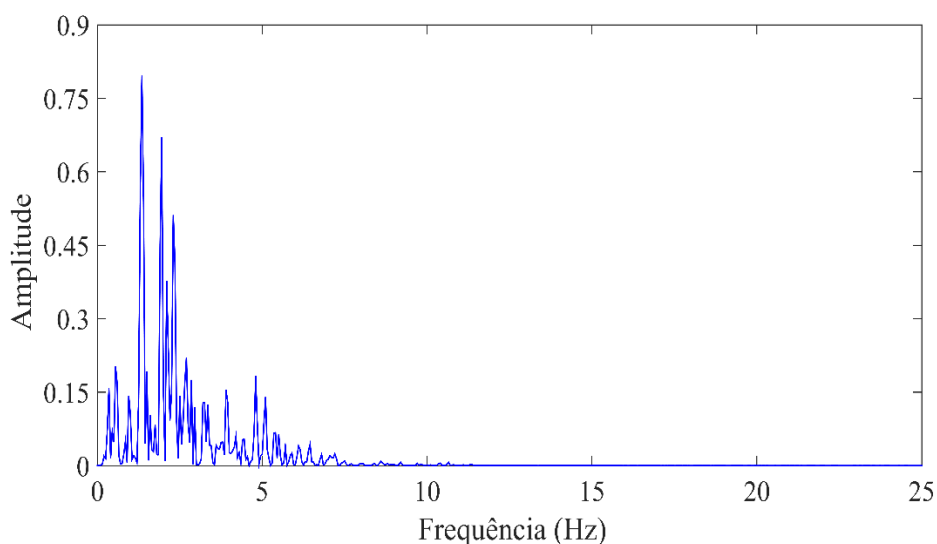


Figura 6.12 - Espectro de potência do sismo Canterbury de 2010 com PGA de 0,4g.

Analisando os espectros de potência dos sismos apresentados, verifica-se que as frequências dominantes no sinal são diferentes. No Sismo 1 há dois picos, um em torno de 3Hz e o outro próximo a 6Hz. No Sismo 2, o pico está próximo dos 2,5Hz, enquanto que no Sismo 3, encontra-se o pico em torno de 1,5Hz. Essa diferença, irá refletir na resposta dinâmica das estruturas, pois o mesmo registro aplicado aos três edifícios poderá gerar respostas bastante diferentes, que dependem, além da configuração da própria estrutura, da possibilidade, ou não, de excitação de algum dos modos de vibração.

### 6.2.2 Sismos artificiais

Os registros de sismos reais são bastante utilizados nas análises sísmicas para o projeto de edifícios, principalmente quando a edificação será construída no local onde se registram estes eventos. Com isso, o projetista pode avaliar a resposta da estrutura frente ao cenário sísmico local e propor soluções seguras. Todavia, a informação e acesso a estes registros nem sempre é possível e muitas vezes os acelerogramas podem não conter os conteúdos de frequências de interesse, que permita avaliar a resposta estrutural de forma confiável. Com isso, a utilização de sismos artificiais mostra-se como uma excelente ferramenta para avaliação da resposta de edifícios sob diversos cenários, como por exemplo, na ressonância.

Neste trabalho, para cada um dos três edifícios estudados, são gerados acelerogramas artificiais a partir do espectro de Kanai-Tajimi, onde a frequência de excitação corresponde ao primeiro modo de vibração de cada edifício. Deste modo, tem-se um acelerograma que simula o pior cenário de carga dinâmica para a estrutura em questão, a ressonância, que pode fazer a resposta estrutural tender a valores muito elevados.

Para simular a não-estacionariedade dos sismos utiliza-se uma função envelope adaptada de Jennings et al. (1968), a qual multiplica o acelerograma artificial normalizado para o PGA 0,4g (o mesmo dos registro reais) e obtém um novo registro com características semelhantes a de um sismo real, com trecho inicial de crescimento e final de atenuação da aceleração. A função envelope utilizada é mostrada na Figura 6.13.

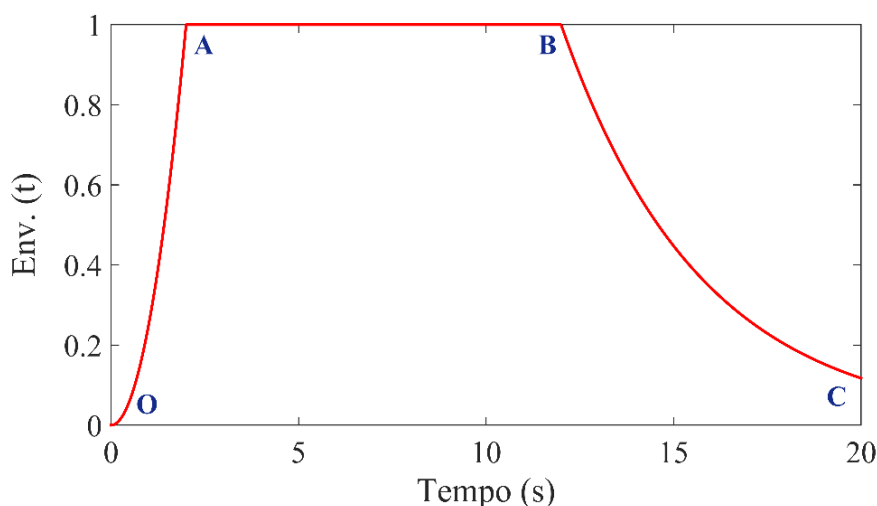


Figura 6.13- Função envelope para os sismos artificiais não-estacionários.

A função de envelope adotada possui duração de 20s (mesma duração dos sismos), com intervalos de tempo de 0,01s e consiste em três trechos, quais sejam: OA (trecho crescente de 0s a 2s), AB (trecho constante de 2s a 12s) e BC (trecho decrescente de 12s a 20s), cada um, modelado por meio da Equação (6.1). A Tabela 6.8 traz os dados utilizados para gerar os sismos artificiais não-estacionários para cada edifício.

$$\begin{aligned} \text{OA : Env}(t) &= \frac{t^2}{4} \\ \text{AB : Env}(t) &= 1 \\ \text{BC : Env}(t) &= \exp[-0.268(t-12)] \end{aligned} \quad (6.1)$$

Tabela 6.8 - Dados dos sismos artificiais não-estacionários para cada edifício.

Denominação	Edifício	Modo	Duração (s)	$\xi_g$	$f_l$ (Hz)	$\omega_g$ (rad/s)	PGA (g)
SANE 1	EDF 01	1°	20	0,3	3,7102	23,3116	0,4
SANE 2	EDF 02	1°	20	0,3	2,4745	15,5478	0,4
SANE 3	EDF 03	1°	20	0,3	1,4208	8,8269	0,4

Com isso, geram-se os três sismos artificiais não-estacionários onde o SANE 1 representa o sismo com frequência de excitação igual a frequência do primeiro modo do Edifício 1; o SANE 2 possui frequência de excitação coincidente ao primeiro modo do Edifício 2; e o SANE 3 tem a mesma frequência de excitação correspondente ao modo fundamental do Edifício 3. Da Figura 6.14 a Figura 6.19 são apresentados os acelerogramas de cada sismo e seus respectivos espectros de potência.

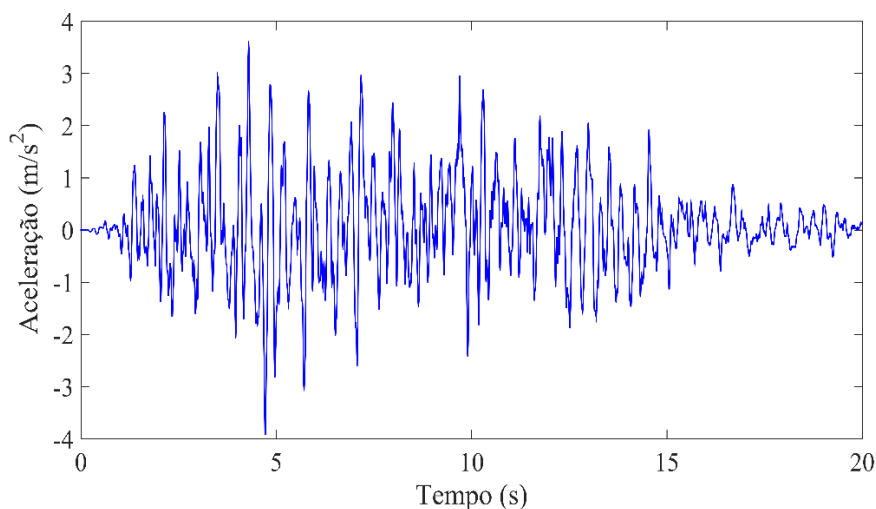


Figura 6.14 - Acelerograma do sismo artificial não-estacionário SANE 1.

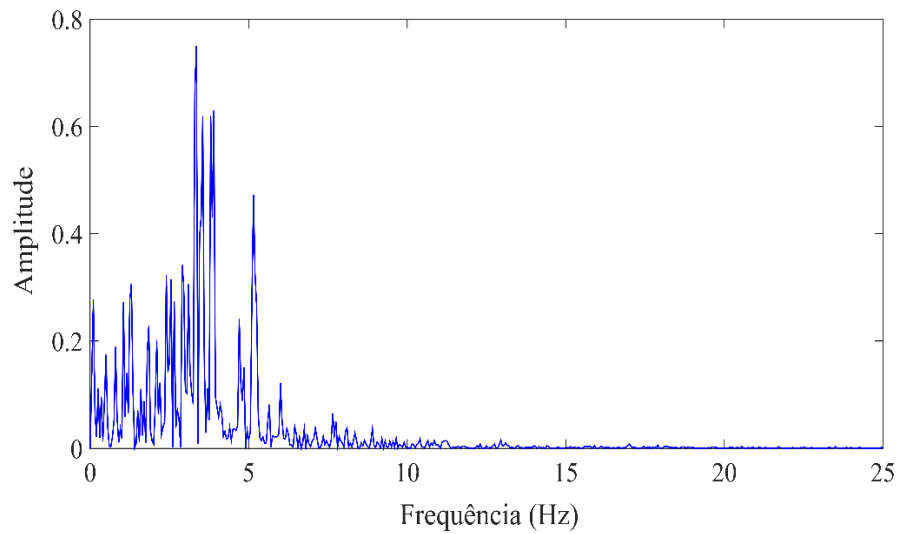


Figura 6.15 - Espectro de potência do SANE 1.

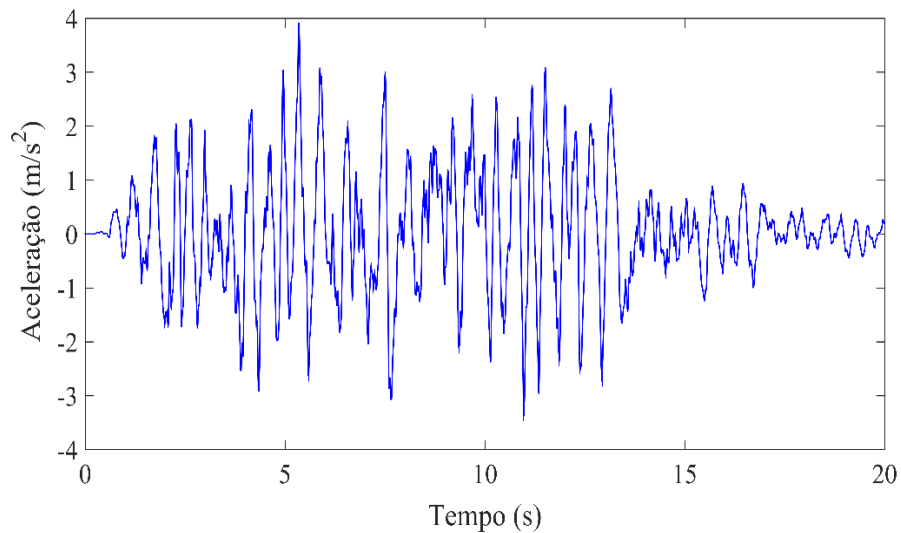


Figura 6.16 - Acelerograma do sismo artificial não-estacionário SANE 2.

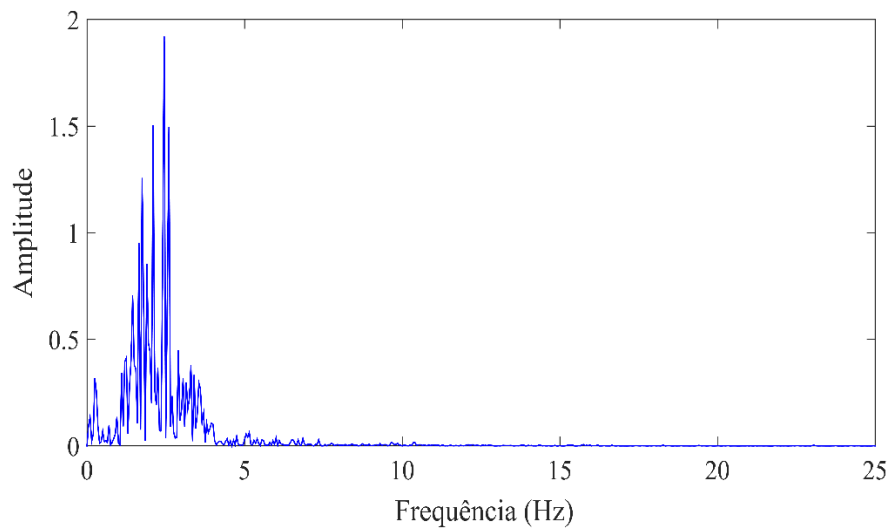


Figura 6.17 - Espectro de potência do SANE 2.



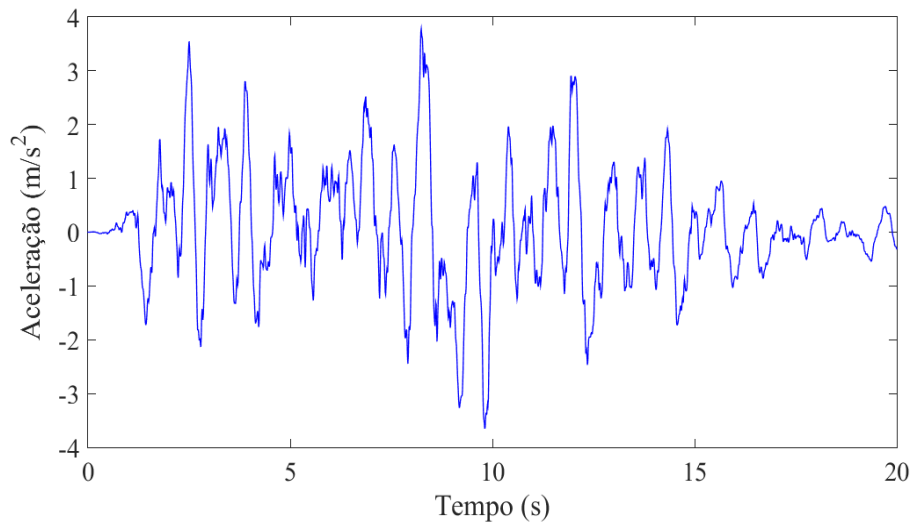


Figura 6.18 - Acelerograma do sismo artificial não-estacionário SANE 3.

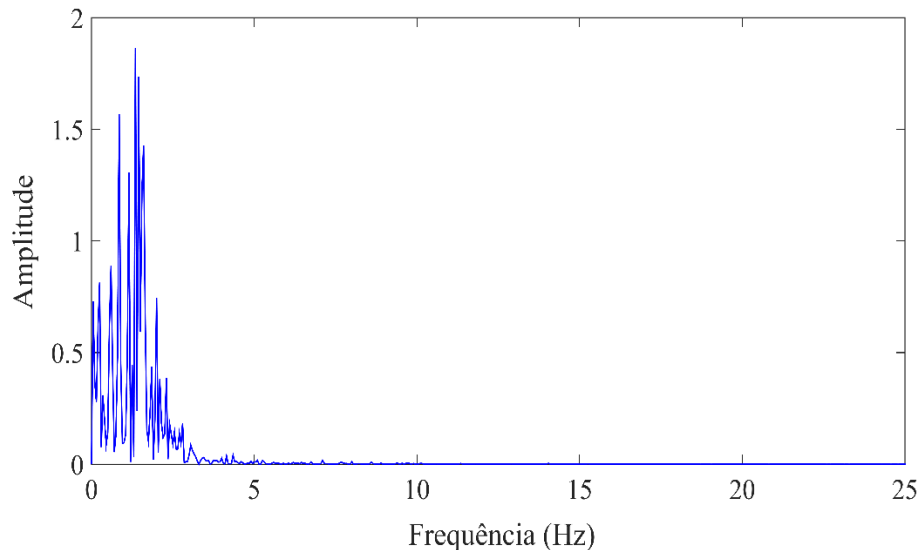


Figura 6.19 - Espectro de potência do SANE 3.

Analisando-se os três espectros de potências dos sismos artificiais não-estacionários é possível identificar o pico de frequência em torno da frequência fundamental de cada estrutura, o que indica que estes sismos podem realmente induzir à ressonância.

### 6.3 RESPOSTA SEM CONTROLE E AVALIAÇÃO DO *STORY DRIFT*

A equação diferencial de movimento para um sistema de MGDL com comportamento linear para o material submetida a excitação sísmica, pode ser escrita através da Equação (6.2).

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{B}\ddot{\mathbf{u}}_g(t) \quad (6.2)$$

onde  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  e  $\mathbf{K}$  são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respectivamente, e  $\ddot{\mathbf{u}}(t)$ ,  $\dot{\mathbf{u}}(t)$  e  $\mathbf{u}(t)$ , são respectivamente os vetores aceleração, velocidade e deslocamento. O vetor de forças sísmicas é dado pelo termo na direita da Equação (6.2), onde  $\mathbf{B}$  representa uma matriz que contém os cossenos diretores dos ângulos formados entre o movimento da base e a direção dos deslocamentos associados aos GDL considerados. E tem-se ainda o vetor de acelerações sísmicas dado por  $\ddot{\mathbf{u}}_g(t)$ . Para solucionar esta equação, utiliza-se o método de Newmark, o qual já foi anteriormente apresentado.

O *story drift* é definido como a diferença dos deslocamentos horizontais entre o topo e a base de cada andar e é dado pela Equação (6.3), onde  $\Delta_h$  indica o valor calculado,  $v_i$  é o deslocamento do pavimento superior e  $v_{i-1}$  é o deslocamento do pavimento inferior:

$$\Delta_h = v_i - v_{i-1} \quad (6.3)$$

Na avaliação do *story drift* foi utilizado o critério de 1/400 da altura do andar, ou seja,  $h_i/400$ , onde  $h_i$  é a  $i$ -ésima altura do  $i$ -ésimo andar. Este critério está presente na norma ANSI/AISC 360-16 da *American Institute of Steel Construction* (AISC, 2016) e foi utilizado também por autores como Kaveh et al. (2014) e Barranco (2020). Os resultados da resposta sem controle, para o Edifício 1, quando submetido aos quatro sismos considerados, em termos de máximos deslocamentos por andar ( $d_{\max}$ ), *story drift* ( $\Delta_h$ ) e limite de *story drift* ( $\Delta_{h,limite}$ ), são apresentados na Tabela 6.9.

Tabela 6.9 - Resposta do Edifício 1 sem controle.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
		$d_{\max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{\max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{\max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{\max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0137	0,0123	0,0123	0,0073	0,0073	0,0071	0,0071	0,0224	0,0224
2	0,0095	0,0193	0,0069	0,0111	0,0038	0,0110	0,0040	0,0356	0,0132
3	0,0095	0,0254	0,0062	0,0141	0,0032	0,0147	0,0037	0,0481	0,0125
4	0,0095	0,0302	0,0049	0,0162	0,0029	0,0176	0,0030	0,0584	0,0103
5	0,0095	0,0341	0,0041	0,0175	0,0028	0,0202	0,0026	0,0674	0,0089
6	0,0095	0,0362	0,0023	0,0186	0,0016	0,0216	0,0014	0,0724	0,0050

Observando a Tabela 6.9, constata-se que os sismos reais causaram deslocamentos no topo da ordem de 1cm a 4cm, contudo, quando se avalia o *story drift*, verifica-se estes sismos não ocasionaram valores superiores aos limites para cada andar. Dos três sismos reais, o Sismo 1 foi o que gerou maiores amplitudes de deslocamentos no topo e *story drift* no 1º andar, entretanto, ainda abaixo do limite. Quando a estrutura é submetida ao SANE 1, constata-se que do 1º ao 4º andar ocorrem *story drift* maiores que os limites estabelecidos, com isso, há necessidade de sistema de controle de vibrações de modo a adequar a estrutura ao critério utilizado. O 1º andar foi o que apresentou o maior valor de *story drift*, mesmo tendo  $\Delta_{h,limite}$  pouco maior que os demais andares, e a diferença entre  $\Delta_h$  e  $\Delta_{h,limite}$  para foi também a maior dentre todos os andares, desta forma, o 1º andar é considerado o andar crítico.

Para o Edifício 2, conforme mostrado na Tabela 6.10, constata-se que todos os sismos tiveram forte impacto sobre a estrutura, pois, para todos os registros, são verificados valores elevados de *story drift* que ultrapassam os limites impostos. No Sismo 1, os andares que estão em fora dos limites de norma, segundo o critério adotado, são: 2º, 3º, 5º, 6º e 7º. O quarto andar, apesar de estar muito próximo do limite, não é considerado fora de norma.

Tabela 6.10 - Resposta do Edifício 2 sem controle.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	SD (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0067	0,0067	0,0064	0,0064	0,0072	0,0072	0,0117	0,0117
2	0,0137	0,0281	0,0214	0,0270	0,0206	0,0300	0,0228	0,0497	0,0380
3	0,0099	0,0396	0,0116	0,0384	0,0114	0,0426	0,0127	0,0713	0,0216
4	0,0099	0,0494	0,0098	0,0484	0,0102	0,0539	0,0112	0,0910	0,0197
5	0,0099	0,0584	0,0108	0,0582	0,0105	0,0648	0,0110	0,1109	0,0199
6	0,0099	0,0652	0,0100	0,0662	0,0092	0,0739	0,0094	0,1278	0,0169
7	0,0099	0,0712	0,0100	0,0732	0,0086	0,0818	0,0090	0,1432	0,0153
8	0,0099	0,0805	0,0093	0,0792	0,0076	0,0883	0,0081	0,1562	0,0130
9	0,0099	0,0890	0,0085	0,0853	0,0067	0,0938	0,0072	0,1674	0,0112
10	0,0099	0,0945	0,0054	0,0892	0,0042	0,0972	0,0046	0,1743	0,0069

Para o Sismo 2 e Sismo 3, os andares que apresentam *story drift* excessivos são: 2º, 3º, 4º e 5º. E para o pior caso, o SANE 2, os nove primeiros andares estão fora de norma, ficando apenas o 10º andar dentro dos critérios de *story drift*. Além disso, verifica-se um deslocamento no topo bastante expressivo, cerca de 17,43cm. Para todos os sismos, o maior valor de *story drift* foi observado no segundo andar, onde também se constatou a maior diferença entre  $\Delta_h$  e

$\Delta_{h,limite}$ , com isso, o 2º andar é tido como o andar crítico. Neste contexto, para este edifício é extremamente necessário um sistema de controle de vibrações.

Na Tabela 6.11 têm-se os resultados da resposta do Edifício 3 sem controle, onde constata-se que o Sismo 1 e Sismo 2 não ocasionaram *story drift* maiores do que os limites permitidos, mesmo o Sismo 2 gerando um deslocamento no topo de aproximadamente 13,04cm. De maneira geral, para estes dois registros, os valores de *story drift* ficaram abaixo do limite.

Tabela 6.11- Resposta do Edifício 3 sem controle.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0015	0,0015	0,0029	0,0029	0,0062	0,0062	0,0103	0,0103
2	0,0091	0,0043	0,0029	0,0086	0,0057	0,0186	0,0123	0,0306	0,0203
3	0,0137	0,0101	0,0058	0,0203	0,0118	0,0441	0,0256	0,0730	0,0423
4	0,0099	0,0135	0,0035	0,0277	0,0074	0,0600	0,0162	0,0996	0,0266
5	0,0099	0,0164	0,0032	0,0346	0,0069	0,0751	0,0154	0,1246	0,0250
6	0,0099	0,0192	0,0030	0,0412	0,0067	0,0902	0,0152	0,1488	0,0242
7	0,0099	0,0222	0,0030	0,0480	0,0072	0,1064	0,0162	0,1742	0,0254
8	0,0099	0,0249	0,0034	0,0544	0,0072	0,1223	0,0159	0,1989	0,0248
9	0,0099	0,0274	0,0037	0,0610	0,0071	0,1378	0,0155	0,2225	0,0239
10	0,0099	0,0296	0,0038	0,0679	0,0070	0,1527	0,0149	0,2451	0,0229
11	0,0099	0,0314	0,0039	0,0746	0,0068	0,1669	0,0142	0,2663	0,0218
12	0,0099	0,0330	0,0038	0,0811	0,0067	0,1803	0,0134	0,2861	0,0206
13	0,0099	0,0343	0,0039	0,0878	0,0069	0,1935	0,0133	0,3059	0,0205
14	0,0099	0,0371	0,0037	0,0944	0,0067	0,2060	0,0125	0,3253	0,0195
15	0,0099	0,0405	0,0035	0,1006	0,0062	0,2174	0,0113	0,3430	0,0178
16	0,0099	0,0435	0,0037	0,1061	0,0057	0,2275	0,0101	0,3589	0,0160
17	0,0099	0,0464	0,0042	0,1116	0,0056	0,2372	0,0097	0,3743	0,0156
18	0,0099	0,0489	0,0041	0,1163	0,0049	0,2456	0,0085	0,3877	0,0137
19	0,0099	0,0512	0,0040	0,1206	0,0045	0,2532	0,0078	0,4000	0,0125
20	0,0099	0,0531	0,0036	0,1244	0,0039	0,2598	0,0068	0,4106	0,0109
21	0,0099	0,0548	0,0032	0,1278	0,0035	0,2657	0,0060	0,4200	0,0096
22	0,0099	0,0562	0,0023	0,1304	0,0027	0,2705	0,0048	0,4277	0,0078

Quanto ao Sismo 3, verifica-se que do 2º ao 16º andar os valores de *story drift* extrapolam os limites do respectivo andar, portanto, estão fora de norma. Além disso, observa-se um deslocamento no topo de 27,05 cm, valor bastante elevado. Para o SANE 3, foi verificado que apenas os dois últimos andares (21º e 22º) estão dentro dos limites de norma, do 1º ao 20º o *story drift* observam-se valores bem elevados, muito maiores que os limites de cada andar. E

ainda, constata-se um deslocamento muito grande no topo, 42,77 cm, que mostra o efeito do sismo ressonante sobre esta estrutura. Em ambos os eventos, o maior valor de *story drift* e diferença entre  $\Delta_h$  e  $\Delta_{h,limite}$  ocorre no 3º andar, sendo este o andar crítico. Neste contexto, O Edifício 3 também necessita de sistema de controle de vibrações.

#### 6.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DINÂMICO DE OTIMIZAÇÃO

Como verificado na seção anterior, os três edifícios necessitam de controle de vibrações para que o *story drift* não ultrapasse os limites estabelecidos, conforme o critério adotado. Para isso, são propostos quatro cenários de controle para cada estrutura, quais sejam:

- Cenário 1: um ADS instalado no topo do edifício;
  - um ADS dimensionado pelo método de Den Hartog (1956)
  - um ADS dimensionado pelo método de Warburton (1982)
  - um ADS dimensionado por otimização através do WOA
- Cenário 2: MADS otimizados dispostos horizontalmente no topo do edifício;
- Cenário 3: MADS otimizados dispostos verticalmente ao longo do edifício, sendo até um por andar;
- Cenário 4: MADS otimizados dispostos no plano do edifício, sendo até um por nó.

Em todos os cenários e para cada estrutura, a massa do ADS simples ou dos MADS foi tida como 3% da massa total da estrutura (conforme alguns autores tais como: Hadi e Arfiadi (1998), Miguel et al. (2016) e Brandão e Miguel (2020). No caso de MADS, isto significa que a soma das massas dos dispositivos equivale a 3% da massa total da estrutura (a exceção do Cenário 4 do Edifício 3, para o qual esta porcentagem foi alterada para 6%, como será explicado mais adiante). A excitação dinâmica utilizada na otimização foi o sismo artificial não-estacionário de cada edifício. Além disso, a função objetivo também é a mesma e trata-se da minimização do máximo *story drift* ( $\Delta_{h,max}$ ), onde para sua determinação é feita uma avaliação da diferença entre o valor do *story drift* calculado para cada andar ( $\Delta_h$ ) e o seu respectivo *story drift* limite ( $\Delta_{h,limite}$ ), pois, alguns andares apresentam alturas diferentes e consequentemente  $\Delta_{h,limite}$  diferentes, desta forma, o andar que apresentar a maior diferença entre  $\Delta_h$  e  $\Delta_{h,limite}$  será considerando o andar crítico, ou seja, aquele que apresenta o  $\Delta_{h,max}$  e

que será a função objetivo do problema. Para o Edifício 1, o maior valor de *story drift* ocorreu no 1º andar, já para o Edifício 2 foi verificado no 2º andar e para o Edifício 3, no 3º andar.

No Cenário 1 utiliza apenas um único ADS instalado no topo de cada estrutura, o qual é projetado utilizando o processo de otimização via WOA e é descrito pela Equação (6.4). Neste cenário, há ainda um comparativo entre o método de otimização e métodos clássicos, onde o mesmo ADS é dimensionado pelos métodos Den Hartog (1956) e Warburton (1982), os quais já foram anteriormente explicados. Como a massa do dispositivo ( $m_{ADS}$ ) já é conhecida (3% da massa da estrutura), por conveniência de notação, as variáveis de projeto  $k_{ADS}$  e  $c_{ADS}$ , são organizadas em um vetor que representa o vetor de variáveis de projeto  $\vec{\mathbf{x}} = [k_{ADS}, c_{ADS}]$ . As restrições são os limites inferior e superior das variáveis de projeto, os quais serão explicitados mais adiante.

$$\begin{aligned}
 &\text{Encontrar: } \vec{\mathbf{x}} = [k_{ADS}, c_{ADS}] \\
 &\text{Minimizar: } f(\vec{\mathbf{x}}) = \Delta_{h,max}(\vec{\mathbf{x}}) \\
 &\text{Submetido a: } \begin{cases} k_{ADS}^{min} \leq k_{ADS} \leq k_{ADS}^{max} \\ c_{ADS}^{min} \leq c_{ADS} \leq c_{ADS}^{max} \end{cases}
 \end{aligned} \tag{6.4}$$

O Cenário 2 apresenta MADS dispostos horizontalmente no topo de cada edifício, sendo um em cada nó do último pavimento. Para o Edifício 1 são dispostos quatro atenuadores ( $n=4$ ) no 6º pavimento (nós 25, 26, 27 e 28) e para os edifícios Edifício 2 e Edifício 3, seis dispositivos ( $n=6$ ) no 10º pavimento (nós 61, 62, 63, 64, 65 e 66) e 22º pavimento (nós 133, 134, 135, 136, 137 e 138), respectivamente. O problema de otimização do Cenário 2 consiste novamente em determinar as constantes de rigidez e amortecimento de cada ADS e é descrito pela Equação (6.5):

$$\begin{aligned}
 &\text{Encontrar: } \vec{\mathbf{x}} = [k_{d1}, \dots, k_{dn}, c_{d1}, \dots, c_{dn}] \\
 &\text{Minimizar: } f(\vec{\mathbf{x}}) = \Delta_{h,max}(\vec{\mathbf{x}}) \\
 &\text{Submetido a: } \begin{cases} k_d^{min} \leq k_d \leq k_d^{max} \\ c_d^{min} \leq c_d \leq c_d^{max} \end{cases}
 \end{aligned} \tag{6.5}$$

No Cenário 3, os MADS são dispostos verticalmente ao longo dos andares da estrutura, no máximo um por andar, e o algoritmo de otimização indica a melhor posição e os parâmetros ótimos de cada dispositivo e, indiretamente, o número de atenuadores. Neste cenário, as variáveis de projeto são a posição de cada ADS ao longo dos andares de cada estrutura e as constantes de rigidez e amortecimento de cada dispositivo.

A posição de cada ADS é agrupada no vetor de posições ( $\vec{p}$ ) que contém 0 e 1, onde 1 indica que há um ADS na posição e 0 indica que não há atenuador na posição. O número de posições disponíveis ( $n_p$ ) é uma restrição e seu valor é 6 para o Edifício 1 (6 andares), 10 para o Edifício 2 (10 andares) e 22 para o Edifício 3 (22 andares). O número máximo de 1 (uns) em  $\vec{p}$  indica outra restrição, o número máximo de ADS ( $n_{ADS}$ ). A soma das massas dos dispositivos, como mencionado anteriormente, foi fixada em 3% da massa de cada edifício, e todos os ADS possuem massa iguais ( $m_d$ ), a qual dada é em função do número de atenuadores ( $n_{ADS}$ ). As possíveis posições dos MADS em cada edifício, considerando seu número de andares, são:

- Edifício 1: nós 6, 10, 14, 18, 22 e 26;
- Edifício 2: nós 9, 15, 21, 27, 33, 39, 45, 51, 57 e 63;
- Edifício 3: nós 9, 15, 21, 27, 33, 39, 45, 51, 57, 63, 69, 75, 81, 87, 93, 99, 105, 111, 117, 123, 129 e 135.

Para o Edifício 1 por exemplo, se resultasse em um ADS no 3º andar, o vetor posição seria dado por:  $\vec{p} = [0 \ 0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]$ , onde 1 representa a posição onde há atenuador. Finalmente, o problema de otimização para o Cenário 3 é expresso pela Equação (6.6):

$$\begin{aligned}
 &\text{Encontrar: } \vec{\mathbf{x}} = [\vec{p}, k_{d1}, \dots, k_{dn_{AMS}}, c_{d1}, \dots, c_{dn_{AMS}}] \\
 &\text{Minimizar: } f(\vec{\mathbf{x}}) = \Delta_{h,max}(\vec{\mathbf{x}}) \\
 &\text{Submetido a: } \begin{cases} k_d^{min} \leq k_d \leq k_d^{max} \\ c_d^{min} \leq c_d \leq c_d^{max} \\ \text{número de posições disponíveis} = n_p \\ \text{número máximo de ADS} = n_{ADS} \\ \sum m_d = 0,03M_{est} \end{cases} \quad (6.6)
 \end{aligned}$$

E para o Cenário 4, otimiza-se também a posição e os parâmetros de cada ADS a ser disposto no plano de cada estrutura, sendo até um por nó. O problema de otimização deste cenário é expresso também pela Equação (6.6), porém, alteram-se o número de posições disponíveis ( $n_p$ ) e o vetor posições ( $\bar{p}$ ), já descontados os nós dos engates, que para o Edifício 1 é de 24 posições, para o Edifício 2 corresponde a 60 posições e para o Edifício 3 é igual a 132 posições. Com isso, alteram-se também o máximo de ADS ( $n_{ADS}$ ) que pode ser de até 24 para o Edifício 1, até 60 para o Edifício 2 e até 132 para o Edifício 3.

Os limites inferior e superior das variáveis de projeto são dados importantes dos problemas de otimização, pois definem o intervalo dentro do qual as variáveis de projeto podem assumir qualquer valor. Nos problemas apresentados, as variáveis de projeto são as constantes de rigidez ( $k_{ADS}$ ) e amortecimento ( $c_{ADS}$ ) de cada ADS e para definir estes limites, foram realizadas algumas simulações considerando o Cenário 1 de cada edifício (1 ADS no topo).

Primeiramente foram definidos valores iguais a zero para o limite inferior e valores muito elevados para o limite superior. Posteriormente foram feitas algumas análises, nas quais foi verificado que o ADS sempre sintonizava no primeiro modo de vibração de cada estrutura, com isso, os limites superiores foram ajustados de modo que, neste cenário, o ADS pudesse sintonizar próximo ao segundo modo de cada estrutura. Os limites obtidos foram utilizados nos demais cenários e tendo em conta que os MADS possuem uma massa menor, com estes limites, eles podem sintonizar em modos mais elevados. A Tabela 6.12 traz os valores utilizados.

Tabela 6.12 - Limites inferior e superior das variáveis de projeto para todos os cenários.

Edifício	Cenários	Limite Inferior		Limite Superior	
		k (N/m)	c (Ns/m)	k (N/m)	c (Ns/m)
01	1,2,3,4	0	0	2000000	12000
02	1,2,3,4	0	0	6000000	50000
03	1,2,3,4	0	0	3000000 <sup>(1)</sup>	40000 <sup>(2)</sup>

Nota: <sup>(1)</sup>No Cenário 4 do Edifício 3, este limite foi modificado para 6 MN/m; <sup>(2)</sup>No Cenário 4 do Edifício 3, este limite foi modificado para 80 kNs/m.



## 6.5 CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO 1

O Edifício 1 apresentou *story drift* maiores que os limites permitidos, segundo o critério de norma aplicado, apenas quando submetido pelo SANE 1, mesmo assim, os cenários de controle serão aplicados aos quatro sismos considerados. No Cenário 1-Otimizado, o sistema de controle é realizado por meio de um único ADS instalado no topo da estrutura, o qual é dimensionado por dois métodos clássicos e de forma otimizada através do WOA.

Para o problema de otimização descrito pela Equação (6.4) foram utilizados 50 agentes de busca e 100 iterações, sendo realizadas três simulações independentes. As curvas de convergência são mostradas na Figura 6.20, onde se pode observar que todas as simulações convergem antes das 20 iterações, mais precisamente na 10<sup>a</sup> para a Simulação 1, na 8<sup>a</sup> para a Simulação 2 e na 6<sup>a</sup> para a Simulação 3.

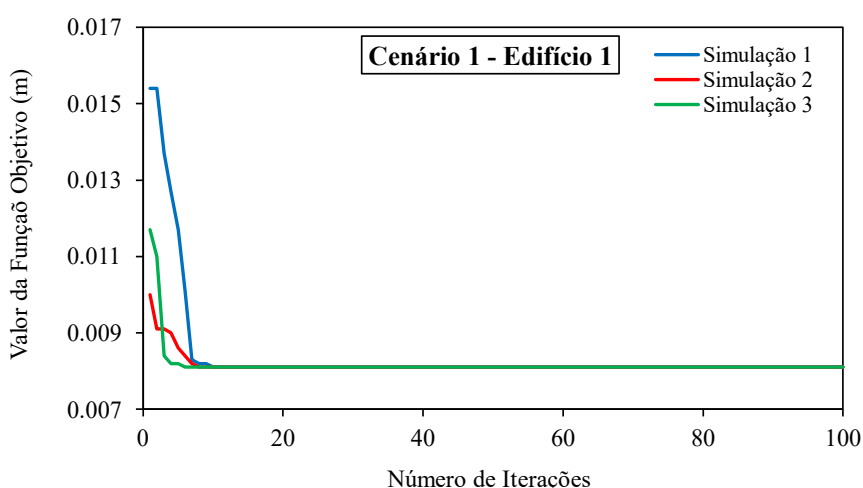


Figura 6.20 - Curva de convergência do Cenário 1-Otimizado do Edifício 1.

Na Tabela 6.13 são apresentados os resultados obtidos para as variáveis de projeto (rigidez e amortecimento do ADS), o valor da função objetivo, o tempo computacional e a frequência dos atenuadores considerando as três simulações realizadas.

Tabela 6.13 - Resultados da otimização do ADS no Cenário 1-Otimizado do Edifício 1

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	$t$ (min)	$k_{ADS}$ (N/m)	$c_{ADS}$ (Ns/m)	$f_{ADS}$ (Hz)
1	100	50	0,0081	5,09	609515	6212	3,5710
2	100	50	0,0081	5,53	609537	6212	3,5710
3	100	50	0,0081	5,18	609558	6209	3,5711

Verifica-se que na Tabela 6.13, a função objetivo apresenta o mesmo valor nas três simulações, sendo assim, foi decidido utilizar os parâmetros resultantes da Simulação 1, a qual apresentou a menor rigidez e menor tempo computacional. Na Tabela 6.14 são apresentados os resultados obtidos para os parâmetros do ADS dimensionados por via otimizada e utilizando as formulações de Den Hartog (1956) e Warburton (1982).

Tabela 6.14 - Parâmetros de projeto do ADS do Edifício 1 dimensionado através da otimização e métodos clássicos.

Método	$m_{ADS}$ (kg)	$k_{ADS}$ (N/m)	$c_{ADS}$ (Ns/m)	$f_{ADS}$ (Hz)
DenHartog (1956)	1211	576744	8171	3,4737
Warburton (1982)	1211	557110	6615	3,4140
Otimizado	1211	609515	6212	3,5710

Analisando os resultados da Tabela 6.14 verifica-se que o valor da rigidez do ADS obtido através da otimização foi maior em relação aos métodos clássicos, entretanto, o amortecimento foi menor. Além disso, a frequência do ADS otimizado está mais próxima da frequência do primeiro modo de vibração do Edifício 1 (3,7102 Hz), que pode fazer com que o dispositivo apresente melhor desempenho em relação aos métodos clássicos.

No Cenário 2, foram instalados quatro atenuadores dispostos horizontalmente no topo, um em cada nó. O problema de otimização foi apresentado na Equação (6.5) e solucionado utilizando-se 50 agentes de busca e 150 iterações, sendo realizadas também três independentes. Na Figura 6.21 são apresentadas as curvas de convergência obtidas, para as quais, a convergência foi obtida na 28ª iteração para a Simulação 1, na 59ª para a Simulação 2 e na 70ª para a Simulação 3.

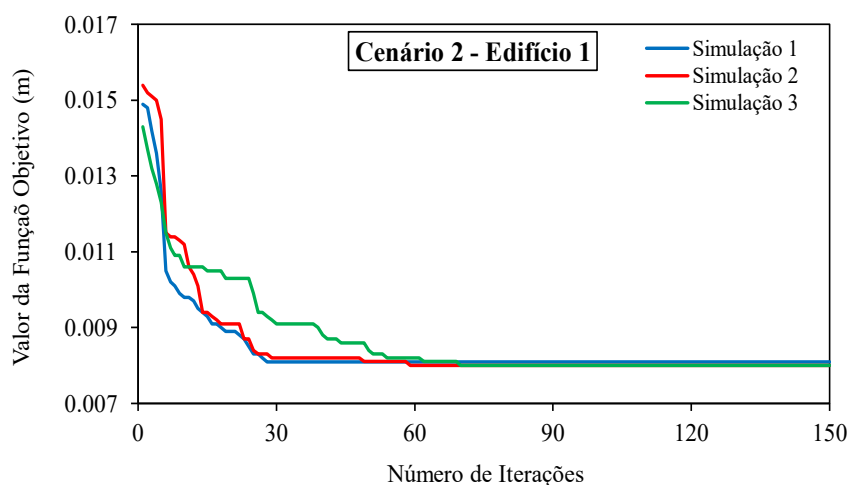


Figura 6.21 - Curva de convergência do Cenário 2 do Edifício 1.

Na Tabela 6.15 são apresentados os resultados da otimização obtidos nas três simulações do Cenário 2, onde verifica-se que nas duas últimas análises a função objetivo apresentou o menor valor, neste caso iguais. Os resultados obtidos para os parâmetros dos MADS deste cenário, considerando as três simulações, são explicitados na Tabela 6.16.

Tabela 6.15 - Resultados da otimização dos MADS do Cenário 2 do Edifício 1

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	t (min)	$N_{ADS}$	Nó
1	150	50	0,0081	7,55	4	25;26;27;28
2	150	50	0,0080	7,67	4	25;26;27;28
3	150	50	0,0080	7,68	4	25;26;27;28

Tabela 6.16 - Parâmetros dos MADS do Cenário 2 do Edifício 1.

Simulação	Nó	$m_d$ (kg)	$k_d$ (N/m)	$c_d$ (Ns/m)	$f_d$ (Hz)
1	25	303	436202	7336	6,0418
	26	303	156855	1312	3,6230
	27	303	133572	655	3,3433
	28	303	171674	741	3,7903
2	25	303	93571	2941	2,7983
	26	303	138287	560	3,4019
	27	303	169870	1909	3,7704
	28	303	169215	789	3,7631
3	25	303	176981	292	3,8485
	26	303	340216	2512	5,3358
	27	303	120527	1417	3,1759
	28	303	131879	1349	3,3221

Analisando a Tabela 6.16 observa-se que os dispositivos tendem a sintonizar na frequência do modo fundamental do Edifício 1. Na Simulação 1 o ADS do nó 25 sintoniza em um valor de frequência maior que a do primeiro modo, contudo, fica ainda na faixa de frequências entre o primeiro e o segundo modo. O mesmo ocorre na Simulação 3, com o ADS do nó 26. Já na Simulação 2, os MADS sintonizam em torno do primeiro modo da estrutura, sendo os resultados desta simulação utilizados no sistema de controle.

No Cenário 3, os MADS foram distribuídos verticalmente ao longo dos andares do edifício, sendo até um por andar. Foram otimizados os parâmetros e também as posições dos dispositivos, conforme explicitado no problema de otimização da Equação (6.6). Para a solução do problema de otimização foram utilizados 50 agentes de busca e 200 iterações. Três

simulações independentes foram realizadas de modo a verificar se os atenuadores se mantinham nas mesmas posições. A Figura 6.22 mostra as três curvas de convergência, onde verifica-se que a convergência ocorreu na 6ª iteração para a Simulação 1, na 8ª para a Simulação 2 e na 7ª para a Simulação 3.

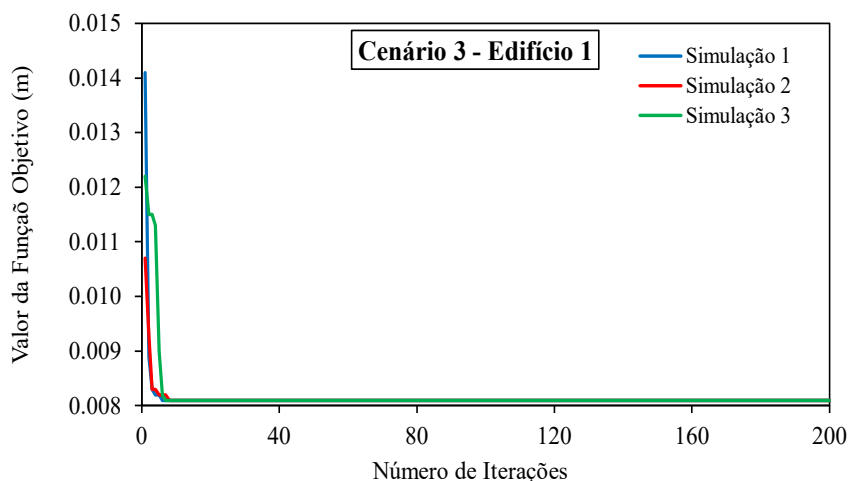


Figura 6.22 - Curva de convergência do Cenário 3 do Edifício 1.

A Tabela 6.17 traz os resultados das avaliações da função objetivo, o tempo computacional e o vetor posição dos MADS, para as três simulações realizadas. Neste cenário, constata-se que a otimização resultou em um único dispositivo instalado no topo do Edifício 1, que corresponde exatamente ao Cenário 1.

Tabela 6.17 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 3 do Edifício 1.

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	$t$ (min)	$n_{ADS}$	$\vec{p}$	Nó
1	200	50	0,0081	11,58	1	[0 0 0 0 0 1]	26
2	200	50	0,0081	11,49	1	[0 0 0 0 0 1]	26
3	200	50	0,0081	11,54	1	[0 0 0 0 0 1]	26

Na Tabela 6.18 têm-se os resultados dos parâmetros para o ADS simples resultante do processo de otimização, na qual, observa-se que a função objetivo e os parâmetros também são bastante semelhantes aos valores encontrados no Cenário 1-Otimizado. Isso pode ter ocorrido devido disposição dos atenuadores, pois os MADS só poderiam se posicionar nos nós da segunda prumada de pilares da estrutura (nós 6, 10, 14, 18, 22 e 26) e o nó do topo (nó 26), foi justamente onde se posicionou o ADS simples no Cenário 1. Neste caso, se o primeiro cenário foi o melhor, o algoritmo convergiu para esta solução. Para o valor da função objetivo, observa-se que este é exatamente o mesmo nas três simulações, sendo assim, os

decidiu-se utilizar os resultados da Simulação 1, pois foi o que resultou no menor valor de rigidez do ADS.

Tabela 6.18 - Parâmetros do ADS simples resultante para o Cenário 3 do Edifício 1.

Simulação	Nó	$m_{ADS}$ (kg)	$k_{ADS}$ (N/m)	$c_{ADS}$ (Ns/m)	$f_{ADS}$ (Hz)
1	26	1211	609537	6212	3,5710
2	26	1211	609539	6212	3,5710
3	26	1211	609545	6212	3,5711

E finalmente, no Cenário 4, onde os MADS são dispostos no plano da estrutura, sendo até um por nó, otimiza-se os parâmetros e posições dos dispositivos, tendo como base também a Equação (6.6). Na solução do problema de otimização, foram utilizados 150 agentes de busca e 400 iterações em cada uma das três simulações realizadas. As curvas de convergência são apresentadas na Figura 6.23, na qual, para a Simulação 1 a convergência ocorreu na 144ª iteração, para Simulação 2 na 51ª iteração e para a Simulação 3, ocorreu na 95ª iteração.

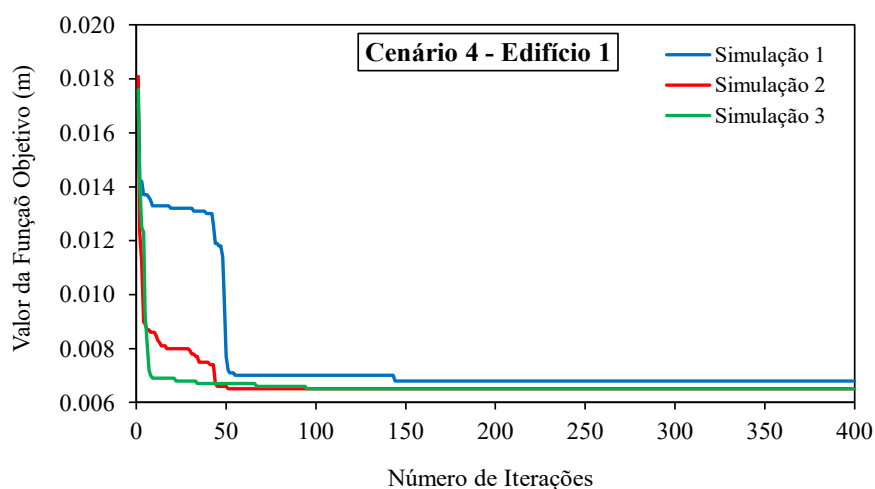


Figura 6.23 - Curva de convergência do Cenário 4 do Edifício 1.

Os resultados obtidos para as avaliações da função objetivo, o tempo computacional, número e posições dos MADS resultantes, são apresentados na Tabela 6.19. O vetor posição não é apresentado devido ao seu comprimento, pois o mesmo possui 132 posições, tornando inviável sua representação na tabela, contudo, para uma melhor visualização da posição dos MADS no plano do Edifício 1, apresenta-se a Figura 6.24, onde os nós dos dispositivos são destacados (em vermelho) com a indicação do ADS resultante naquela posição.

Tabela 6.19 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 4 do Edifício 1.

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	t (min)	$n_{ADS}$	Nó
1	400	150	0,068	74,38	2	17;27
2	400	150	0,065	79,23	2	17;27
3	400	150	0,065	80,33	2	17;27

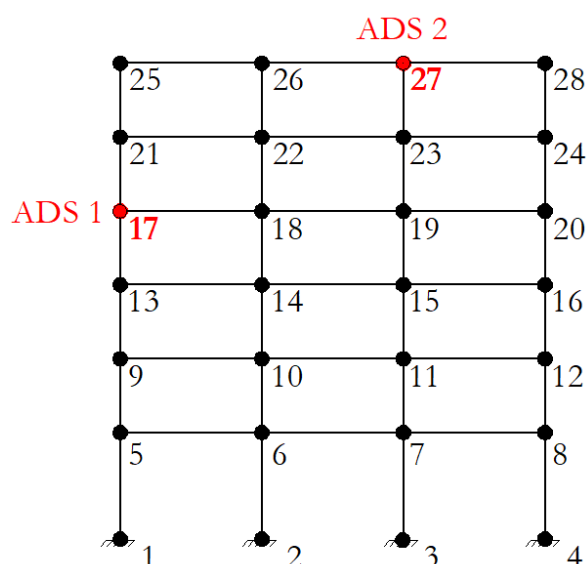


Figura 6.24 - Posições dos MADS do Cenário 4 no plano do Edifício 1.

Analisando a Tabela 6.19 observa-se que a otimização resultou em dois ADS e que nas Simulações 2 e 3, a função objetivo apresentou os menores valores, contudo, na Simulação 2 obteve-se o menor tempo computacional, sendo portanto, os seus resultados utilizados no sistema de controle deste cenário, cujos parâmetros dos dois ADS são mostrados na Tabela 6.20.

Tabela 6.20 - Parâmetros dos MADS resultantes para o Cenário 4 do Edifício 1.

Simulação	Nó	$m_d$ (kg)	$k_d$ (N/m)	$c_d$ (Ns/m)	$f_d$ (Hz)
1	17;27	605; 605	354171; 271509	871; 660	3,8496; 3,3706
2	17;27	605; 605	355792; 273276	782; 765	3,8584; 3,3815
3	17;27	605; 605	355951; 272857	718; 756	3,8593; 3,3789

Uma vez dimensionados os parâmetros e posições dos atenuadores para cada cenário de controle, prossegue-se à obtenção da nova resposta do Edifício 1 para as quatro excitações sísmicas apresentadas considerando agora, a instalação dos dispositivos. No caso deste edifício, foi verificado que os três sismos reais não ocasionaram *story drift* maiores que os limites impostos para cada andar, contudo, quando a estrutura foi submetida ao sismo

artificial não-estacionário (SANE 1), constatou-se que os quatro primeiros andares apresentaram valores de *story drift* bem maiores que os permitidos, necessitando assim, do sistema de controle. Desta forma, os quatro cenários foram aplicados e as respostas avaliadas para cada sismo.

Os máximos *story drift* para cada andar do Edifício 1, bem como as reduções em termos de porcentagem, considerando as quatro excitações sísmicas e cenários de controle, são apresentados na Figura 6.25. Nesta figura, observa-se que para o Sismo 1 o Cenário 1-Otimizado, Cenário 2 e Cenário 3 apresentaram desempenho semelhante, conforme ilustrado pelas curvas de *story drift* quase que totalmente sobrepostas, entretanto, considerando apenas este conjunto, verifica-se que o Cenário 1-Otimizado e Cenário 3 mostram-se como os melhores, com desempenho iguais visto que o Cenário 3 resultou no Cenário 1 (1 ADS no topo), apresentando reduções um pouco maiores, como se observam nas curvas de reduções. Quanto aos dois métodos clássicos do Cenário 1, verifica-se que estes apresentam reduções próximas aos valores dos Cenários 2 e 3. Contudo, no geral, o Cenário 4 é sem dúvidas o que apresenta melhor desempenho para este sismo, pois sua curva de *story drift* contém os menores valores para cada andar e isso pode ser comprovado pela curva de reduções, onde no 1º andar (andar crítico) chega a 39,84%. Além disso, para este sismo, todos os cenários de controle propostos mantêm a estrutura dentro dos critérios de *story drift* impostos.

Para o Sismo 2, verifica-se que o Cenário 1-Otimizado e o Cenário 3 apresentam melhor desempenho nos andares mais baixos, com uma redução de 32,88% no andar crítico. No 3º e 4º andares, os Cenários 1-Otimizado, Cenário 3 e Cenário 4 apresentam as mesmas reduções, sendo que a partir do 5º andar o Cenário 4 mostra reduções mais expressivas. Para os métodos clássicos do Cenário 1, observa-se que estes tiveram baixas reduções, sobretudo nos andares inferiores (abaixo de 30%) e no topo (menos de 20%). Tomando a maior redução do andar crítico como critério de escolha para o melhor cenário de controle para esta excitação, o Cenário 1-Otimizado e Cenário 3 são os melhores. No geral, todos os cenários para o Sismo 2 também conseguem manter a estrutura dentro dos limites de *story drift*.

Para os resultados do Sismo 3, observa-se uma sobreposição das curvas dos dois métodos clássicos do Cenário 1 e das curvas do Cenário 2 e Cenário 3, indicando desempenho semelhantes, como se constata nas curvas de reduções. Para este sismo, o Cenário 4 apresenta as maiores reduções, sendo a maior delas no 5º andar que corresponde a 30,77%, e para o

andar crítico a redução foi de 18,31%, o que indica que este cenário pode ser considerado como o melhor. Novamente, para esta excitação, todos os cenários de controle são eficientes em manter a estrutura dentro dos limites de *story drift* exigidos.

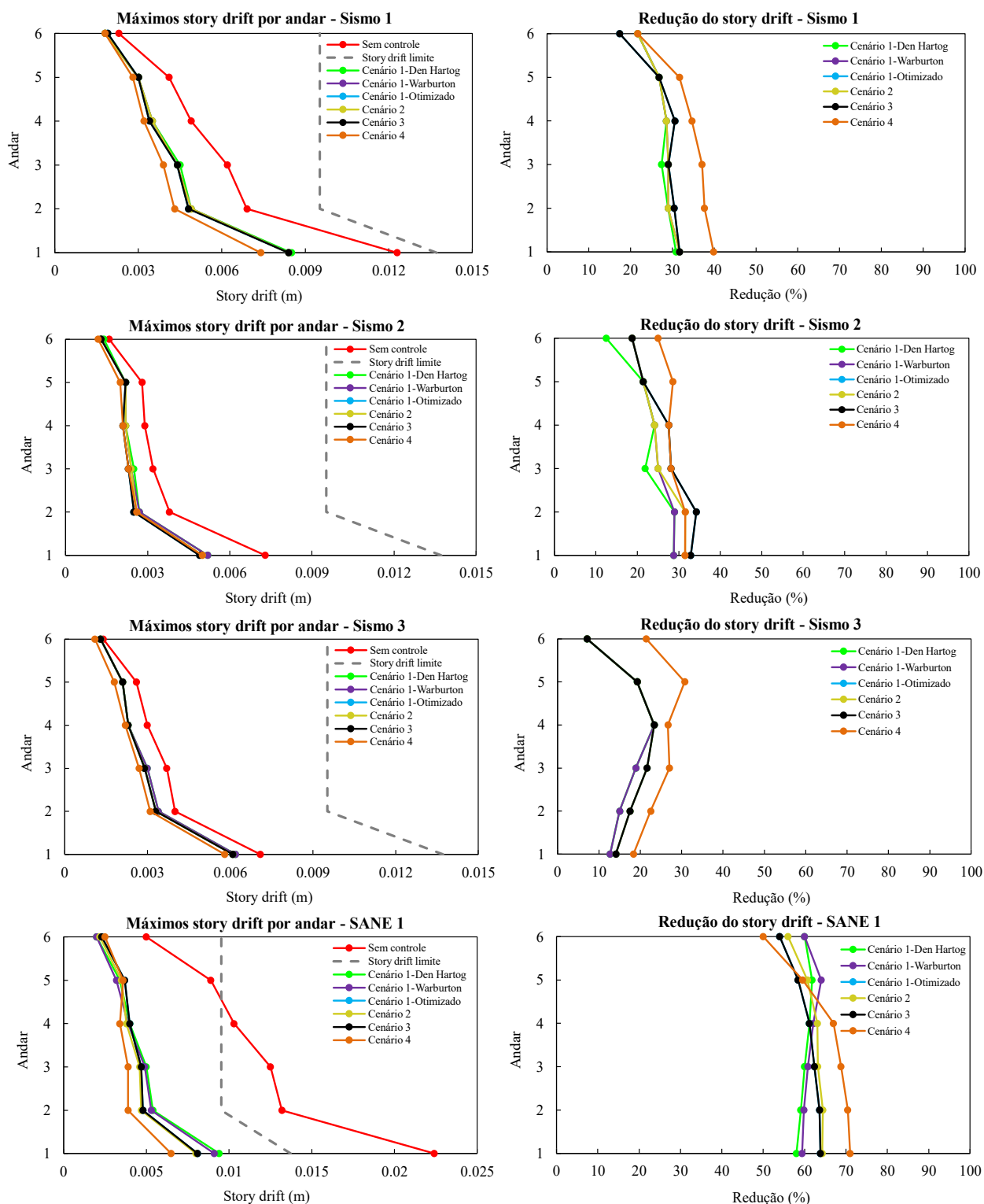


Figura 6.25 - Máximos *story drift* e porcentagens de reduções para cada andar do Edifício 1 devido aos quatro sismos aplicados.



Por fim, para o pior caso de carregamento, o SANE 1 que é o sismo artificial não-estacionário com frequência de excitação igual a frequência do modo fundamental da estrutura, conforme mostrado na Figura 6.25, observa-se que os cenários otimizados são mais eficientes até o 4º andar, com reduções entre 60% e 71%, onde para o andar crítico a redução chega a 70,98% com o Cenário 4. Os métodos clássicos do Cenário 1 mostram as menores reduções até o 3º andar e a partir do 4º andar os valores passam a ser próximos aos dos cenários otimizados, sendo que nos dois últimos andares, apresentam valores mais elevados, sobretudo no topo com 60% de redução. Considerando as maiores reduções no maior número de andares, onde o crítico também está inserido, constata-se que o Cenário 4 seria o mais eficiente, pois até o 4º andar as porcentagens de redução são as maiores dentre todos os cenários considerados. De maneira geral, verifica-se que, para o SANE 1, todos os cenários de controle conseguiram adequar a estrutura aos limites de *story drift* adotados.

Para a resposta em termos dos deslocamentos no topo da edificação, considerando os quatro sismos e os quatro cenários de controle, tem-se os resultados ilustrados na Figura 6.26, na qual pode-se observar as reduções com mais clareza.

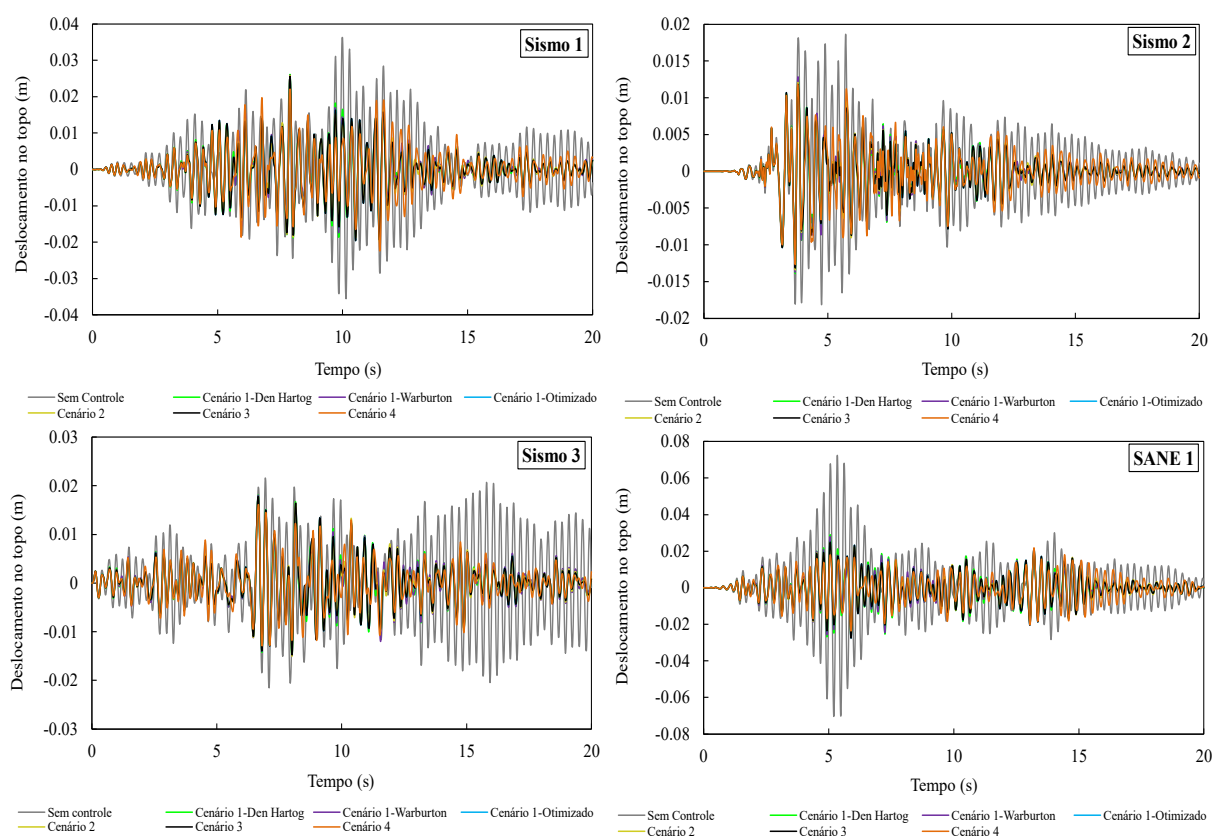


Figura 6.26 - Deslocamento no topo do Edifício 1 para os quatro sismos e cenários de controle.

Na Figura 6.27 é apresentado um comparativo dos resultados para o *story drift* do 1º andar do Edifício 1, considerado o andar crítico, o qual foi tido como função objetivo nas otimizações realizadas.

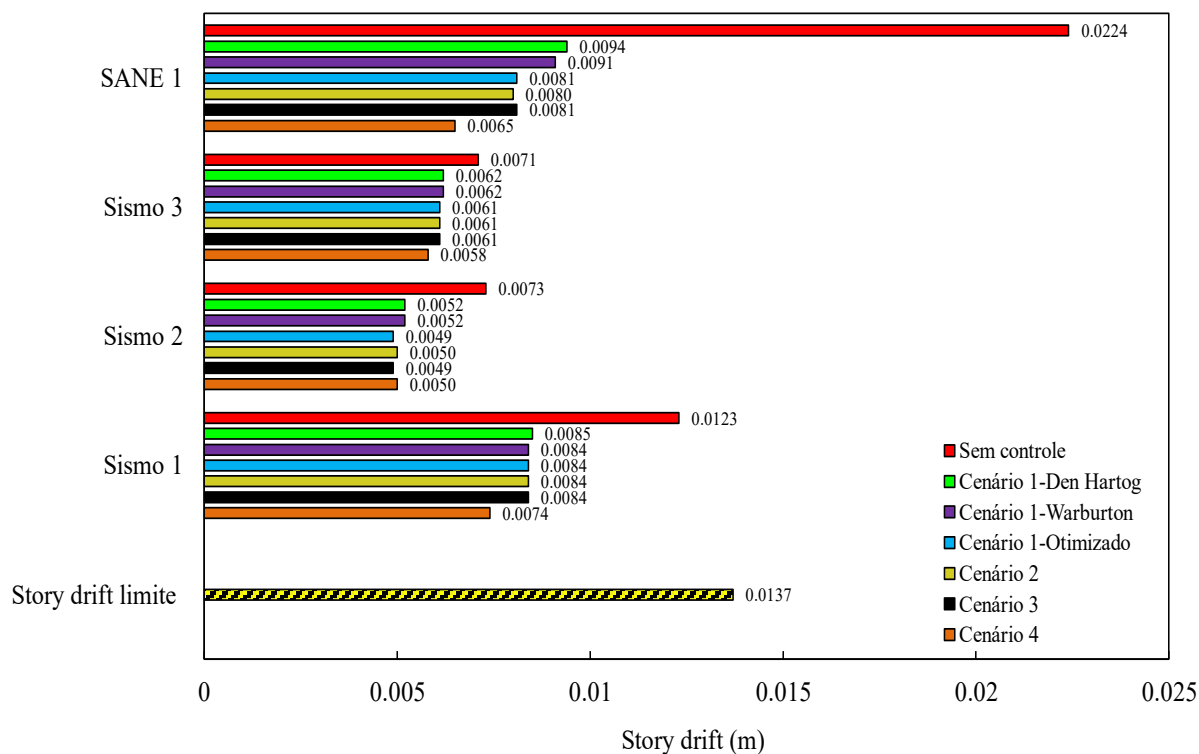


Figura 6.27 - Comparativo dos máximos *story drift* do andar crítico (1º andar) do Edifício 1 para os quatro sismos considerados.

Analisando a Figura 6.27 verifica-se que o Cenário 4 apresenta os menores valores de *story drift* para o Sismo 1 (0,0074 m), Sismo 3 (0,0058 m) e SANE 1 (0,0065 m). Já para o Sismo 2, o Cenário 1-Otimizado e Cenário 3, que são iguais, causaram os menores valores (0,0049 m). A partir destes resultados, e também dos resultados ilustrados na Figura 6.25, pode-se inferir que, para este edifício, todos os cenários de controle mostram-se eficientes em adequar a estrutura aos limites de *story drift* e o Cenário 4 certamente forneceria as melhores reduções, entretanto, tendo em conta que neste cenário são necessários dois ADS, e no Cenário 1-Otimizado e Cenário 3 (que também são eficientes em adequar a edificação ao critério imposto) necessita-se de apenas 1 único dispositivo, a escolha mais viável, em termos de possível economia com instalação e manutenção, leva ao Cenário 1- Otimizado ou Cenário 3.

## 6.6 CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO 2

Conforme verificado anteriormente, o Edifício 2 apresentou valores de *story drift* maiores que os limites impostos para as quatro excitações sísmicas, portanto, implementar sistema de controle de vibrações faz-se extremamente necessário. Para o Cenário 1-Otimizado a solução foi obtida 50 agentes de busca e 100 iterações, sendo realizadas três simulações independentes para confirmar os resultados. As curvas de convergência são ilustradas pela Figura 6.28, onde a convergência da Simulação 1 ocorreu na 7ª iteração, da Simulação 2 na 37ª iteração e para a Simulação 3 na 10ª iteração.

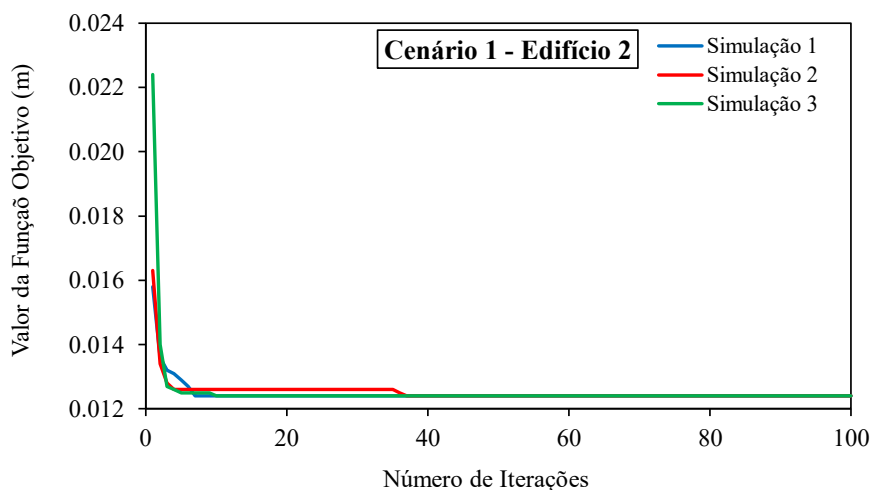


Figura 6.28 - Curva de convergência do Cenário 1-Otimizado do Edifício 2.

Os resultados obtidos para os parâmetros de projeto do ADS, o valor da função objetivo, o tempo computacional e a frequência do dispositivo, são apresentados na Tabela 6.21, enquanto que a Tabela 6.22 mostra a comparação dos resultados dos parâmetros calculados através dos métodos clássicos e do método otimizado, onde neste caso, para os parâmetros otimizados, foram considerados os valores da Simulação 1, a qual apresentou a menor rigidez dentre as três simulações realizadas.

Tabela 6.21- Resultados da otimização do ADS no Cenário 1-Otimizado do Edifício 2.

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	$t$ (min)	$k_{ADS}$ (N/m)	$c_{ADS}$ (Ns/m)	$f_{ADS}$ (Hz)
1	100	50	0,0124	13,67	1572129	36620	2,4353
2	100	50	0,0124	13,46	1612553	34821	2,4664
3	100	50	0,0124	13,38	1625733	34117	2,4764

Tabela 6.22 - Parâmetros de projeto do ADS do Edifício 2 dimensionado através da otimização e métodos clássicos.

Método	$m_{ADS}$ (kg)	$k_{ADS}$ (N/m)	$c_{ADS}$ (Ns/m)	$f_{ADS}$ (Hz)
Den Hartog (1956)	6715	1387476	32474	2,2878
Warburton (1982)	6715	1330854	26243	2,2406
Otimizado	6715	1572129	36620	2,4353

Com base nos resultados da Tabela 6.22, observa-se que os parâmetros do ADS simples obtidos na otimização são um pouco maiores que os obtidos pelos métodos clássicos, entretanto, o dispositivo otimizado sintoniza mais próximo do modo fundamental da estrutura (2,4547 Hz) e como será mostrado no decorrer desta seção, apresentará melhores resultados em relação aos métodos clássicos.

No Cenário 2, o problema de otimização foi solucionado com 50 agentes de busca e 150 iterações, para cada uma das três simulações. Na Figura 6.29 são apresentadas as curvas de convergência, para as quais obteve-se que a solução final foi obtida na 55ª iteração para a Simulação 1, na 37ª para a Simulação 2 e na 39ª para a Simulação 3. Os resultados referentes as avaliações da função objetivo e tempo computacional são explicitados na Tabela 6.23.

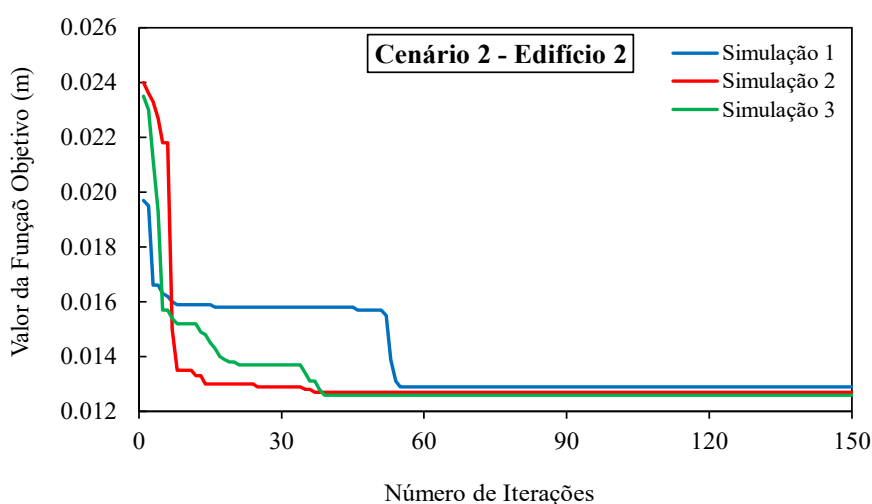


Figura 6.29- Curva de convergência do Cenário 2 do Edifício 2.

Tabela 6.23 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 2 do Edifício 2.

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	t (min)	$N_{ADS}$	Nó
1	150	50	0,0129	19,55	6	61;62;63;64;65;66
2	150	50	0,0127	21,53	6	61;62;63;64;65;66
3	150	50	0,0126	19,59	6	61;62;63;64;65;66

Analisando a Tabela 6.23, verifica-se que na terceira simulação foi obtido o menor valor da função objetivo, portanto, seus resultados serão utilizados na implementação do sistema de controle.

Na Tabela 6.24, têm-se os resultados dos parâmetros dos MADS, onde se pode observar que para a Simulação 3, os dispositivos dos nós 61, 63 e 65, sintonizam próximo ao primeiro modo de vibração da estrutura, já os demais, sintonizam numa frequência inferior, sendo que o atenuador do nó 66 apresenta a menor frequência dentre os seis dispositivos. Nas demais simulações, alguns dispositivos também sintonizam em frequência inferior à do modo fundamental da estrutura, sendo que a Simulação 1 apresenta três atenuadores com frequências menores que 1Hz, ou seja, mau sintonizados, fato que se reflete no valor da função objetivo. A Simulação 2, apesar de apresentar mais dispositivos sintonizados ao redor do primeiro modo, o valor de sua função objetivo ainda é um pouco maior que o da Simulação 3, por isso, seus resultados não foram utilizados.

Tabela 6.24 - Parâmetros dos MADS do Cenário 2 do Edifício 2.

<b>Simulação</b>	<b>Nó</b>	<b><math>m_d</math> (kg)</b>	<b><math>k_d</math> (N/m)</b>	<b><math>c_d</math> (Ns/m)</b>	<b><math>f_d</math> (Hz)</b>
1	61	1119	25005	29	0,7523
	62	1119	6011	1220	0,3689
	63	1119	1509	1656	0,1848
	64	1119	275371	1454	2,4965
	65	1119	154517	2887	1,8701
	66	1119	282226	1204	2,5274
2	61	1119	85555	472	1,3916
	62	1119	307375	279	2,6376
	63	1119	229514	2345	2,2792
	64	1119	7720	3360	0,4180
	65	1119	209005	2215	2,1750
	66	1119	238677	1850	2,3243
3	61	1119	286407	152	2,5461
	62	1119	60444	3604	1,1696
	63	1119	323569	4583	2,7062
	64	1119	93753	8479	1,4567
	65	1119	234502	2489	2,3038
	66	1119	33666	144	0,8729

No Cenário 3, foram utilizados 100 agentes de busca e 300 iterações em cada simulação realizada. As curvas de deste cenário podem ser observadas na Figura 6.30, na qual a convergência do problema foi obtida na 26ª iteração para a Simulação 1, na 99ª na Simulação 2 e na 34ª na Simulação 3.

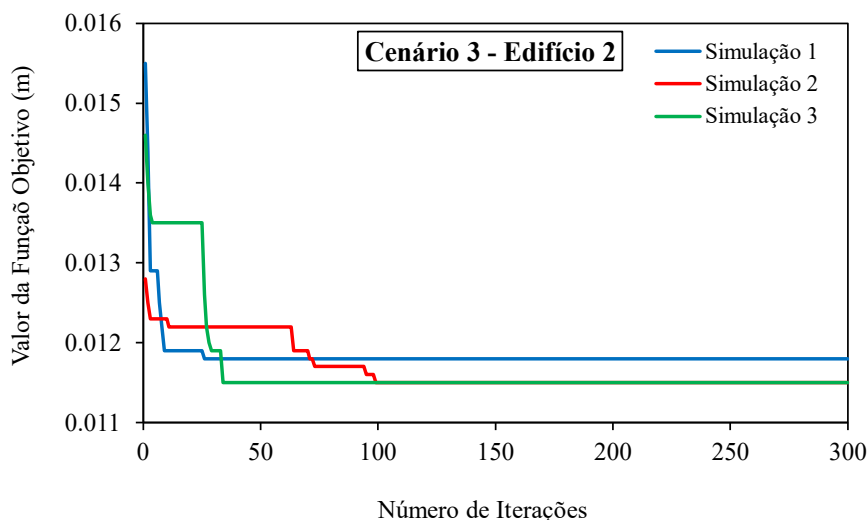


Figura 6.30 - Curva de convergência do Cenário 3 do Edifício 2.

A Tabela 6.25 traz os resultados das avaliações da função objetivo, tempo computacional e o vetor posição dos MADS, onde verifica-se que são necessários dois atenuadores sendo um no 6º e outro no 10º andar, nos nós 39 e 63, respectivamente.

Tabela 6.25 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 3 do Edifício 2.

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	t (min)	$n_{ADS}$	$\vec{p}$	Nó
1	300	100	0,0118	82,82	2	[0 0 0 0 0 1 0 0 0 1]	39;63
2	300	100	0,0115	81,79	2	[0 0 0 0 0 1 0 0 0 1]	39;63
3	300	100	0,0115	80,37	2	[0 0 0 0 0 1 0 0 0 1]	39;63

Analisando a Tabela 6.25 constata-se que a função objetivo apresentou seu menor valor nas Simulações 2 e 3, neste caso, valores iguais. Entretanto, na Simulação 3 obteve-se menor tempo computacional, com isso, seus resultados utilizados nos parâmetros de projeto dos atenuadores, os quais são apresentados na Tabela 6.26, onde verifica-se que os dispositivos tendem a sintonizar próximo ao modo fundamental da estrutura.

Tabela 6.26 - Parâmetros dos MADS resultantes para o Cenário 3 do Edifício 2.

Simulação	Nó	$m_d$ (kg)	$k_d$ (N/m)	$c_d$ (Ns/m)	$f_d$ (Hz)
1	39;63	3357; 3357	587260; 847915	4685; 8127	2,1049; 2,5293
2	39;63	3357; 3357	570925; 847183	4993; 8971	2,0754; 2,5282
3	39;63	3357; 3357	568589; 848254	5069; 8524	2,0712; 2,5298

Por fim, para o Cenário 4, a solução do problema de otimização foi obtida com 300 agentes de busca e 700 iterações para cada uma das três simulações realizadas. As curvas de convergência deste cenário são ilustradas pela Figura 6.31, onde se observa que a convergência da Simulação 1 ocorreu na 373ª iteração, da Simulação 2 na 469ª iteração e da Simulação 3 na 392ª iteração.

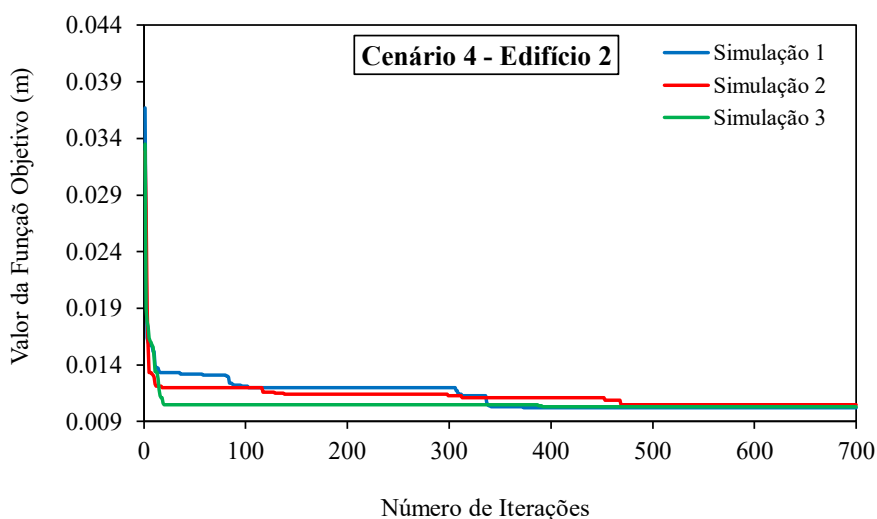


Figura 6.31 - Curva de convergência do Cenário 4 do Edifício 2.

Na Tabela 6.27 são explicitados os resultados da função objetivo, o tempo computacional, o número e posições (nós) dos MADS resultantes, onde é possível observar que a Simulação 1 apresentou o menor valor da função objetivo, portanto, seus resultados serão utilizados no sistema de controle.

Tabela 6.27 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 4 do Edifício 2.

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	t (min)	$n_{ADS}$	Nó
1	700	300	0,0102	542,35	3	53;54;55
2	700	300	0,0105	533,52	3	53;54;55
3	700	300	0,0103	540,23	3	53;54;55

Como já explicado neste cenário, a otimização dos parâmetros e posições dos MADS resultou em 3 ADS a serem instalados nos nós 53, 54 e 55. Desta forma, para uma melhor visualização das posições destes dispositivos na estrutura, tem-se a Figura 6.32.

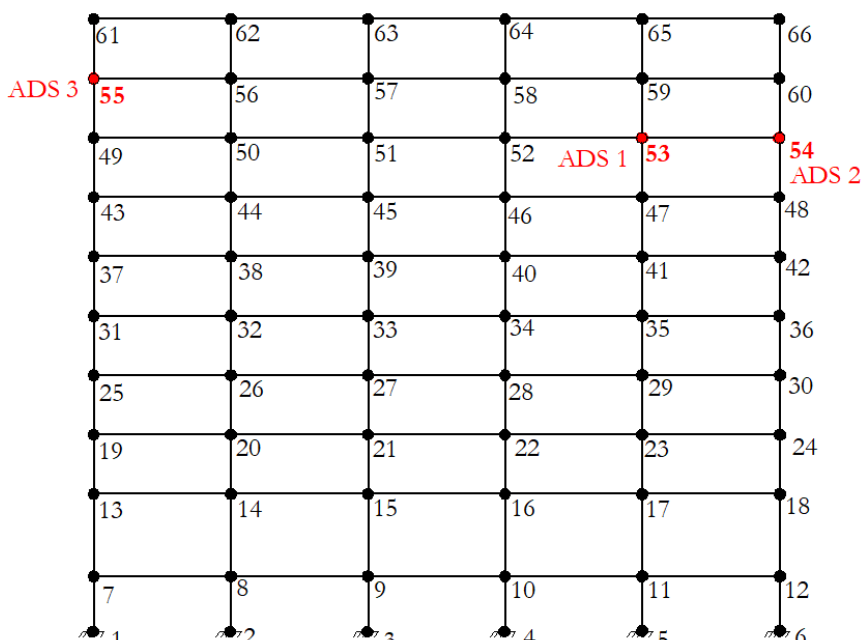


Figura 6.32 - Posições dos MADS do Cenário 4 no plano do Edifício 2.

Os parâmetros dos 3 atenuadores resultantes para este cenário são apresentados na Tabela 6.28, onde observa-se que nas três simulações os dispositivos sintonizam próximos à frequência fundamental do edifício.

Tabela 6.28 - Parâmetros dos MADS resultantes para o Cenário 4 do Edifício 1.

Simulação	Nó	$m_d$ (kg)	$k_d$ (N/m)	$c_d$ (Ns/m)	$f_d$ (Hz)
1	53;54;55	2238; 2238; 2238	384191; 535605; 619470	2295; 361; 3443	2,0873; 2,4620; 2,6477
2	53;54;55	2238; 2238; 2238	387401; 525800; 618299	2151; 1325; 4164	2,0938; 2,4394; 2,6452
3	53;54;55	2238; 2238; 2238	395706; 533172; 642561	2373; 810; 3130	2,1162; 2,4564; 2,6966

De posse dos resultados dos quatro cenários de controle, calculou-se novamente a resposta da estrutura para cada sismo considerado. Os resultados em termos dos máximos *story drift* para cada andar e suas respectivas reduções, são apresentados na Figura 6.33, onde no caso do Sismo 1, verifica-se que o Cenário 1-Otimizado apresenta as maiores reduções até o 6º andar, pois no 7º e 8º andares nota-se uma pequena queda, a qual dá destaque ao método de Den



Hartog (1956) do Cenário 1, retornando à maiores reduções nos dois últimos andares. No andar crítico (2º andar), o Cenário 1-Otimizado também apresenta a maior redução, que correspondeu a 55,61%, já para os dois métodos clássicos do Cenário 1, observa-se que estes mostram melhor desempenho em relação aos Cenários 2, 3 e 4, sendo que no Cenário 2 verificam-se as menores reduções, sobretudo entre o 2º e 9º andares que ficam na faixa de 30% a 48%. Contudo, de maneira geral, para este sismo, constata-se que todos os cenários propostos são eficientes em reduzir o *story drift* e adequar a estrutura aos limites impostos, e quando se analisa o maior número de andares com as maiores reduções, tendo em conta também o andar crítico, o Cenário 1-Otimizado pode ser considerado o melhor.

Para os resultados do Sismo 2, observa-se que até o 5º andar todos os cenários apresentam valores de reduções próximas, variando de 58% a 63%, sendo que o Cenário 4 mostra a maior redução para andar crítico, que corresponde a 60,19%. Do 6º ao 8º andar os métodos clássicos do Cenário 1 têm maiores reduções. E no topo, a maior redução é obtida com o Cenário 4 (45,24%). No geral, para esta excitação, verifica-se que novamente todos os cenários são capazes de proporcionar boas reduções do *story drift* e adequar a estrutura aos limites impostos. Quando se analisa o andar crítico, pode-se constatar que o Cenário 4 é o mais eficiente.

Quanto ao Sismo 3, é possível observar que Cenário 2 gerou as menores reduções em quase todos os andares, a única exceção é o topo, onde o Cenário 1-Otimizado foi o que apresentou a menor redução. Para o andar crítico, a maior redução foi obtida com o método de Den Hartog (1956) do Cenário 1, a qual correspondeu a 49,56%, além disso, do 3º ao 8º andar observa-se que os métodos clássicos são mais eficientes. Analisando a estrutura quanto aos limites de *story drift* constata-se que todos os cenários propostos também foram eficientes em adequar a edificação dentro dos limites impostos, mesmo no Cenário 2 onde o valor reduzido do *story drift* do andar crítico (0,0134 m) ficou bem próximo do limite (0,0137 m). De maneira geral, para este sismo, o método de Den Hartog (1956) do Cenário 1, poderia ser classificado como o melhor cenário de controle devido sobretudo, a maior redução obtida para o andar crítico.

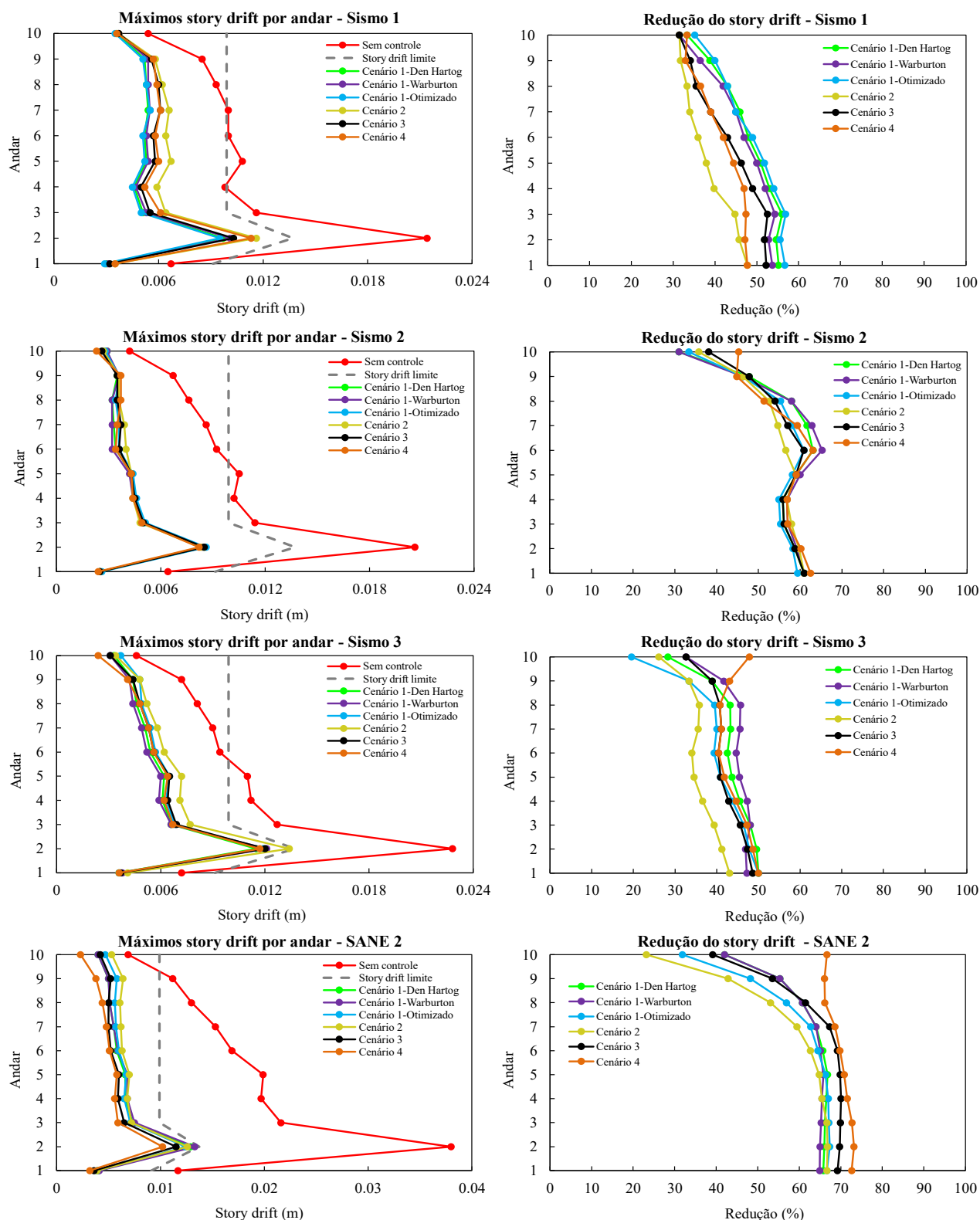


Figura 6.33 - Máximos *story drift* e porcentagens de reduções para cada andar do Edifício 2 devido aos quatro sismos aplicados.

E para o SANE 2, o pior caso de carga, de acordo com a Figura 6.33 pode-se observar que o Cenário 4 apresenta as maiores reduções em todos os andares, sendo que no andar crítico

corresponde a 73,16%. Contudo, o Cenário 3 também apresenta boas reduções, sendo mais eficiente do que todos os métodos do Cenário 1 e Cenário 2 do 1º ao 8º andar. Considerando os métodos clássicos do Cenário 1, verifica-se que até o 7º andar estes apresentam reduções próximas ao Cenário 1-Otimizado e ao Cenário 2, portanto, são também eficientes. Desta forma, tem-se que para o SANE 2, todos os cenários de controle são novamente capazes de adequar a edificação aos limites de *story drift* e ainda, o Cenário 4 pode ser considerado como o melhor cenário.

A resposta em termos dos deslocamentos no topo do Edifício 2, para os quatro sismos e cenários de controle, são apresentadas na Figura 6.34, onde se observa que todos os cenários de controle geraram boas reduções.

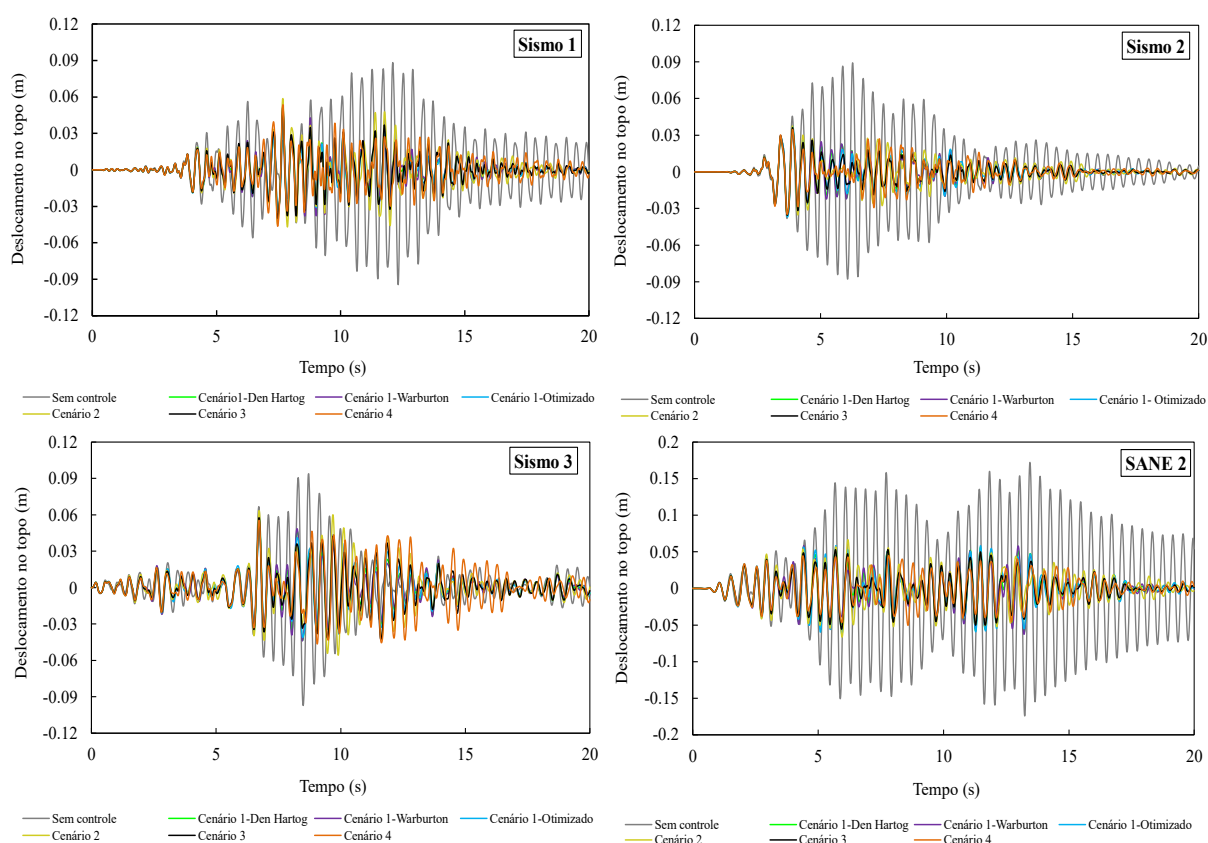


Figura 6.34 - Deslocamento no topo do Edifício 2 para os quatro sismos e cenários de controle.

Um comparativo dos máximos *story drift* do 2º andar do Edifício 2, considerando os quatro sismos e cenários de controle, é mostrado na Figura 6.35. Nesta figura, consta-se que para o Sismo 1, o Cenário 1-Otimizado apresentou o menor valor de *story drift* (0,0095 m). Para o

Sismo 2, o menor valor foi obtido com o Cenário 4 (0,0082 m). Para o Sismo 3, o Cenário 1-Den Hartog foi o que resultou o menor valor (0,0115 m). E para o SANE 2, o Cenário 4 gerou o menor valor de *story drift* (0,0102 m).

Neste contexto, analisando-se os resultados dos quatro cenários de controle para as quatro excitações sísmicas, verifica-se que todos estes conseguem controlar a estrutura e adequá-la ao critério de *story drift* adotado. Tendo em conta o número de dispositivos de controle, bem como a sua localização no edifício, constata-se que o Cenário 1-Otimizado, que necessita de apenas um único ADS, mostra-se como a melhor alternativa em termos de economia com instalação e manutenção.

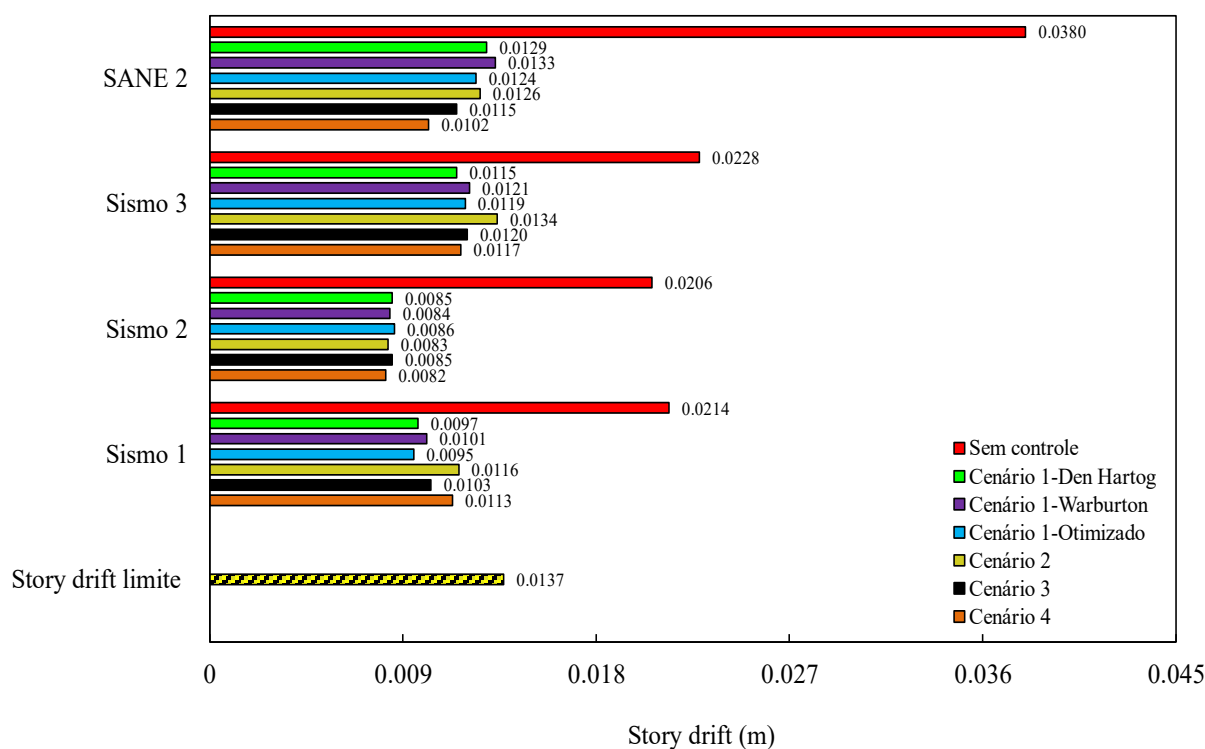


Figura 6.35 - Comparativo dos máximos *story drift* do andar crítico (2º andar) do Edifício 2 para os quatro sismos considerados.

## 6.7 CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO 3

Para o Edifício 3 foi verificado que o Sismo 3 e o SANE 3 ocasionaram *story drift* que excederam os valores limites adotados, portanto, a implementação de um sistema de controle de vibrações faz-se necessário. Desta forma, o primeiro cenário a ser proposto foi o Cenário 1

com um ADS dimensionado pelos dois métodos clássicos já explicitados e através da otimização utilizando o WOA.

Para a Cenário 1-Otimizado, a solução do problema foi obtida com 50 agentes de busca e 100 iterações para cada uma das três simulações realizadas. Na Figura 6.36 são apresentadas as três curvas e convergência, para as quais a Simulação 1 convergiu na 14ª iteração, a Simulação 2 na 16ª iteração e para Simulação 3, a convergência foi obtida na 11ª iteração.

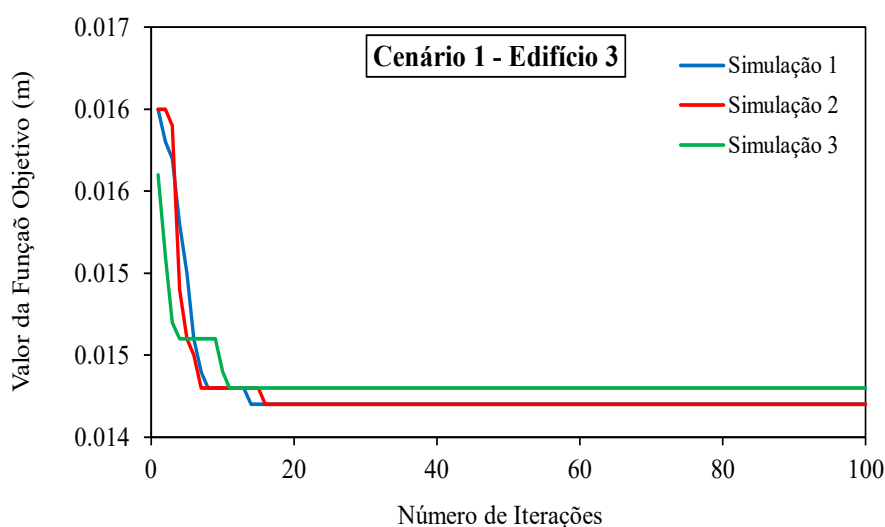


Figura 6.36 - Curva de convergência do Cenário 1-Otimizado do Edifício 3.

Na Tabela 6.29 são apresentados os resultados obtidos para as três simulações do Cenário 1-Otimizado, onde nas duas primeiras a função objetivo resultou nos mesmos valores, sendo que os resultados da Simulação 1 foram utilizados para definir os parâmetros de projeto do ADS simples, pois em comparação com a Simulação 2, esta apresentou menor tempo computacional e menores valores dos parâmetros.

Tabela 6.29 - Resultados da otimização do ADS no Cenário 1-Otimizado do Edifício 3.

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	$t$ (min)	$k_{ADS}$ (N/m)	$c_{ADS}$ (Ns/m)	$f_{ADS}$ (Hz)
1	100	50	0,0142	32,38	799812	25442	1,5774
2	100	50	0,0142	32,62	800407	25514	1,5780
3	100	50	0,0143	32,02	806190	26001	1,5837

A Tabela 6.30 traz os valores dos parâmetros do ADS do Cenário 1 calculados pelos métodos clássicos e otimizado. Analisando esta tabela, verifica-se que o método otimizado resultou em

valores mais elevados para os parâmetros do dispositivo, o que contribuiu para que o atenuador sintonizasse em uma frequência pouco maior do que a frequência fundamental do Edifício 3. Além disso, observa-se que na Tabela 6.29 o valor da função objetivo, que é a minimização do máximo *story drift* andar crítico (3º andar), ainda é superior ao limite imposto, portanto, este cenário já não é eficiente para adequar a estrutura ao critério de *story drift* adotado.

Tabela 6.30 - Parâmetros de projeto do ADS do Edifício 3 dimensionado através da otimização e métodos clássicos.

Método	$m_{ADS}$ (kg)	$k_{ADS}$ (N/m)	$c_{ADS}$ (Ns/m)	$f_{ADS}$ (Hz)
Den Hartog (1956)	8142	547871	23295	1,3055
Warburton (1982)	8142	523694	18809	1,2764
Otimizado	8142	799812	25442	1,5774

Prosseguindo com as otimizações, tem-se agora o Cenário 2, o qual foi solucionado com 50 agentes de busca e 200 iterações, sendo realizadas também três simulações. Na Figura 6.37 são apresentadas as curvas de convergência obtidas, onde para a Simulação 1, a convergência foi verificada na 60ª iteração, para a Simulação 2 na 87ª iteração e para a Simulação 3 na 18ª iteração.

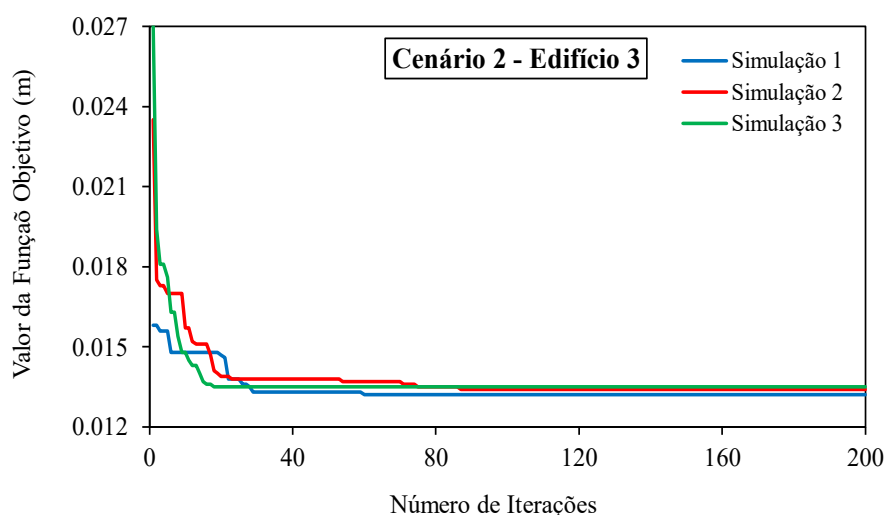


Figura 6.37 - Curva de convergência do Cenário 2 do Edifício 3.

Os resultados das avaliações da função objetivo e tempo computacional são ilustrados na Tabela 6.31, na qual observa-se que o menor valor da função objetivo foi encontrado na Simulação 1, sendo assim, seus resultados serão utilizados nos parâmetros dos MADS do sistema de controle.

Tabela 6.31 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 2 do Edifício 3.

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	t (min)	N <sub>ADS</sub>	Nó
1	200	50	0,0132	57,97	6	133;134;135;136;137;138
2	200	50	0,0134	58,50	6	133;134;135;136;137;138
3	200	50	0,0135	55,57	6	133;134;135;136;137;138

Na Tabela 6.32 são mostrados os parâmetros dos MADS resultante para o Cenário 2 em cada simulação, onde observa-se que na Simulação 1 os atenuadores dos nós das extremidades do edifício (nós 133 e 138) sintonizam em uma frequência menor do que a frequência fundamental da estrutura. Contudo, os dispositivos mais internos sintonizam mais próximo ao modo fundamental. Os resultados das frequências de sintonização dos dispositivos nas demais simulações, também são próximos à frequência do primeiro modo, entretanto, apresentaram valores mais elevados da função objetivo, por isso não são considerados.

Tabela 6.32 - Parâmetros dos MADS do Cenário 2 do Edifício 3.

Simulação	Nó	$m_d$ (kg)	$k_d$ (N/m)	$c_d$ (Ns/m)	$f_d$ (Hz)
1	133	1357	18750	3978	0,5916
	134	1357	182453	157	1,8455
	135	1357	117521	3634	1,4811
	136	1357	111480	501	1,4425
	137	1357	136305	1508	1,5951
	138	1357	46753	543	0,9342
2	133	1357	51970	2997	0,9849
	134	1357	164294	1250	1,7512
	135	1357	96529	5885	1,3423
	136	1357	12624	598	0,4854
	137	1357	104776	600	1,3985
	138	1357	127244	1882	1,5412
3	133	1357	67055	4169	1,1188
	134	1357	106126	587	1,4075
	135	1357	81484	4047	1,2333
	136	1357	160401	2606	1,7303
	137	1357	46341	4774	0,9301
	138	1357	140454	1457	1,6192

Para a solução do problema de otimização do Cenário 3 foram utilizados 150 agentes de busca e 400 iterações em cada uma das três simulações realizadas. As curvas de convergência

obtidas são mostradas na Figura 6.38, onde observa-se que a Simulação 1 convergiu na 140ª iteração, a Simulação 2 na 180ª iteração e a Simulação na 297ª iteração.

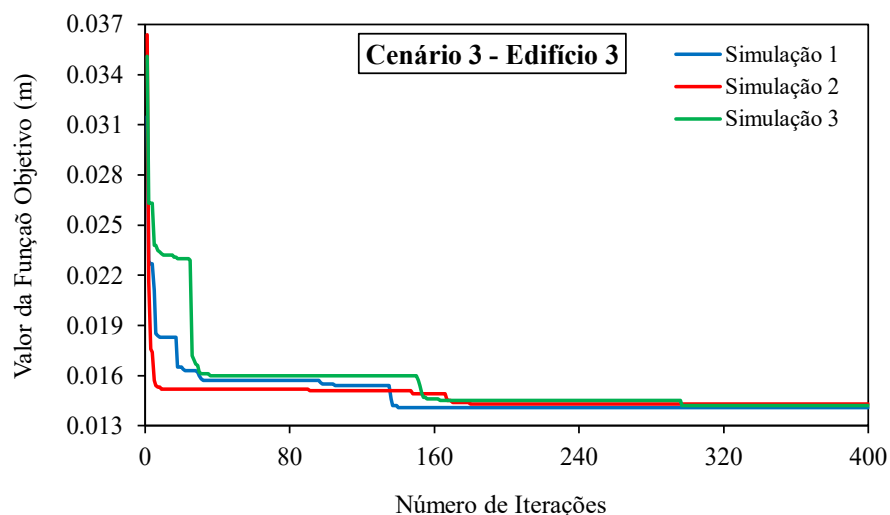


Figura 6.38 - Curva de convergência do Cenário 3 do Edifício 3.

Os resultados da otimização do Cenário 3 são explicitados na Tabela 6.33, na qual se constata que são necessários dois atenuadores sendo um no 5º andar e outro no 21º andar, nos nós 33 e 129, respectivamente. Além disso, verifica-se que a função objetivo apresenta menor valor na Simulação 1, portanto, utilizam-se os resultados desta simulação no projeto do sistema de controle.

Tabela 6.33 - Resultados da otimização dos MADs no Cenário 3 do Edifício 3.

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	t (min)	$n_{ADS}$	$\bar{p}$	Nó
1	400	150	0,0141	332,77	2	[0 0 0 0 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0]	33;129
2	400	150	0,0143	327,20	2	[0 0 0 0 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0]	33;129
3	400	150	0,0142	317,50	2	[0 0 0 0 1 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 1 0]	33;129

A Tabela 6.34 traz os resultados para os parâmetros de projeto dos dois ADS resultantes no Cenário 3, onde verifica-se que os dispositivos tendem a sintonizar próximo ao primeiro modo de vibração da edificação.



Tabela 6.34 - Parâmetros dos MADS resultantes para o Cenário 3 do Edifício 3.

Simulação	Nó	$m_d$ (kg)	$k_d$ (N/m)	$c_d$ (Ns/m)	$f_d$ (Hz)
1	33;129	4071; 4071	295645; 365301	136; 5217	1,3563; 1,5076
2	33;129	4071; 4071	298781; 349578	120; 6013	1,3635; 1,4748
3	33;129	4071; 4071	296208; 358488	290; 5842	1,3576; 1,4935

Analisando os valores das funções objetivos (que são os valores dos *story drift* do andar crítico da estrutura sem controle) para os três cenários de controle já propostos e otimizados, observa-se que para o Cenário 1-Otimizado este valor foi de 0,0142m, para o Cenário 2 foi de 0,0132m e para o Cenário 3 foi de 0,0141m. Dentre este três cenários, verifica-se que apenas o Cenário 2 conseguiu adequar a estrutura ao do limite de norma, o qual foi de 0,0137 m. Entretanto, quando o Cenário 2 foi implementado e o edifício submetido ao Sismo 3, constatou-se que o andar crítico apresentou valores de *story drift* bastante elevados (0,0156m), bem maiores que o limite permitido, portanto, este cenário, apesar de controlar a estrutura frente ao SANE 3, não tem eficiência durante o Sismo 3. Testou-se ainda, o Cenário 1 com um ADS dimensionado pelos métodos clássicos e constatou-se que, para os três sismos reais a resposta pode ser controlada, mas para o SANE 3 este cenário não foi capaz de adequar a estrutura ao critério imposto, pois obteve-se 0,0182m para o *story drift* do 3º andar para cada método clássico, ou seja, bem maior que o limite de 0,0137m.

Sendo assim, fica claro que nenhum dos três cenários de controle já propostos podem efetivamente controlar a estrutura e adequá-la ao critério de *story drift* adotado, isto quando se considera as respostas para as quatro excitações sísmicas. Neste contexto, para solucionar este problema e encontrar uma configuração dos dispositivos que pudesse efetivamente controlar a estrutura, foi proposto o Cenário 4, que otimiza os parâmetros e posições dos MADS no plano do edifício, o qual também já foi utilizado nas estruturas anteriores. Para realizar as otimizações deste cenário, a massa dos MADS foi considerada como sendo 3% da massa total da estrutura (conforme já explicado na Seção 6.4). Além disso, para os limites superior e inferior das variáveis de projeto, utilizou-se os valores da Tabela 6.12 (também já explicados na Seção 6.4). Com isso, foram feitas simulações e obtiveram-se as configurações e parâmetros dos MADS no plano da estrutura e os valores obtidos para a *story drift* do 3º andar foram ainda superiores ao limite imposto, tanto para o Sismo 3, quanto para o SANE 3. Apesar de terem sido feitas várias simulações, não se obteve um cenário eficiente para os quatro sismos.

Desta forma, foi decidido aumentar a porcentagem de massa dos MADS e após alguns testes, foi verificado que com 6% da massa da estrutura, poderia ser obtido um cenário eficiente. O cenário escolhido para utilizar esta nova relação de massas foi o Cenário 4, pois uma vez os MADS são dispostos no plano do edifício, este cenário poderia resultar em uma nova disposição dos dispositivos ou mesmo em qualquer um dos três cenários anteriores.

Para a nova otimização, o Cenário 4 foi denominado como Cenário 4-Modificado e os limites superior e inferior das variáveis de projeto também foram alterados através do mesmo procedimento já descrito na Seção 6.4. Com isso, a rigidez de cada dispositivo pode variar de 0-6MN/m e o amortecimento de 0-80kNs/m. Para a solução do problema de otimização foram utilizados 450 agentes de busca e 900 iterações, cujas curvas de convergência obtidas são mostradas na Figura 6.39, na qual observa-se que as convergências foram obtidas na 404ª iteração para a Simulação 1, na 385ª iteração para a Simulação 2 e na 464ª iteração para a Simulação 3.

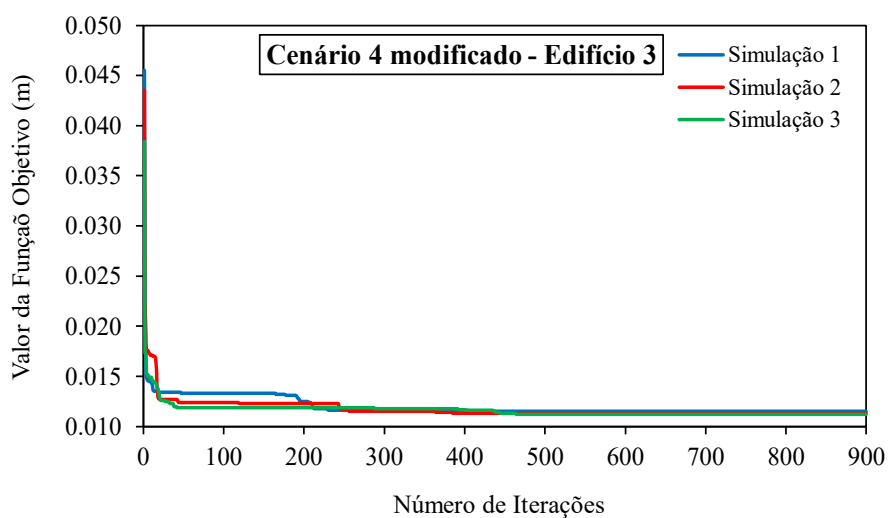


Figura 6.39 - Curva de convergência do Cenário 4-Modificado do Edifício 3.

Na Tabela 6.35 são apresentados os resultados da função objetivo, tempo computacional, número e posições dos MADS do Cenário 4-Modificado. Nesta tabela, verifica-se que, dentre as três simulações realizadas, na Simulação 3 a função objetivo resultou em seu menor valor, portanto, os resultados desta simulação serão utilizados no sistema de controle. Um ponto importante de se destacar é o tempo computacional, que no caso da simulação considerada foi de 3151,71 min, que equivale a 52,53 horas, ou seja, 2 dias e 4,52 horas, mostrando que demanda muito esforço computacional neste tipo de otimização. Uma melhor visualização da posição dos 3 ADS resultantes para o Cenário 4-Modificado pode ser observada na Figura 6.40.

Tabela 6.35 - Resultados da otimização dos MADS no Cenário 4-Modificado do Edifício 3.

Simulação	Nº de iterações	Nº de Ag. busca	$f_{obj}$ (m)	t (min)	$n_{ADS}$	Nó
1	900	450	0,0115	3135,47	3	75;83;125
2	900	450	0,0113	3225,16	3	75;83;125
3	900	450	0,0112	3151,71	3	75;83;125

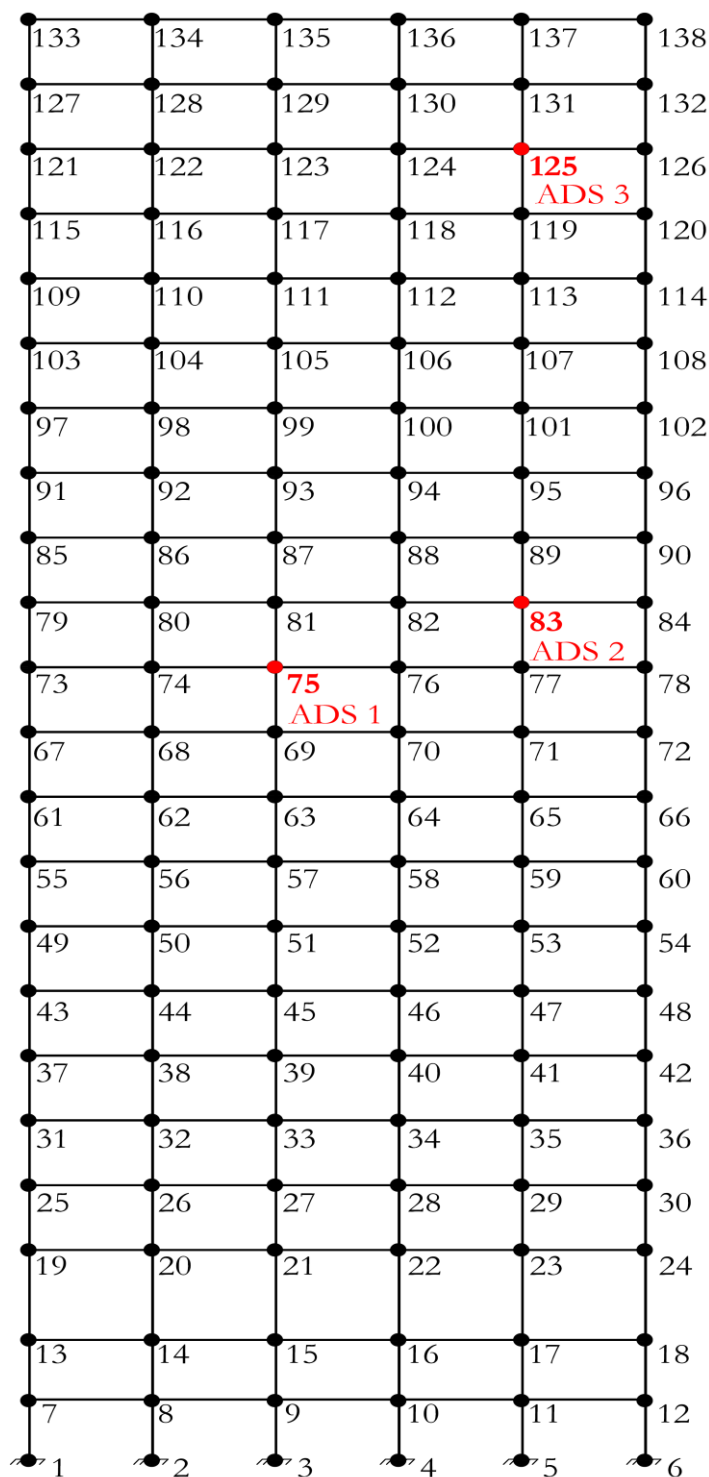


Figura 6.40 - Posições dos MADS do Cenário 4-Modificado no plano do Edifício 3.

Os resultados dos parâmetros dos 3 ADS são apresentados na Tabela 6.36, onde observa-se que nas três simulações os dispositivos sintonizam próximos à frequência fundamental do edifício, principalmente o ADS 1 do nó 75.

Tabela 6.36 - Parâmetros dos MADS resultantes para o Cenário 4-Modificado do Edifício 3.

Simulação	Nó	$m_d$ (kg)	$k_d$ (N/m)	$c_d$ (Ns/m)	$f_d$ (Hz)
1	75;83;125	5428; 5428; 5428	445142; 268354; 512871	2258; 2584; 11251	1,4413; 1,1191; 1,5470
2	75;83;125	5428; 5428; 5428	456558; 272496; 518214	1901; 1811; 12487	1,4596; 1,1277; 1,5551
3	75;83;125	5428; 5428; 5428	462275; 272784; 514605	1910; 1993; 12089	1,4688; 1,1283; 1,5497

Com os resultados do sistema de controle dos quatro cenários propostos, procedeu-se à obtenção da resposta da estrutura controlada. A Figura 6.41 apresenta os resultados em termos dos máximos *story drift* para cada andar, bem como as porcentagens de reduções para cada cenário de controle, quando a estrutura é submetida aos quatro sismos.

Para o Sismo 1, pode-se constatar que todos os cenários apresentam desempenho semelhantes, pois as curvas de *story drift* estão quase que sobrepostas e também muito próximas à curva da estrutura não controlada, indicando que não há grandes reduções. Observando as curvas de reduções deste sismo, é possível identificar que no 12º andar ocorrem as maiores reduções, a qual o maior valor foi obtido para o Cenário 1-Den Hartog e correspondeu a 42,11%. Entretanto, também são observadas reduções negativas, indicando que na verdade, não houve redução, mas sim o aumento da resposta e isso é verificado para o Cenário 1 com os dois métodos clássicos no 7º, 15º e 22º andares para o método de Den Hartog (1956), e no 7º, 15º, 16º, 21º e 22º andares para o método de Warburton (1982). Reduções negativas também são observadas no Cenário 4-Modificado no 15º e 16º andares. O maior aumento da resposta, considerando o método de Den Hartog (1956), foi constatado no 22º andar e correspondeu a 4,35%. Para o método de Warburton (1982), o maior aumento (8,70%) foi observado também no topo e para o Cenário 4-Modificado, verificou-se que o maior aumento (2,86%) ocorreu no 15º andar.

Analisando ainda as curvas de reduções do Sismo 1, identificam-se também, andares que não sofrem redução, ou seja, o ponto da curva que corresponde ao andar, está no eixo das ordenadas que corta o eixo das abcissas em zero. Essa afirmação é verificada no método de

Den Hartog (1956) para o 16º andar, no método de Warburton (1982) no 17º, 19º e 20º andares, e no Cenário 4-Modificado no 1º, 17º, 20º e 22º andares. Desta forma, pode-se inferir que os três cenários descritos não são eficientes para o controle de vibrações da estrutura em questão, pois em alguns andares não reduzem e em outros aumentam a resposta do edifício. Com isso, resta analisar o Cenário 1-Otimizado, Cenário 2 e Cenário 3, para os quais verifica-se que estes não apresentam reduções negativas ou iguais a zero, e no caso do andar crítico (3º andar), observa-se que o Cenário 1-Otimizado e Cenário 2 apresentam os maiores valores, que são exatamente iguais a 13,79%. Sendo assim, pode-se considerar o Cenário 1-Otimizado como o de melhor desempenho para o Sismo 1, pois, apesar de o Cenário 2 apresentar comportamento semelhante, são necessários 6 dispositivos no topo, já no Cenário 1-Otimizado, necessita-se de apenas um. De maneira geral, todos os cenários de controle aplicados ao Sismo 1, apesar de alguns causarem aumento na resposta da estrutura, são capazes de manter o edifício dentro dos limites de *story drift* adotados.

Analisando os resultados para o Sismo 2, conforme ilustrado pela Figura 6.41, verifica-se que o Cenário 3 apresenta a curva com as menores reduções até o 17º andar, ou seja, em quase todos os andares e além disso, no 20º e 21º andares, não há reduções, portanto, para este sismo, este cenário já é considerado ineficiente. Considerando agora reduções negativas, ou seja, aumentos na resposta da estrutura, estas podem ser verificadas com Cenário 1-Otimizado no 20º, 21º e 22º andares, onde o maior aumento, 33,33%, ocorreu no 22º andar e também com o Cenário 1-Den Hartog, cujo aumento foi observado apenas no topo e correspondeu a 7,41%, e no Cenário 2 com aumentos no 21º e 22º andares, sendo o maior valor observado novamente no topo, de aproximadamente 14,81%. Considerando reduções nulas, estas são constatadas no topo para o Cenário 1-Warburton e nos andares já explicitados no Cenário 3.

Ainda no Sismo 2, considerando agora o Cenário 4-Modificado, verifica-se que este mostra a curva que contém as maiores reduções do 1º ao 8º andares, do 13º ao 17º andares e nos dois últimos andares. Neste cenário, a maior redução é obtida no 1º andar e correspondeu a 37,93% (que é também a maior reduções dentre todos os cenários) e ainda, quando se considera apenas o andar crítico, a redução de 35,59% obtida é também a maior dentre todos os cenários. Neste contexto, para este sismo, o Cenário 4-Modificado pode ser considerado como o mais eficiente. Por fim, fazendo-se uma análise geral, constata-se novamente que todos os cenários de controle conseguem manter o edifício dentro dos limites de *story drift* adotados, mesmo com os aumentos na resposta observados em alguns cenários.

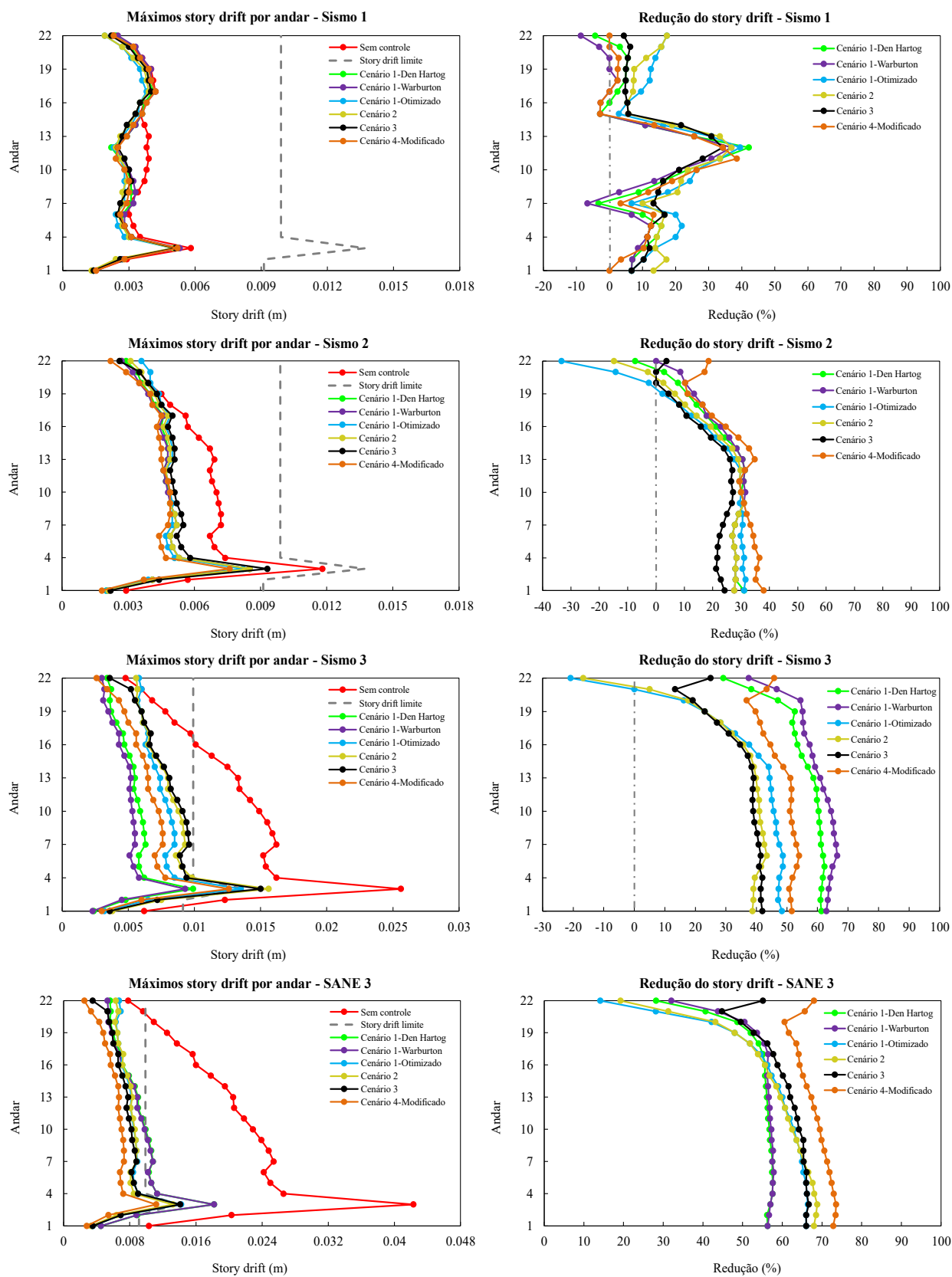


Figura 6.41 - Máximos *story drift* e porcentagens de reduções para cada andar do Edifício 3 devido aos quatro sismos aplicados.

Para o Sismo 3, cujos resultados são mostrados na Figura 6.41, é bastante evidente que os dois métodos clássicos do Cenário 1 apresentam as maiores reduções até o 20º andar, e conseqüentemente, melhor desempenho, de modo que conseguem adequar o edifício aos limites de *story drift* impostos. A maior redução foi observada no 6º andar com o Cenário 1-Warburton, a qual correspondeu a 66,45%. Já no andar crítico, a redução foi de 63,67%, também com este mesmo método. O Cenário 2 e Cenário 3 apresentaram as menores reduções até o 17º andar e além disso, não foram capazes de adequar a estrutura aos limites de *story drift* adotados, pois no andar crítico, os valores obtidos foram bem maiores que o tolerável (0,0137m), sendo de 0,0156m para o Cenário 2 e 0,0150m para o Cenário 3.

Considerando ainda o Sismo 3, em relação aos aumentos na resposta gerados pelas reduções negativas, como mostrado pela Figura 6.41, observa-se que o Cenário 2 causa um aumento de 16,67% no *story drift* do último andar e Cenário 1-Otimizado, apesar de conseguir adequar a estrutura aos limites de norma, gerou 20,83% de aumento na resposta também no topo e ainda, no 21º andar, constata-se redução nula. E para o Cenário 4-Modificado, pode-se observar que este consegue adequar a estrutura aos limites de *story drift* e apresenta reduções entre 35% e 55% para os andares. Contudo, tendo em conta as maiores reduções e também o andar crítico, para este sismo, o Cenário 1-Warburton, é considerado como o mais eficiente.

Finalmente, para os resultados do SANE 3, ilustrados na Figura 6.41, pode-se observar que não foram obtidas reduções negativas em nenhum cenário, ou seja, não há aumento da resposta. As menores reduções ocorrem até o 15º andar com os dois métodos clássicos do Cenário 1, para os quais também se verifica que não conseguem adequar o edifício aos limites de *story drift* do 3º ao 9º andar, portanto, para este sismo, estes cenários já podem ser considerados ineficientes.

Analisando agora o Cenário 1-Otimizado e o Cenário 3, verifica-se que estes também não conseguem controlar a estrutura de modo que o *story drift* do andar crítico fique dentro dos limites estabelecidos, pois, para o Cenário 1-Otimizado, o valor obtido foi de 0,0142m, e para o Cenários 3 obteve-se 0,0141m, ou seja, maiores que o limite de 0,0137m. Neste caso, este dois cenários mostram-se também ineficientes.

Já no Cenário 2, constata-se que há controle da estrutura e adequação aos limites de *story drift*, sendo que no andar crítico o valor obtido foi 0,0132m que é ainda menor que o limite de

0,0137m. Entretanto, como já explicado anteriormente, para o Sismo 3, o Cenário 2 não foi capaz de controlar a estrutura e como se deseja obter um cenário capaz de controlar o edifício para todas as excitações sísmicas, este cenário pode também ser considerado ineficiente. Por fim, para o Cenário 4-Modificado, observa-se que este apresenta as maiores reduções, onde para o andar crítico correspondeu a 73,52%, a maior dentre todos os andares. Além disso, no Cenário 4-Modificado fica evidente que o controle da estrutura é mais efetivo, pois consegue adequar todos os andares a valores abaixo do limite e ainda, no caso do Sismo 3 este cenário também foi capaz de controlar o edifício, portanto, para o SANE 3, e também para o Sismo 3, o Cenário 4-Modificado pode ser considerado como o mais eficiente.

As respostas em termos de deslocamentos no topo do Edifício 3, para cada sismo e cenário de controle, são apresentadas na Figura 6.42, na qual se observa com mais detalhes as reduções obtidas.

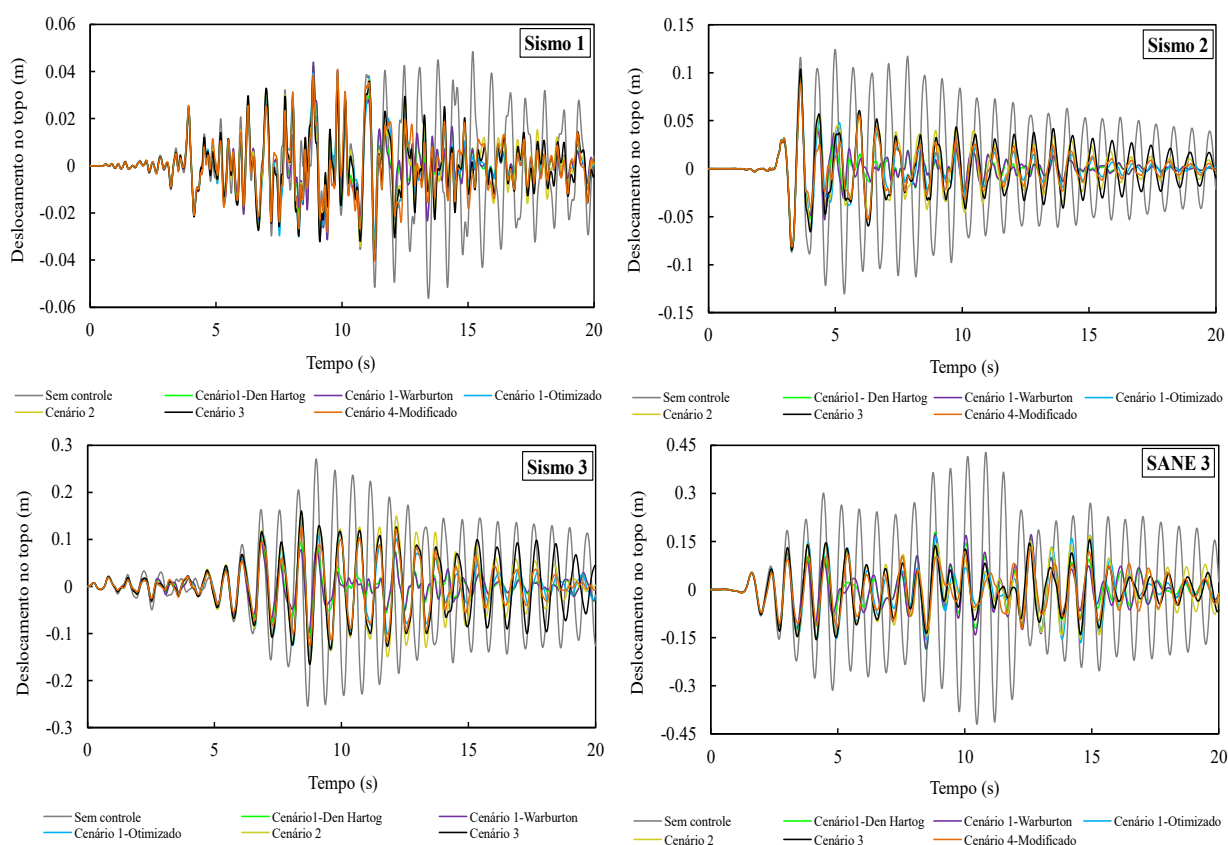


Figura 6.42 - Deslocamento no topo do Edifício 3 para os quatro sismos e cenários de controle.



Na Figura 6.43 é apresentado um comparativo dos máximos *story drift* do andar crítico do Edifício 3 (3º andar), tendo em conta os quatro sismos e cenários de controle. Analisando esta figura, pode-se constatar que para o Sismo 1 o Cenário 1-Otimizado e o Cenário 2 geraram o menor valor de *story drift* (0,0050m). Já no Sismo 2, o menor valor (0,0076m) foi obtido no Cenário 4-Modificado. Para o Sismo 3, os dois métodos clássicos forneceram os menores valores, sendo o menor deles (0,0093m), obtido no Cenário 1-Warburton. E finalmente, para o SANE 3, foi verificado que o menor valor para o *story drift* foi observado no Cenário 4-Modificado.

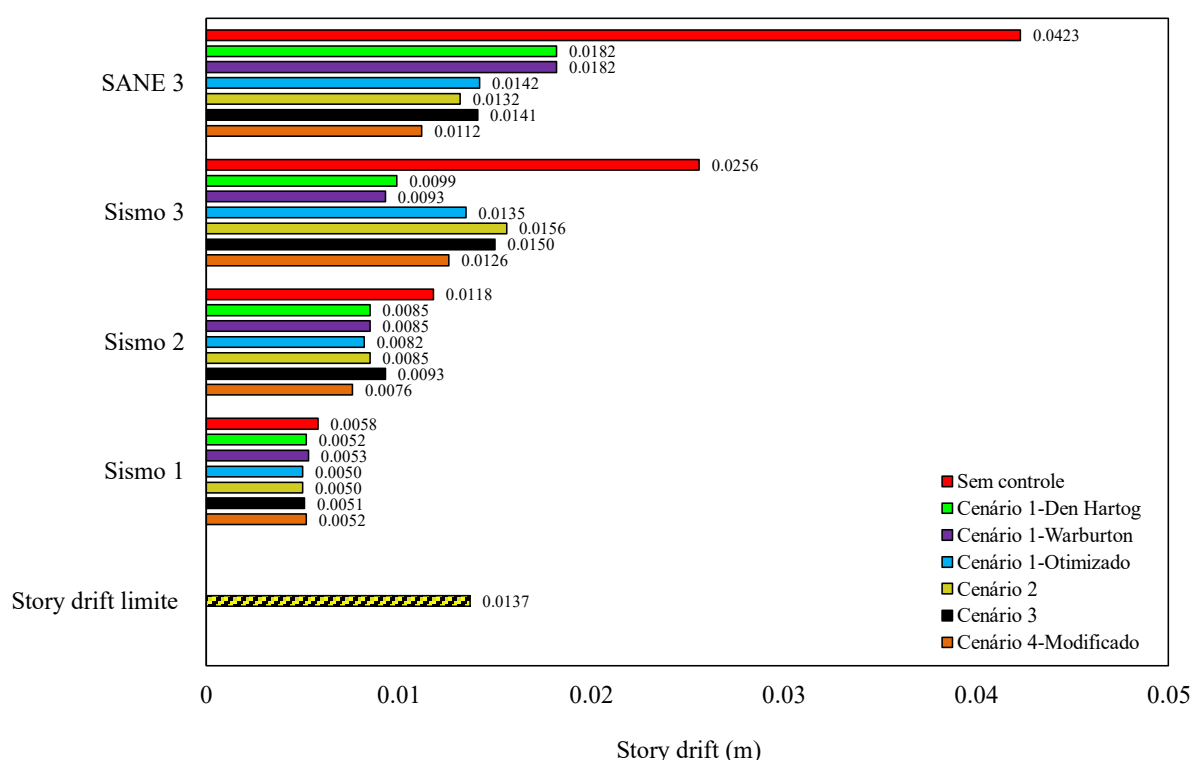


Figura 6.43 - Comparativo dos máximos *story drift* do andar crítico (3º andar) do Edifício 3 para os quatro sismos considerados.

De maneira geral, a partir das discussões e avaliações os cenários deste edifício, tendo como base os resultados ilustrados na Figura 6.41 e Figura 6.43, foi verificado que para o Sismo 1 e Sismo 2, todos os cenários conseguiram manter a estrutura dentro dos limites de norma, mesmo que alguns cenários tenham causado aumento da resposta. Quando se analisa a resposta com o Sismo 3 e SANE 3, observa-se que o Cenário 4-Modificado é o único capaz de controlar efetivamente a estrutura e adequá-la ao critério de *story drift* adotado. Além disso, este cenário mostra-se bastante eficiente nos demais sismos considerados. Portanto, o Cenário 4-Modificado, com três ADS dispostos no plano do Edifício 3, é o melhor cenário de controle para esta estrutura.

## 7 CONCLUSÕES

Este trabalho objetivou realizar a otimização de parâmetros de projeto e posições de Atenuadores Dinâmicos Sincronizados (ADS) utilizados como sistema de controle de vibrações em estruturas submetidas à excitações sísmicas. Para isto, foram estudados três edifícios de diferentes alturas, os quais foram submetidos a sismos reais e artificiais. As excitações sísmicas reais foram normalizadas de modo a terem um PGA comum, o qual foi escolhido como sendo 0,4g. Já os sismos artificiais, foram gerados a partir de um programa desenvolvido que utiliza o espectro de Kanai-Tajimi, sendo que a frequência de excitação foi fixada como sendo igual a frequência do modo fundamental de cada edifício, de modo que se pudesse simular o pior cenário de carga, a ressonância.

Todas as análises desta dissertação foram desenvolvidas em programas desenvolvidos em Matlab especificamente para esta pesquisa. Todas estes programas foram validados utilizando trabalhos da literatura e também o *software* comercial de análise por elementos finitos Ansys. Cada edifício foi submetido ao conjunto dos quatro sismos considerados e sua resposta foi avaliada em termos dos máximos deslocamentos relativos entre pavimentos (*story drift*), para os quais, os limites foram estabelecidos tendo como base o critério de 1/400 da altura de cada andar, o qual foi obtido na norma ANSI/AISC 360-16 (AISC, 2016). Da avaliação das respostas dos três edifícios, foi verificado que todos estes necessitaram de sistema de controle de vibrações. Sendo assim, foram propostos quatro cenários de controle para cada edificação utilizando ADS simples ou MADS. O Cenário 1 apresenta apenas um único ADS instalado no topo de cada estrutura, o qual foi dimensionado pelos métodos clássicos de Den Hartog (1956) e Warburton (1982), e também através da otimização via WOA. No Cenário 2 são utilizados MADS dispostos horizontalmente no topo, para os quais se otimizou os parâmetros de projeto. No Cenário 3 utilizam-se MADS dispostos verticalmente no edifício, sendo até um por andar, onde se otimizou além dos parâmetros, as posições de cada dispositivo. E para o Cenário 4, MADS foram dispostos no plano de cada edifício, onde também foram otimizados parâmetros e posições.

Para o Edifício 1, foi verificado que apenas o SANE 1 causou *story drift* maiores que os limites impostos, contudo, o sistema de controle foi adotado e avaliado para as quatro excitações. Para o Sismo 1, o Cenário 1-Otimizado, Cenário 2 e Cenário 3 apresentaram

desempenho semelhante, todavia, os melhores resultados foram observados com o Cenário 4. No Sismo 2, o Cenário 1-Otimizado e Cenário 3 mostraram as maiores reduções nos andares mais baixos, com redução de 32,88% no andar crítico (1º andar), e a partir do 5º andar, verificou-se que o Cenário 4 apresentou reduções mais expressivas. Para o Sismo 3, foi evidente que o Cenário 4 forneceu as maiores reduções do *story drift*, sendo que a maior, 30,77%, ocorreu no 5º andar. E para o SANE 1, observou-se que os cenários otimizados foram mais eficientes até o 4º, já os métodos clássicos do Cenário 1, a partir do 4º andar suas reduções passam a se aproximar aos cenários otimizados, sendo que nos dois últimos andares, apresentaram valores maiores, sobretudo no topo com 60% de redução. Contudo, considerando as maiores reduções no andar crítico, constata-se que o Cenário 4 com 70,98%, foi o mais eficiente. De maneira geral, pode-se concluir que, para o Edifício 1, todos os cenários de controle foram eficientes em reduzir o *story drift* dos andares, de modo a adequá-los ao critério adotado. Desta forma, a escolha do melhor cenário deve levar em conta também uma possível economia e facilidade de manutenção, por isso, o Cenário 1-Otimizado, ou Cenário 3, com apenas um único ADS no topo, é a alternativa mais viável.

No Edifício 2, foi constatado que os quatro sismos geraram *story drift* excessivos, que ultrapassaram os limites adotados. Desta forma, a implementação do sistema de controle foi de grande importância. Para o Sismo 1, foi observado que, de maneira geral, o Cenário 1-Otimizado apresentou as melhores reduções, principalmente até o 6º andar. No andar crítico (2º andar), este método também obteve a maior redução, que correspondeu a 55,61%. Para o Sismo 2, observou-se um comportamento semelhante entre todos os cenários até o 5º andar com reduções próximas, variando de 58% a 63%. Para o andar crítico, com o Cenário 4 obteve-se a maior redução, 60,19%. No Sismo 3, verificou-se que para o andar crítico, a maior redução foi obtida no Cenário 1-Den Hartog, a qual correspondeu a 49,56%, além disso, do 3º ao 8º andar observou-se que os métodos clássicos do Cenário 1 foram mais eficientes. E para o SANE 2, ficou explícito que o Cenário 4 apresentou as maiores reduções, onde no andar crítico, correspondeu a 73,16%. Desta forma, fazendo uma análise geral, verificou-se que novamente, todos os cenários propostos foram eficientes em controlar a estrutura e adequar o *story drift* aos limites impostos e tendo conta o número de ADS necessários, bem como a sua posição no edifício, o Cenário 1-Otimizado com apenas um único ADS instalado no topo, mostra-se como a melhor alternativa.

E finalmente para o Edifício 3, foi verificado que o Sismo 3 e SANE 3 foram os únicos a causar *story drift* que excederam os limites, com isso, é necessário o sistema de controle, o qual sistema foi inicialmente implementado com a massa do ADS simples ou MADS como sendo 3% da massa da estrutura, para os quatro cenários. Nas análises verificou-se que, para os quatro sismos, os Cenários 1, 2 e 3 não conseguiram controlar efetivamente a estrutura e adequá-la ao critério adotado. Sendo assim, restou avaliar o Cenário 4, para o qual foram feitas simulações e constatou-se que os valores obtidos para o *story drift* do 3º andar (andar crítico), ainda foram superiores ao limite imposto, tanto para o Sismo 3 quanto para o SANE 3. Apesar de terem sido feitas várias simulações, não se obteve um cenário eficiente para os quatro sismos. Para solucionar este problema, após alguns testes, observou-se que com a porcentagem de massa dos MADS aumentada para 6%, o Cenário 4 poderia ser eficiente, e foi justamente o que foi feito.

Analisando as respostas do Edifício 3 para o Sismo 1, pode-se constatar que todos os cenários apresentaram reduções semelhantes, com as curvas de *story drift* quase que sobrepostas e também muito próximas à curva da estrutura sem controle, o que indica que as reduções não foram tão grandes. Além disso, em muitos andares, para os dois métodos clássicos do Cenário 1 e para o Cenário 4, foram verificadas reduções nulas e negativas, onde estas últimas indicam aumentos nas respostas. Para o Sismo 2, também foram verificadas reduções nulas e negativas em todos os métodos do Cenário 1, para o Cenário 2 e Cenário 3, e o Cenário 4-Modificado, foi o único a apresentar reduções positivas, sendo que para o andar crítico, essa redução foi de 35,59%, a maior dentre todos os cenários. Para o Sismo 3 foram obtidas reduções nulas e negativas para o Cenário 1-Otimizado e Cenário 2 e além disso, ficou bastante evidente que, até o 20º andar, os dois métodos clássicos do Cenário 1 apresentaram as maiores reduções, sendo que no andar crítico (3º andar) a redução foi de 63,67% com o Cenário 1-Warburton. E para o SANE 3, foi constatado que não houveram reduções nulas ou negativas e o Cenário 4-Modificado foi nitidamente o que apresentou as maiores reduções, onde para o andar crítico correspondeu a 73,52%, a maior dentre todos os andares.

E finalmente, fazendo uma análise global para o Edifício 3, foi verificado que para Sismo 1 e Sismo 2, todos os cenários conseguiram manter a estrutura dentro dos limites de *story drift* adotados, mesmo que em alguns cenários tenham sido observados aumentos da resposta. Para o Sismo 3 e SANE 3, foi constatado que o Cenário 4-Modificado foi o único que teve controle efetivo sobre a resposta estrutural e conseguiu adequar a edificação ao critério adotado, tendo

apresentando também, bom desempenho para os dois primeiros sismos. Desta forma, o Cenário 4-Modificado, com 3 ADS com massa total igual a 6% da massa do Edifício 3, foi considerado o melhor cenário de controle para estas excitações sísmicas.

De maneira geral, constatou-se que o projeto do sistema de controle de vibrações através do uso de ADS ou MADS dimensionados por meio da otimização estrutural com algoritmo o meta-heurístico, forneceu as soluções mais eficientes para as reduções do *story drift* e adequação dos edifícios ao critério de norma aplicado. Portanto, conclui-se que a otimização é uma ferramenta importante e que pode ser utilizada no projeto de dispositivos destinados ao controle de vibrações em estruturas sujeitas à excitações sísmicas.

## 7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Esta pesquisa pode ainda aprofundar o tema estudado, para isto, como para trabalhos futuros, são sugeridos os seguintes tópicos:

- Utilizar a otimização para projetar sistemas de controle de vibrações por meio de MADS para edifícios mais complexos, como por exemplo modelos 3D, quando submetidos a sismos, e investigar também a presença de incertezas que podem estar associadas às propriedades da estrutura, aos parâmetros dos dispositivos de controle e à excitação;
- Avaliar a confiabilidade, considerando incertezas, do projeto ótimo de MADS para edifícios sob excitação sísmica e determinar a probabilidade de falha da estrutura;
- Investigar o comportamento de edifícios e de MADS otimizados para redução de vibrações devidas aos sismos, tendo em conta a interação solo-estrutura;
- Aplicar a otimização de parâmetros e posições de MADS em outras estruturas submetidas a outros tipos de excitações como por exemplo, edifícios submetidos a vento, passarelas submetidas à carga de multidão, pontes submetidas ao tráfego de veículos, podendo também inserir e analisar a presença de incertezas.

## REFERÊNCIAS

- ALJARAH, I.; FARIS, H.; MIRJALILI, S. Optimizing connection weights in neural networks using the whale optimization algorithm. **Soft Computing**, v. 22, n. 1, p. 1-15, 2018.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **ANSI/AISC 360-16:Specification for Structural Steel Buildings**. AISC: Chicago, Illinois, 2016.
- ARORA, J. S. **Introduction to optimum design**. 3<sup>rd</sup> ed. New York: Elsevier, 2012.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos-procedimentos**. ABNT: Rio de Janeiro, 2006.
- ASSUMPÇÃO, M.; DIAS NETO, C. M. Sismicidade e Estrutura interna da terra. In: TEIXEIRA, W.; FAIRCHILD, T. R.; TOLEDO, M. C. M. de; TAIOLI, F. (Org). **Decifrando a Terra**. 1<sup>a</sup> ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. p. 39-62.
- ASSUMPÇÃO, M.; PIRCHINER, M.; DOURADO, J. C.; BARROS, L. V. Terremotos no Brasil: Preparando-se para Eventos Raros. **Boletim da Sociedade Brasileira de Geofísica**, Rio de Janeiro, n. 96, p. 25-29, 2016.
- ÁVILA S. M. **Controle Híbrido para atenuação de vibrações em edifícios**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.
- BARRANCO, C. B. **Otimização de pórticos de aço e amortecedores viscosos sob excitação sísmica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica)-Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2020.
- BATTISTA, R. C.; MAGLUTA, C. Optimized vibration absorbers for structures with non-proportional damping. In: North American Conference on Smart Structures and Materials, 1994, Orlando. **Proceedings...**Orlando, 1994. p. 202-212.
- 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, p. 73-95, 2005.
- BRANDÃO, F.; DIÓGENES, A.; FERNANDES, J.; MESQUITA, E.; BETTI, M. Seismic behavior assessment of a Brazilian heritage construction. **Frattura ed Integrità Strutturale**, v. 12, n. 45, p. 14-32, 2018.
- BRANDÃO, F. S.; MIGUEL, L. F. F. Vibration control in buildings under seismic excitation using optimized tuned mass dampers. **Frattura ed Integrità Strutturale**, v. 14, n. 54, p. 66-87, 2020.
- CARNEIRO, R. B. **Controle semi-ativo de vibrações em estruturas utilizando amortecedor magnetorreológico**. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

CASTELLANO, M.G.; INFANTI S. Sistemi di protezione per la sicurezza delle costruzioni. In: Convegno internazionale “Bioarchitettura e ingegneria ambientale – Progetti di sviluppo e mobilità sostenibile sul territorio”, 2007, Pistoia. **Atti...** Pistoia: Provincia di Pistoia, 2007. p. 1-10.

CENTER FOR ENGINEERING STRONG MOTION DATA (CESMD). (s.a). **CESMD Internet Data Report**. Disponível em: <https://strongmotioncenter.org/cgi-bin/CESMD/archive.pl>. Acesso em: 30/01/2020.

CHANDRAN, P, S.; THAMPAN, C. K. P. V. A Study on Vibration Control of Structures due to Seismic Excitation using Tuned Mass Damper, **International Journal of Scientific & Engineering Research**, v. 8, n. 11, pp. 105-112., 2017.

CHEN, G.; WU, J. Optimal placement of multiple tune mass dampers for seismic structures, **Journal of Structural Engineering**, v. 127, n. 9, p. 1054-1062, 2001.

CHIESA, D.; MIGUEL, L. F. F. Determinação da probabilidade de falha em um edifício submetido a uma excitação sísmica. **Revista Interdisciplinar de Pesquisa em Engenharia-RIPE**, v. 5, n. 1, p. 22-29, 2019.

CHIESA, D.; MIGUEL, L. F. F. Geração de uma excitação sísmica através do espectro de Kanai-Tajimi. **Revista Brasileira de Computação Aplicada**, v. 9, n. 1, p. 31-41, 2017.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. New York: McGraw-Hill, 1993.

DEN HARTOG, J. P. **Mechanical Vibrations**. 4<sup>th</sup> ed. New York: McGraw-Hill, 1956.

DORIGO, M.; MANIEZZO, V.; COLORNI, A. The ant system: optimization by a colony of cooperating agents, **IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics, Part B (Cybernetics)**, v. 26, n. 1, p. 29-41, 1996.

ELIAS, S.; MATSAGAR, V. Research developments in vibration control of structures using passive tuned mass dampers. **Annual Reviews in Control**, v. 44, p. 129-156, 2017.

ETEDALI, S.; RAKHSHANI, H. Optimum design of tuned mass dampers using multi-objective cuckoo search for buildings under seismic excitations. **Alexandria Engineering Journal**, v. 57, n. 4, p. 3205-3218, 2018.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (ECS). **EUROCODE 8**. EN 1998-1: Design of structures for earthquake resistance – General rules, seismic actions and rules for buildings. ECS: Brussels, 2010.

FRAHM, H. **Device for damping vibrations of bodies**. United States Patent Office, Patent nº 989958, 1911.

FRANS, R.; ARFIADI, Y. Designing optimum locations and properties of MTMD systems. **Procedia Engineering**, v. 125, p. 89-898, 2015.

GEEM, Z. W.; KIM, J. H.; LOGANATHAN, G. V. A new heuristic optimization algorithm: Harmony Search. **Simulation**, v. 76, n. 2, p. 60-68, 2001.

GODÍNEZ, E.; TENA, T.; ARCHUNDIA, H.; GÓMEZ, G.; RUÍZ, R.; ESCAMILLA, J. Structural damage in housing and apartment buildings located in the Southeast of Mexico due to the september 7<sup>th</sup>, 2017 Tehuantepec earthquake,  $M_w=8.2$ . **Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras**, v.24, n. 2, p. 223-258, 2019.

HADI, M.N.S.; ARFIADI, Y. Optimum design of absorber for MDOF structures. **Journal of Structural Engineering (ASCE)**, v.124, n.11, p. 1272-1280, 1998.

HAFTKA, R. T.; GÜRDAL, Z. **Elements of structural optimization**. 3<sup>rd</sup> ed. London: Kluwer Academic Publishers, 1992.

HALL, J. F. (1995). **Parameter study of the response of moment-resisting steel frame buildings to near source ground motions**. Technical Report EERL 95-08, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California, USA.

HOLLAND, J. H. **Adaptation in natural and artificial systems**. Ann Arbor: University of Michigan Press, 1975.

JENNINGS, P.C.; HOUSNER, G.W.; TSAI, N.C. (1968). **Simulated earthquake motions**. Technical Report, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California, USA.

JOSHI, A.S.; JANGID, R.S. optimum parameters of multiple tuned mass dampers for base-excited damped systems. **Journal of Sound and Vibration**. v.202, n.5, p. 657-667, 1997.

KANAI, K. Na empirical formula for the spectrum of Strong earthquake motions. **Bulletin Earthquake Research Institute-University of Tokyo**, v. 39, n.1, p. 85-95, 1961.

KARABOGA, D. **Na idea based on honey bee swarm for numerical optimization**. Technical Report TR06. Erciyes University, Engineering Faculty, Computer Engineering Department, Kayseri/Türkiye, 2005.

KAVEH, A.; BAKHSHPOORI, T.; AZIMI, M. Seismic optimal design of 3D steel frames using cuckoo search algorithm. **The Structural Design of Tall and Special Buildings**, v. 24, n.3, p. 210-227, 2014.

KAVEH, A.; MOHAMMADI, S.; HOSSEINI, O. K.; KEYHANI, A.; KALATJARI, V.R. Optimum parameters of tuned mass dampers for seismic applications using charged system search. **Transactions of Civil Engineering**, v. 39, n. C1, p. 21-40, 2015.

KAVEH, A.; TALATAHARI, S. A novel heuristic optimization method: charged system search. **Acta Mechanica**, v. 213, n. 3-4, p. 267-289, 2010.

KENNEDY, J.; EBERHART, R.C. Particle swarm optimization. In: IEEE International Conference on Neural Networks, 1995, Perth. **Proceedings...Perth**, 1995. p. 1942-1948.

LEE, C.L.; CHEN, Y.T.; CHUNG, L.L.; WANG, Y.P. Optimal design theories and applications of tuned mass dampers. **Engineering Structures**, v. 28, n. 1, p. 43-53, 2006.



LIU, Y.; WANG, K.; MERCAN, O.; CHEN, H.; TAN, PING. Experimental and numerical studies on the optimal design of tuned mass dampers for vibration control of high-rise structures. **Engineering Structures**, v. 211, n. 15, p.1-15, 2020.

MIGUEL, L. F. F. **Introdução ao Estudo de Vibrações** - Notas de Aula de ENG03374 - Vibrações I. Notas de aula, Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

MIGUEL, L. F. F.; FADEL MIGUEL, L. F. Novel Metaheuristic Algorithms Applied to Optimization of Structures. **WSEAS Transactions on Applied and Theoretical Mechanics**, v. 7, n. 3, p. 210-220, 2012.

MIGUEL, L. F. F.; FADEL MIGUEL, L. F.; LOPEZ, R. H. Methodology for the simultaneous optimization of location and parameters of friction dampers in the frequency domain. **Engineering Optimization**, v. 50, n. 12, p. 2108-2122, 2018.

MIGUEL, L. F. F.; LOPEZ, R. H.; FADEL MIGUEL, L. F. F. Multimodal size, shape, and topology optimisation of truss structures using the Firefly algorithm, **Advances in Engineering Software**, v. 56, Feb. 2013, p. 23-37, 2013.

MIGUEL, L. F. F.; LOPEZ, R.H.; FADEL MIGUEL, L. F. TORII, A. J. A novel approach to the optimum design of MTMDs under seismic excitations. **Structural Control and Health Monitoring**, v.23, n.11, p. 1290-1313, 2016.

MINEIRO, F.; FREIRES, M.; DAMASCENO, P.; SOUSA, I.; MESQUITA, E. Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edificação histórica do século XIX. In: Congresso Brasileiro de Patologia das Construções – CBPAT 2020, 2020, Fortaleza. **Anais...**, Fortaleza, 2020. p. 2625-2634.

MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL (MAVDT). **Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente-NSR-10**. MAVDT: Bogotá, 2010.

MIRJALILI, S.; LEWIS, A. The whale optimization algorithm. **Advances in Engineering Software**, v. 95, p. 51-67, 2016.

MESQUITA, E.; MOTA, L.; CAIO, A.; ARAÚJO, E.; DIÓGENES, A.; VICENTE, R. Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edificações históricas do século XIX. In: XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas, 2016, Porto. **Anais...**, Porto, 2016. p. 1-14.

MOHEBBI, M.; SHAKERI, K.; GHANBARPOUR, Y.; MAJZOUB, H. Designing optimal multiple tuned mass dampers using genetic algorithms (GAs) for mitigating the seismic response of structures. **Journal of Vibration and Control**, v. 19, n. 4, p. 605-625, 2013.

MOTA, L.; CAVALCANTE, A.; BRANDÃO, F.; DIÓGENES, A.; MESQUITA, E.; VICENTE, R. Mapeamento da vulnerabilidade sísmica de construções históricas luso-brasileiras. In: XIV International Conference on Building Pathology and Constructions Repair, 2016, Florença. **Anais...**, Florença, 2018. p. 1-20.

MUNDIM FILHO, O. G. **Projeto de sistemas de engenharia usando o *Whale Optimization Algorithm***. Dissertação (Mestrado em Modelagem e Otimização)-Universidade Federal de Goiás, Catalão, 2018.

MUNDIM FILHO, O. G.; LOBATO, F. S.; SOUZA, D. L. Projeto de um Reator de Amônia Usando o *Whale Optimization Algorithm*. **Revista Cereus**, v. 10, n. 2, Edição Especial, p. 340-353, 2018.

NELDER, J.A.; MEAD, R. A simplex method for function minimization. **The Computer Journal**, v. 7, n. 4, p. 308-313, 1965.

NEWMARK, M. N. A Method of computation for Structural Dynamics. **Journal of the Engineering Mechanics Division- ASCE**, v. 85, n. 3, p. 67-94, 1959.

OHTORI, Y.; CHRISTENSON, R.E.; SPENCER JR, B. F.; DYKE, S. J. Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 130, n. 4, p. 366-385, 2004.

ORMONDROYD, J.; DEN HARTOG, J. P. The theory of the dynamical vibration absorber. **Journal of Applied Mechanics**, v. 50, p. 9-22, 1928.

PARISI, F.; DE LUCA, F.; PETRUZZELLI, F.; DE RISI, R.; CHIOCCARELLI, E.; IERVOLINO, I. (2012). **Field inspection after the May 20<sup>th</sup> and 29<sup>th</sup> 2012 Emilia-Romagna earthquakes**. Disponível em: <http://www.reluis.it>. Acesso em: 06/09/2020.

PEÑA, L. A. P. **Análise dos efeitos provocados por abalos sísmicos em estruturas irregulares**. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil)-Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

RAHMANI, H. R.; KÖNKE, C. Seismic Control of Tall Buildings Using Distributed Multiple Tuned Mass Dampers. **Advances in Civil Engineering**, v. 2019, Article ID 6480384, 19 Pages, 2019.

RANA, R.; SOONG, T. T. Parametric study and simplified design of tuned mass dampers. **Engineering Structures**, v. 20, n. 3, p. 193-204, 1998.

RANDALL, S. E.; HALSTED, D. M.; TAYLER, D. L. Optimum vibration absorbers for linear damped systems. **Journal of Mechanical Design**, v. 103, n. 4, p. 908-913, 1981.

RAO, S. S. **Engineering Optimization: theory and practice**. 4<sup>th</sup> ed. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2009.

RAO, S. S. **Vibrações Mecânicas**. 4<sup>a</sup> ed São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2008.

ROSSATO, L. V. **Otimização de amortecedores de massa sintonizados em estruturas submetidas a um processo estacionário**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

ROSSATO, L. V.; MIGUEL, L. F. F.; FADEL MIGUEL, L. F. F. Estimativa de razão de massas ideal de amortecedor de massa sintonizada para controle de vibrações em estruturas. **Revista Interdisciplinar de Pesquisa em Engenharia**, v. 2, n.13, p.1-12, 2017.

SAAED, T. E.; NIKOLAKOPOULOS, G.; JONASSON, J. E.; HEDLUND, H. A state-of-the-art review of structural control systems. **Journal of Vibration and Control**, v. 21, n. 5, p. 919-937, 2015.

SADEK, F., MOHRAZ, B., TAYLOR, A. W.; CHUNG, R. M. A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**. v. 26, n. 6, p. 617-635, 1997.

SHAYEGHI, A.; SHAYEGHI, H.; KALASAR, H. E. Application of PSO Technique for Seismic Control of Tall Building. **International Journal of Intelligent Systems and Technologies**, v. 4, n.4, p. 1116-1123, 2009.

SHINOZUKA, M.; JAN, C. M. Digital simulation of random processes and its applications. **Journal of Sound and Vibration**, v. 25, n. 1, p. 111-128, 1972.

SYMANS, M. D.; CONSTANTINOU, M. C. Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review. **Engineering Structures**, v. 21, n. 6, p. 469-487, 1999.

TAJIMI, H. A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake. In: 2<sup>nd</sup> World Conference in Earthquake Engineering, 1960, Tokyo. **Proceedings...Tokyo**, 1960. p. 781-797.

TSAI, H-C. The effect of tuned-mass dampers on the seismic response of base-isolated structures. **International Journal of Solids and Structures**. v. 32, n. 8-9, p.1195-1210, 1995.

VARELA, W. D. ; BATTISTA, R. C. Control of vibrations induced by people walking on large span composite floor decks. **Engineering Structures**, v. 33, n. 9, p. 2485-2494, 2011.

VELLAR, L. S.; PÉREZ, S. P. O.; MIGUEL, L. F. F.; FADEL MIGUEL, L. F. F. Robust Optimum Design of Multiple Tuned Mass Dampers for Vibration Control in Buildings Subjected to Seismic Excitation. **Shock and Vibration**, v. 2019, Article ID 9273714, 9 Pages, 2019.

VELOSO, J. A. V. **O Terremoto que mexeu com o Brasil**. 1<sup>a</sup> ed. Brasília: Thesaurus, 2012.

VIBRATION DATE. (s.a). **El Centro Earthquake Page**. Disponível em: <http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>. Acesso em: 28/04/2020.

VILLAVERDE, R. Reduction in seismic response with heavily-damped vibration absorber. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 13, n. 1, p. 33-42, 1985.

WARBURTON, G. B.; AYORINDE, E. O. Optimum absorber parameters for simple systems. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 8, n.3, p. 197-217, 1980.

WARBURTON, G. B. Optimum absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 10, n. 3, p. 381-401, 1982.

WU, H. Analysis of vibration control due to Strong earthquakes. **Advanced Materials Research**, v. 163-167, p. 4179-4184, 2011.

XU, K.; IGUSA, T. Dynamic characteristics of multiple substructures with closely spaced frequencies. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 21, n.12, p. 1059-1070, 1992.

YAMAGUCHI, H.; HARNPORNCHAI, N. Fundamental characteristics of Multiple Tuned Mass Dampers for suppressing harmonically forced oscillations. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 22, n. 1,p. 51-62, 1993.

YANG, G. **Large-scale magnetorheological fluid damper for vibration mitigation: modeling, testing and control**. Thesis (PhD in Civil Engineering) - University of Notre Dame, Notre Dame, 2001.

YANG, X. S.; DEB, S. Cuckoo search via Lévy flights. In: World Congress on Nature & Biologically Inspired Computing (NaBIC 2009), 2009, Coimbatore, India. **Proceedings...** Coimbatore, India, 2009. p. 210-214.

YANG, X. S. **Engineering Optimization: An Introduction with Metaheuristic Applications**. 1<sup>st</sup> ed. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc., 2010.

YANG, X. S. **Nature-inspired metaheuristic algorithm**. 1<sup>st</sup> ed. United Kingdom: Luniver Press, 2008.

## APÊNDICE A - RESULTADOS DOS CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO 1

Este apêndice traz os resultados das análises dinâmicas do Edifício 1 para todos os quatro cenários de controle propostos, considerando os quatro sismos. São apresentados os máximos deslocamentos e *story drift* por andar para a estrutura controlada, bem como, as respectivas reduções em relação ao edifício sem controle.

### A.1 - CENÁRIO 1

Tabela A.1 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário 1-Den Hartog.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0137	0,0085	0,0085	0,0052	0,0052	0,0062	0,0062	0,0094	0,0094
2	0,0095	0,0134	0,0049	0,0079	0,0027	0,0096	0,0034	0,0148	0,0054
3	0,0095	0,0179	0,0045	0,0100	0,0025	0,0126	0,0030	0,0198	0,0050
4	0,0095	0,0214	0,0035	0,0113	0,0022	0,0149	0,0023	0,0238	0,0040
5	0,0095	0,0243	0,0030	0,0129	0,0022	0,0169	0,0021	0,0272	0,0034
6	0,0095	0,0261	0,0018	0,0139	0,0014	0,0181	0,0013	0,0290	0,0020
ADS	-	0,0617	-	0,0353	-	0,0488	-	0,0870	-

Tabela A.2 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário 1-Den Hartog.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	30,89	30,89	28,77	28,77	12,68	12,68	58,04	58,04
2	30,57	28,99	28,83	28,95	12,73	15,00	58,43	59,09
3	29,53	27,42	29,08	21,88	14,29	18,92	58,84	60,00
4	29,14	28,57	30,25	24,14	15,34	23,33	59,25	61,17
5	28,74	26,83	26,29	21,43	16,34	19,23	59,64	61,80
6	27,90	21,74	25,27	12,50	16,20	7,14	59,94	60,00

Tabela A.3 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário 1-Warburton.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0137	0,0084	0,0084	0,0052	0,0052	0,0062	0,0062	0,0091	0,0091
2	0,0095	0,0133	0,0049	0,0079	0,0027	0,0096	0,0034	0,0144	0,0053
3	0,0095	0,0178	0,0044	0,0100	0,0024	0,0125	0,0030	0,0192	0,0049
4	0,0095	0,0212	0,0035	0,0115	0,0022	0,0148	0,0023	0,0231	0,0039
5	0,0095	0,0242	0,0030	0,0128	0,0022	0,0168	0,0021	0,0262	0,0032
6	0,0095	0,0259	0,0018	0,0137	0,0013	0,0180	0,0013	0,0280	0,0020
ADS	-	0,0676	-	0,0374	-	0,0527	-	0,0903	-

Tabela A.4 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário-Warburton.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	31,71	31,71	28,77	28,77	12,68	12,68	59,38	59,38
2	31,09	28,99	28,83	28,95	12,73	15,00	59,55	59,85
3	29,92	29,03	29,08	25,00	14,97	18,92	60,08	60,80
4	29,80	28,57	29,01	24,14	15,91	23,33	60,45	62,14
5	29,03	26,83	26,86	21,43	16,83	19,23	61,13	64,04
6	28,45	21,74	26,34	18,75	16,67	7,14	61,33	60,00

Tabela A.5 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário 1-Otimizado.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0137	0,0084	0,0084	0,0049	0,0049	0,0061	0,0061	0,0081	0,0081
2	0,0095	0,0132	0,0048	0,0074	0,0025	0,0095	0,0033	0,0129	0,0048
3	0,0095	0,0176	0,0044	0,0093	0,0023	0,0124	0,0029	0,0176	0,0047
4	0,0095	0,0210	0,0034	0,0107	0,0021	0,0147	0,0023	0,0215	0,0040
5	0,0095	0,0239	0,0030	0,0122	0,0022	0,0166	0,0021	0,0252	0,0037
6	0,0095	0,0256	0,0019	0,0132	0,0013	0,0178	0,0013	0,0275	0,0023
ADS	-	0,0676	-	0,0386	-	0,0546	-	0,0957	-

Tabela A.6 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário 1-Otimizado.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	31,71	31,71	32,88	32,88	14,08	14,08	63,84	63,84
2	31,61	30,43	33,33	34,21	13,64	17,50	63,76	63,64
3	30,71	29,03	34,04	28,13	15,65	21,62	63,41	62,40
4	30,46	30,61	33,95	27,59	16,48	23,33	63,18	61,17
5	29,91	26,83	30,29	21,43	17,82	19,23	62,61	58,43
6	29,28	17,39	29,03	18,75	17,59	7,14	62,02	54,00

## A.2 - CENÁRIO 2

Tabela A.7 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário 2.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
		$d_{\max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{\max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{\max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{\max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0137	0,0084	0,0084	0,0050	0,0050	0,0061	0,0061	0,0080	0,0080
2	0,0095	0,0133	0,0049	0,0076	0,0026	0,0094	0,0033	0,0126	0,0047
3	0,0095	0,0177	0,0044	0,0095	0,0024	0,0123	0,0029	0,0172	0,0046
4	0,0095	0,0212	0,0035	0,0109	0,0022	0,0146	0,0023	0,0210	0,0038
5	0,0095	0,0241	0,0030	0,0125	0,0022	0,0166	0,0021	0,0245	0,0035
6	0,0095	0,0258	0,0018	0,0134	0,0013	0,0178	0,0013	0,0267	0,0022

Tabela A.8 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário 2.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	31,71	31,71	31,51	31,51	14,08	14,08	64,29	64,29
2	31,09	28,99	31,53	31,58	14,55	17,50	64,61	64,39
3	30,31	29,03	32,62	25,00	16,33	21,62	64,24	63,20
4	29,80	28,57	32,72	24,14	17,05	23,33	64,04	63,11
5	29,33	26,83	28,57	21,43	17,82	19,23	63,65	60,67
6	28,73	21,74	27,96	18,75	17,59	7,14	63,12	56,00

## A.3 - CENÁRIO 3

Tabela A.9 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário 3.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0137	0,0084	0,0084	0,0049	0,0049	0,0061	0,0061	0,0081	0,0081
2	0,0095	0,0132	0,0048	0,0074	0,0025	0,0095	0,0033	0,0129	0,0048
3	0,0095	0,0176	0,0044	0,0093	0,0023	0,0124	0,0029	0,0176	0,0047
4	0,0095	0,0210	0,0034	0,0107	0,0021	0,0147	0,0023	0,0215	0,0040
5	0,0095	0,0239	0,0030	0,0122	0,0022	0,0166	0,0021	0,0252	0,0037
6	0,0095	0,0256	0,0019	0,0132	0,0013	0,0178	0,0013	0,0275	0,0023

Tabela A.10 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário 3.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	31,71	31,71	32,88	32,88	14,08	14,08	63,84	63,84
2	31,61	30,43	33,33	34,21	13,64	17,50	63,76	63,64
3	30,71	29,03	34,04	28,13	15,65	21,62	63,41	62,40
4	30,46	30,61	33,95	27,59	16,48	23,33	63,18	61,17
5	29,91	26,83	30,29	21,43	17,82	19,23	62,61	58,43
6	29,28	17,39	29,03	18,75	17,59	7,14	62,02	54,00

## A.4 - CENÁRIO 4

Tabela A.11 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário 4.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0137	0,0074	0,0074	0,0050	0,0050	0,0058	0,0058	0,0065	0,0065
2	0,0095	0,0117	0,0043	0,0075	0,0026	0,0089	0,0031	0,0104	0,0039
3	0,0095	0,0156	0,0039	0,0095	0,0023	0,0116	0,0027	0,0143	0,0039
4	0,0095	0,0186	0,0032	0,0107	0,0021	0,0136	0,0022	0,0177	0,0034
5	0,0095	0,0208	0,0028	0,0119	0,0020	0,0152	0,0018	0,0212	0,0036
6	0,0095	0,0223	0,0018	0,0127	0,0012	0,0161	0,0011	0,0236	0,0025



Tabela A.12 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 1 no Cenário 4.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 1	
	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	39,84	39,84	31,51	31,51	18,31	18,31	70,98	70,98
2	39,38	37,68	32,43	31,58	19,09	22,50	70,79	70,45
3	38,58	37,10	32,62	28,13	21,09	27,03	70,27	68,80
4	38,41	34,69	33,95	27,59	22,73	26,67	69,69	66,99
5	39,00	31,71	32,00	28,57	24,75	30,77	68,55	59,55
6	38,40	21,74	31,72	25,00	25,46	21,43	67,40	50,00

## APÊNDICE B - RESULTADOS DOS CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO 2

Este apêndice traz os resultados das análises dinâmicas do Edifício 2 para todos os quatro cenários de controle propostos, considerando os quatro sismos. São apresentados os máximos deslocamentos e *story drift* por andar para a estrutura controlada, bem como, as respectivas reduções em relação ao edifício sem controle.

### B.1 - CENÁRIO 1

Tabela B.1 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 1-Den Hartog.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0030	0,0030	0,0025	0,0025	0,0036	0,0036	0,0040	0,0040
2	0,0137	0,0127	0,0097	0,0110	0,0085	0,0151	0,0115	0,0168	0,0129
3	0,0099	0,0179	0,0051	0,0160	0,0050	0,0217	0,0066	0,0241	0,0073
4	0,0099	0,0220	0,0046	0,0204	0,0045	0,0277	0,0061	0,0307	0,0066
5	0,0099	0,0255	0,0053	0,0247	0,0043	0,0339	0,0062	0,0372	0,0066
6	0,0099	0,0282	0,0052	0,0280	0,0034	0,0392	0,0054	0,0427	0,0058
7	0,0099	0,0336	0,0054	0,0306	0,0033	0,0440	0,0051	0,0477	0,0055
8	0,0099	0,0389	0,0053	0,0327	0,0032	0,0481	0,0046	0,0525	0,0051
9	0,0099	0,0438	0,0052	0,0345	0,0035	0,0518	0,0044	0,0571	0,0050
10	0,0099	0,0470	0,0036	0,0360	0,0029	0,0548	0,0033	0,0605	0,0040
ADS	-	0,0813	-	0,1016	-	0,1371	-	0,1727	-

Tabela B.2 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 1-Den Hartog.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	55,22	55,22	60,94	60,94	50,00	50,00	65,81	65,81
2	54,80	54,67	59,26	58,74	49,67	49,56	66,20	66,05
3	54,80	56,03	58,33	56,14	49,06	48,03	66,20	66,20
4	55,47	53,06	57,85	55,88	48,61	45,54	66,26	66,50
5	56,34	50,93	57,56	59,05	47,69	43,64	66,46	66,83
6	56,75	48,00	57,70	63,04	46,96	42,55	66,59	65,68
7	52,81	46,00	58,20	61,63	46,21	43,33	66,69	64,05
8	51,68	43,01	58,71	57,89	45,53	43,21	66,39	60,77
9	50,79	38,82	59,55	47,76	44,78	38,89	65,89	55,36
10	50,26	33,33	59,64	30,95	43,62	28,26	65,29	42,03

Tabela B.3 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 1-Warburton.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0031	0,0031	0,0025	0,0025	0,0038	0,0038	0,0041	0,0041
2	0,0137	0,0132	0,0101	0,0109	0,0084	0,0159	0,0121	0,0174	0,0133
3	0,0099	0,0185	0,0053	0,0158	0,0049	0,0225	0,0066	0,0249	0,0075
4	0,0099	0,0228	0,0047	0,0202	0,0044	0,0281	0,0059	0,0316	0,0068
5	0,0099	0,0265	0,0054	0,0244	0,0042	0,0335	0,0060	0,0384	0,0068
6	0,0099	0,0290	0,0053	0,0276	0,0032	0,0382	0,0052	0,0441	0,0059
7	0,0099	0,0343	0,0055	0,0302	0,0032	0,0428	0,0049	0,0495	0,0055
8	0,0099	0,0396	0,0054	0,0322	0,0032	0,0468	0,0044	0,0544	0,0051
9	0,0099	0,0445	0,0054	0,0339	0,0036	0,0503	0,0042	0,0592	0,0050
10	0,0099	0,0475	0,0037	0,0353	0,0029	0,0529	0,0031	0,0627	0,0040
ADS	-	0,0841	-	0,1104	-	0,1547	-	0,1914	-

Tabela B.4 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 1-Warburton.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	53,73	53,73	60,94	60,94	47,22	47,22	64,96	64,96
2	53,02	52,80	59,63	59,22	47,00	46,93	64,99	65,00
3	53,28	54,31	58,85	57,02	47,18	48,03	65,08	65,28
4	53,85	52,04	58,26	56,86	47,87	47,32	65,27	65,48
5	54,62	50,00	58,08	60,00	48,30	45,45	65,37	65,83
6	55,52	47,00	58,31	65,22	48,31	44,68	65,49	65,09
7	51,83	45,00	58,74	62,79	47,68	45,56	65,43	64,05
8	50,81	41,94	59,34	57,89	47,00	45,68	65,17	60,77
9	50,00	36,47	60,26	46,27	46,38	41,67	64,64	55,36
10	49,74	31,48	60,43	30,95	45,58	32,61	64,03	42,03

Tabela B.5 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 1 -Otimizado.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0029	0,0029	0,0026	0,0026	0,0036	0,0036	0,0039	0,0039
2	0,0137	0,0124	0,0095	0,0112	0,0086	0,0155	0,0119	0,0162	0,0124
3	0,0099	0,0174	0,0050	0,0163	0,0051	0,0224	0,0068	0,0232	0,0071
4	0,0099	0,0215	0,0045	0,0208	0,0046	0,0287	0,0063	0,0297	0,0065
5	0,0099	0,0249	0,0052	0,0252	0,0044	0,0351	0,0065	0,0363	0,0067
6	0,0099	0,0277	0,0051	0,0285	0,0036	0,0406	0,0057	0,0419	0,0060
7	0,0099	0,0331	0,0055	0,0313	0,0036	0,0456	0,0054	0,0469	0,0057
8	0,0099	0,0384	0,0053	0,0335	0,0034	0,0501	0,0049	0,0523	0,0056
9	0,0099	0,0435	0,0051	0,0354	0,0036	0,0548	0,0048	0,0579	0,0058
10	0,0099	0,0470	0,0035	0,0372	0,0028	0,0582	0,0037	0,0624	0,0047
ADS	-	0,0887	-	0,0989	-	0,1255	-	0,1921	-

Tabela B.6 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 1-Otimizado.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	56,72	56,72	59,38	59,38	50,00	50,00	66,67	66,67
2	55,87	55,61	58,52	58,25	48,33	47,81	67,40	67,37
3	56,06	56,90	57,55	55,26	47,42	46,46	67,46	67,13
4	56,48	54,08	57,02	54,90	46,75	43,75	67,36	67,01
5	57,36	51,85	56,70	58,10	45,83	40,91	67,27	66,33
6	57,52	49,00	56,95	60,87	45,06	39,36	67,21	64,50
7	53,51	45,00	57,24	58,14	44,25	40,00	67,25	62,75
8	52,30	43,01	57,70	55,26	43,26	39,51	66,52	56,92
9	51,12	40,00	58,50	46,27	41,58	33,33	65,41	48,21
10	50,26	35,19	58,30	33,33	40,12	19,57	64,20	31,88

## B.2 - CENÁRIO 2

Tabela B.7 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 2.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0035	0,0035	0,0025	0,0025	0,0041	0,0041	0,0039	0,0039
2	0,0137	0,0151	0,0116	0,0107	0,0083	0,0175	0,0134	0,0164	0,0126
3	0,0099	0,0215	0,0064	0,0155	0,0048	0,0252	0,0077	0,0236	0,0072
4	0,0099	0,0271	0,0059	0,0199	0,0044	0,0323	0,0071	0,0303	0,0068
5	0,0099	0,0323	0,0067	0,0240	0,0043	0,0395	0,0072	0,0372	0,0070
6	0,0099	0,0365	0,0064	0,0271	0,0040	0,0456	0,0062	0,0435	0,0063
7	0,0099	0,0431	0,0066	0,0296	0,0039	0,0512	0,0058	0,0496	0,0062
8	0,0099	0,0492	0,0062	0,0322	0,0036	0,0561	0,0052	0,0556	0,0061
9	0,0099	0,0549	0,0058	0,0353	0,0036	0,0604	0,0048	0,0617	0,0064
10	0,0099	0,0585	0,0037	0,0375	0,0027	0,0633	0,0034	0,0666	0,0053

Tabela B.8 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 2.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	47,76	47,76	60,94	60,94	43,06	43,06	66,67	66,67
2	46,26	45,79	60,37	59,71	41,67	41,23	67,00	66,84
3	45,71	44,83	59,64	57,89	40,85	39,37	66,90	66,67
4	45,14	39,80	58,88	56,86	40,07	36,61	66,70	65,48
5	44,69	37,96	58,76	59,05	39,04	34,55	66,46	64,82
6	44,02	36,00	59,06	56,52	38,29	34,04	65,96	62,72
7	39,47	34,00	59,56	54,65	37,41	35,56	65,36	59,48
8	38,88	33,33	59,34	52,63	36,47	35,80	64,40	53,08
9	38,31	31,76	58,62	46,27	35,61	33,33	63,14	42,86
10	38,10	31,48	57,96	35,71	34,88	26,09	61,79	23,19

## B.3 - CENÁRIO 3

Tabela B.9 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 3.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0032	0,0032	0,0025	0,0025	0,0037	0,0037	0,0036	0,0036
2	0,0137	0,0135	0,0103	0,0110	0,0085	0,0157	0,0120	0,0151	0,0115
3	0,0099	0,0191	0,0055	0,0160	0,0050	0,0227	0,0069	0,0214	0,0065
4	0,0099	0,0235	0,0050	0,0205	0,0045	0,0290	0,0064	0,0272	0,0059
5	0,0099	0,0275	0,0058	0,0247	0,0043	0,0355	0,0065	0,0330	0,0060
6	0,0099	0,0307	0,0057	0,0280	0,0036	0,0411	0,0056	0,0381	0,0052
7	0,0099	0,0368	0,0061	0,0305	0,0037	0,0463	0,0053	0,0426	0,0050
8	0,0099	0,0427	0,0060	0,0323	0,0035	0,0508	0,0048	0,0466	0,0050
9	0,0099	0,0484	0,0056	0,0340	0,0035	0,0549	0,0044	0,0516	0,0052
10	0,0099	0,0521	0,0037	0,0362	0,0026	0,0577	0,0031	0,0556	0,0042

Tabela B.10 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 3.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	52,24	52,24	60,94	60,94	48,61	48,61	69,23	69,23
2	51,96	51,87	59,26	58,74	47,67	47,37	69,62	69,74
3	51,77	52,59	58,33	56,14	46,71	45,67	69,99	69,91
4	52,43	48,98	57,64	55,88	46,20	42,86	70,11	70,05
5	52,91	46,30	57,56	59,05	45,22	40,91	70,24	69,85
6	52,91	43,00	57,70	60,87	44,38	40,43	70,19	69,23
7	48,31	39,00	58,33	56,98	43,40	41,11	70,25	67,32
8	46,96	35,48	59,22	53,95	42,47	40,74	70,17	61,54
9	45,62	34,12	60,14	47,76	41,47	38,89	69,18	53,57
10	44,87	31,48	59,42	38,10	40,64	32,61	68,10	39,13

## B.4 - CENÁRIO 4

Tabela B.11 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 4.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0035	0,0035	0,0024	0,0024	0,0036	0,0036	0,0032	0,0032
2	0,0137	0,0148	0,0113	0,0106	0,0082	0,0152	0,0117	0,0135	0,0102
3	0,0099	0,0209	0,0061	0,0155	0,0049	0,0219	0,0067	0,0192	0,0059
4	0,0099	0,0260	0,0052	0,0200	0,0044	0,0281	0,0062	0,0247	0,0056
5	0,0099	0,0307	0,0060	0,0242	0,0043	0,0345	0,0064	0,0304	0,0058
6	0,0099	0,0344	0,0058	0,0275	0,0034	0,0399	0,0056	0,0355	0,0051
7	0,0099	0,0382	0,0061	0,0302	0,0035	0,0450	0,0053	0,0403	0,0048
8	0,0099	0,0441	0,0059	0,0321	0,0037	0,0494	0,0048	0,0447	0,0044
9	0,0099	0,0499	0,0057	0,0336	0,0037	0,0532	0,0041	0,0484	0,0038
10	0,0099	0,0535	0,0036	0,0347	0,0023	0,0555	0,0024	0,0505	0,0023

Tabela B.12 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 2 no Cenário 4.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 2	
	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	47,76	47,76	62,50	62,50	50,00	50,00	72,65	72,65
2	47,33	47,20	60,74	60,19	49,33	48,68	72,84	73,16
3	47,22	47,41	59,64	57,02	48,59	47,24	73,07	72,69
4	47,37	46,94	58,68	56,86	47,87	44,64	72,86	71,57
5	47,43	44,44	58,42	59,05	46,76	41,82	72,59	70,85
6	47,24	42,00	58,46	63,04	46,01	40,43	72,22	69,82
7	46,35	39,00	58,74	59,30	44,99	41,11	71,86	68,63
8	45,22	36,56	59,47	51,32	44,05	40,74	71,38	66,15
9	43,93	32,94	60,61	44,78	43,28	43,06	71,09	66,07
10	43,39	33,33	61,10	45,24	42,90	47,83	71,03	66,67

## APÊNDICE C - RESULTADOS DOS CENÁRIOS DE CONTROLE DO EDIFÍCIO 3

Este apêndice traz os resultados das análises dinâmicas do Edifício 3 para todos os quatro cenários de controle propostos, considerando os quatro sismos. São apresentados os máximos deslocamentos e *story drift* por andar para a estrutura controlada, bem como, as respectivas reduções em relação ao edifício sem controle.

### C.1 - CENÁRIO 1

Tabela C.1 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 no Cenário 1-Den Hartog.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0014	0,0014	0,0020	0,0020	0,0024	0,0024	0,0045	0,0045
2	0,0091	0,0040	0,0027	0,0061	0,0041	0,0072	0,0048	0,0134	0,0089
3	0,0137	0,0092	0,0052	0,0146	0,0085	0,0171	0,0099	0,0316	0,0182
4	0,0099	0,0120	0,0030	0,0198	0,0053	0,0232	0,0062	0,0429	0,0113
5	0,0099	0,0143	0,0027	0,0248	0,0050	0,0289	0,0058	0,0535	0,0106
6	0,0099	0,0165	0,0027	0,0295	0,0049	0,0344	0,0058	0,0637	0,0103
7	0,0099	0,0185	0,0031	0,0346	0,0052	0,0403	0,0063	0,0744	0,0108
8	0,0099	0,0202	0,0031	0,0396	0,0051	0,0462	0,0062	0,0848	0,0106
9	0,0099	0,0224	0,0031	0,0444	0,0049	0,0521	0,0061	0,0950	0,0103
10	0,0099	0,0245	0,0029	0,0492	0,0049	0,0578	0,0059	0,1047	0,0099
11	0,0099	0,0263	0,0026	0,0538	0,0047	0,0634	0,0057	0,1140	0,0095
12	0,0099	0,0282	0,0022	0,0583	0,0046	0,0689	0,0054	0,1228	0,0090
13	0,0099	0,0298	0,0029	0,0628	0,0048	0,0743	0,0055	0,1318	0,0090
14	0,0099	0,0309	0,0033	0,0674	0,0048	0,0796	0,0054	0,1402	0,0086
15	0,0099	0,0315	0,0036	0,0717	0,0047	0,0847	0,0051	0,1480	0,0079
16	0,0099	0,0322	0,0037	0,0757	0,0045	0,0893	0,0047	0,1550	0,0071
17	0,0099	0,0328	0,0041	0,0799	0,0046	0,0939	0,0046	0,1618	0,0070
18	0,0099	0,0341	0,0039	0,0836	0,0042	0,0980	0,0041	0,1677	0,0063
19	0,0099	0,0362	0,0038	0,0873	0,0040	0,1018	0,0037	0,1733	0,0060
20	0,0099	0,0386	0,0034	0,0907	0,0036	0,1050	0,0036	0,1784	0,0056
21	0,0099	0,0408	0,0031	0,0937	0,0034	0,1079	0,0037	0,1833	0,0057
22	0,0099	0,0425	0,0024	0,0962	0,0029	0,1103	0,0034	0,1875	0,0056
ADS	-	0,0808	-	0,1792	-	0,2509	-	0,4779	-



Tabela C.2 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 no Cenário 1-Den Hartog.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	6,67	6,67	31,03	31,03	61,29	61,29	56,31	56,31
2	6,98	6,90	29,07	28,07	61,29	60,98	56,21	56,16
3	8,91	10,34	28,08	27,97	61,22	61,33	56,71	56,97
4	11,11	14,29	28,52	28,38	61,33	61,73	56,93	57,52
5	12,80	15,63	28,32	27,54	61,52	62,34	57,06	57,60
6	14,06	10,00	28,40	26,87	61,86	61,84	57,19	57,44
7	16,67	-3,33	27,92	27,78	62,12	61,11	57,29	57,48
8	18,88	8,82	27,21	29,17	62,22	61,01	57,37	57,26
9	18,25	16,22	27,21	30,99	62,19	60,65	57,30	56,90
10	17,23	23,68	27,54	30,00	62,15	60,40	57,28	56,77
11	16,24	33,33	27,88	30,88	62,01	59,86	57,19	56,42
12	14,55	42,11	28,11	31,34	61,79	59,70	57,08	56,31
13	13,12	25,64	28,47	30,43	61,60	58,65	56,91	56,10
14	16,71	10,81	28,60	28,36	61,36	56,80	56,90	55,90
15	22,22	-2,86	28,73	24,19	61,04	54,87	56,85	55,62
16	25,98	0,00	28,65	21,05	60,75	53,47	56,81	55,63
17	29,31	2,38	28,41	17,86	60,41	52,58	56,77	55,13
18	30,27	4,88	28,12	14,29	60,10	51,76	56,74	54,01
19	29,30	5,00	27,61	11,11	59,79	52,56	56,68	52,00
20	27,31	5,56	27,09	7,69	59,58	47,06	56,55	48,62
21	25,55	3,13	26,68	2,86	59,39	38,33	56,36	40,63
22	24,38	-4,35	26,23	-7,41	59,22	29,17	56,16	28,21

Tabela C.3 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 no Cenário 1-Warburton.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0014	0,0014	0,0021	0,0021	0,0023	0,0023	0,0045	0,0045
2	0,0091	0,0041	0,0027	0,0061	0,0041	0,0068	0,0045	0,0134	0,0088
3	0,0137	0,0094	0,0053	0,0146	0,0085	0,0160	0,0093	0,0315	0,0182
4	0,0099	0,0122	0,0031	0,0199	0,0053	0,0218	0,0058	0,0428	0,0113
5	0,0099	0,0146	0,0028	0,0248	0,0050	0,0272	0,0054	0,0533	0,0106
6	0,0099	0,0168	0,0028	0,0296	0,0049	0,0323	0,0051	0,0634	0,0102
7	0,0099	0,0189	0,0032	0,0346	0,0052	0,0377	0,0055	0,0741	0,0108
8	0,0099	0,0207	0,0033	0,0396	0,0051	0,0428	0,0055	0,0844	0,0105
9	0,0099	0,0231	0,0032	0,0445	0,0049	0,0477	0,0054	0,0945	0,0102
10	0,0099	0,0253	0,0030	0,0492	0,0048	0,0523	0,0053	0,1042	0,0098
11	0,0099	0,0274	0,0027	0,0537	0,0047	0,0568	0,0052	0,1133	0,0094
12	0,0099	0,0294	0,0024	0,0582	0,0046	0,0616	0,0051	0,1221	0,0089
13	0,0099	0,0311	0,0029	0,0627	0,0048	0,0666	0,0052	0,1309	0,0089
14	0,0099	0,0323	0,0033	0,0671	0,0048	0,0714	0,0051	0,1392	0,0085
15	0,0099	0,0329	0,0036	0,0713	0,0046	0,0760	0,0047	0,1468	0,0078
16	0,0099	0,0334	0,0038	0,0751	0,0044	0,0802	0,0043	0,1537	0,0070
17	0,0099	0,0341	0,0042	0,0792	0,0046	0,0844	0,0043	0,1603	0,0068
18	0,0099	0,0354	0,0040	0,0829	0,0041	0,0880	0,0038	0,1660	0,0061
19	0,0099	0,0374	0,0040	0,0863	0,0039	0,0914	0,0035	0,1714	0,0058
20	0,0099	0,0399	0,0036	0,0896	0,0035	0,0942	0,0031	0,1762	0,0054
21	0,0099	0,0422	0,0033	0,0926	0,0032	0,0968	0,0032	0,1807	0,0054
22	0,0099	0,0439	0,0025	0,0949	0,0027	0,0989	0,0030	0,1846	0,0053
ADS	-	0,0910	-	0,1874	-	0,2607	-	0,5045	-

Tabela C.4 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 no Cenário 1-Warburton.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	6,67	6,67	27,59	27,59	62,90	62,90	56,31	56,31
2	4,65	6,90	29,07	28,07	63,44	63,41	56,21	56,65
3	6,93	8,62	28,08	27,97	63,72	63,67	56,85	56,97
4	9,63	11,43	28,16	28,38	63,67	64,20	57,03	57,52
5	10,98	12,50	28,32	27,54	63,78	64,94	57,22	57,60
6	12,50	6,67	28,16	26,87	64,19	66,45	57,39	57,85
7	14,86	-6,67	27,92	27,78	64,57	66,05	57,46	57,48
8	16,87	2,94	27,21	29,17	65,00	65,41	57,57	57,66
9	15,69	13,51	27,05	30,99	65,38	65,16	57,53	57,32
10	14,53	21,05	27,54	31,43	65,75	64,43	57,49	57,21
11	12,74	30,77	28,02	30,88	65,97	63,38	57,45	56,88
12	10,91	36,84	28,24	31,34	65,83	61,94	57,32	56,80
13	9,33	25,64	28,59	30,43	65,58	60,90	57,21	56,59
14	12,94	10,81	28,92	28,36	65,34	59,20	57,21	56,41
15	18,77	-2,86	29,13	25,81	65,04	58,41	57,20	56,18
16	23,22	-2,70	29,22	22,81	64,75	57,43	57,17	56,25
17	26,51	0,00	29,03	17,86	64,42	55,67	57,17	56,41
18	27,61	2,44	28,72	16,33	64,17	55,29	57,18	55,47
19	26,95	0,00	28,44	13,33	63,90	55,13	57,15	53,60
20	24,86	0,00	27,97	10,26	63,74	54,41	57,09	50,46
21	22,99	-3,12	27,54	8,57	63,57	46,67	56,98	43,75
22	21,89	-8,70	27,22	0,00	63,44	37,50	56,84	32,05

Tabela C.5 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 no Cenário 1-Otimizado.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0014	0,0014	0,0020	0,0020	0,0032	0,0032	0,0035	0,0035
2	0,0091	0,0039	0,0026	0,0059	0,0039	0,0097	0,0065	0,0105	0,0069
3	0,0137	0,0089	0,0050	0,0141	0,0082	0,0232	0,0135	0,0247	0,0142
4	0,0099	0,0117	0,0028	0,0192	0,0051	0,0316	0,0085	0,0335	0,0090
5	0,0099	0,0138	0,0025	0,0240	0,0048	0,0395	0,0079	0,0420	0,0085
6	0,0099	0,0155	0,0024	0,0286	0,0047	0,0471	0,0078	0,0504	0,0084
7	0,0099	0,0174	0,0028	0,0336	0,0050	0,0551	0,0085	0,0593	0,0089
8	0,0099	0,0190	0,0028	0,0385	0,0050	0,0629	0,0085	0,0680	0,0088
9	0,0099	0,0208	0,0028	0,0433	0,0050	0,0704	0,0083	0,0766	0,0087
10	0,0099	0,0224	0,0028	0,0480	0,0049	0,0778	0,0081	0,0848	0,0085
11	0,0099	0,0238	0,0026	0,0526	0,0048	0,0851	0,0078	0,0928	0,0083
12	0,0099	0,0250	0,0023	0,0572	0,0047	0,0925	0,0074	0,1004	0,0081
13	0,0099	0,0262	0,0027	0,0620	0,0050	0,0998	0,0074	0,1081	0,0082
14	0,0099	0,0274	0,0031	0,0667	0,0050	0,1068	0,0070	0,1155	0,008
15	0,0099	0,0286	0,0034	0,0713	0,0049	0,1132	0,0067	0,1230	0,0076
16	0,0099	0,0298	0,0035	0,0757	0,0047	0,1191	0,0063	0,1300	0,007
17	0,0099	0,0309	0,0038	0,0802	0,0049	0,1253	0,0065	0,1371	0,0071
18	0,0099	0,0323	0,0036	0,0845	0,0045	0,1313	0,0061	0,1436	0,0066
19	0,0099	0,0337	0,0035	0,0887	0,0044	0,1372	0,0060	0,1500	0,0065
20	0,0099	0,0356	0,0031	0,0925	0,0040	0,1427	0,0057	0,1561	0,0063
21	0,0099	0,0377	0,0027	0,0961	0,0040	0,1484	0,0060	0,1626	0,0069
22	0,0099	0,0393	0,0019	0,0992	0,0036	0,1536	0,0058	0,1688	0,0067
ADS	-	0,0698	-	0,1962	-	0,3752	-	0,4430	-

Tabela C.6 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 no Cenário 1-Otimizado.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	6,67	6,67	31,03	31,03	48,39	48,39	66,02	66,02
2	9,30	10,34	31,40	31,58	47,85	47,15	65,69	66,01
3	11,88	13,79	30,54	30,51	47,39	47,27	66,16	66,43
4	13,33	20,00	30,69	31,08	47,33	47,53	66,37	66,17
5	15,85	21,88	30,64	30,43	47,40	48,70	66,29	66,00
6	19,27	20,00	30,58	29,85	47,78	48,68	66,13	65,29
7	21,62	6,67	30,00	30,56	48,21	47,53	65,96	64,96
8	23,69	17,65	29,23	30,56	48,57	46,54	65,81	64,52
9	24,09	24,32	29,02	29,58	48,91	46,45	65,57	63,60
10	24,32	26,32	29,31	30,00	49,05	45,64	65,40	62,88
11	24,20	33,33	29,49	29,41	49,01	45,07	65,15	61,93
12	24,24	39,47	29,47	29,85	48,70	44,78	64,91	60,68
13	23,62	30,77	29,38	27,54	48,42	44,36	64,66	60,00
14	26,15	16,22	29,34	25,37	48,16	44,00	64,49	58,97
15	29,38	2,86	29,13	20,97	47,93	40,71	64,14	57,30
16	31,49	5,41	28,65	17,54	47,65	37,62	63,78	56,25
17	33,41	9,52	28,14	12,50	47,18	32,99	63,37	54,49
18	33,95	12,20	27,34	8,16	46,54	28,24	62,96	51,82
19	34,18	12,50	26,45	2,22	45,81	23,08	62,50	48,00
20	32,96	13,89	25,64	-2,56	45,07	16,18	61,98	42,20
21	31,20	15,63	24,80	-14,29	44,15	0,00	61,29	28,13
22	30,07	17,39	23,93	-33,33	43,22	-20,83	60,53	14,10

## C.2 - CENÁRIO 2

Tabela C.7 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 no Cenário 2.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0013	0,0013	0,0021	0,0021	0,0038	0,0038	0,0033	0,0033
2	0,0091	0,0037	0,0024	0,0062	0,0041	0,0113	0,0075	0,0097	0,0064
3	0,0137	0,0086	0,0050	0,0147	0,0085	0,0269	0,0156	0,0229	0,0132
4	0,0099	0,0116	0,0030	0,0200	0,0053	0,0366	0,0098	0,0312	0,0085
5	0,0099	0,0143	0,0027	0,0249	0,0050	0,0457	0,0090	0,0392	0,0081
6	0,0099	0,0168	0,0025	0,0297	0,0049	0,0543	0,0086	0,0472	0,0081
7	0,0099	0,0192	0,0027	0,0348	0,0052	0,0632	0,0093	0,0559	0,0088
8	0,0099	0,0214	0,0027	0,0397	0,0051	0,0716	0,0092	0,0646	0,0088
9	0,0099	0,0234	0,0029	0,0446	0,0049	0,0796	0,0091	0,0733	0,0087
10	0,0099	0,0250	0,0029	0,0494	0,0049	0,0871	0,0088	0,0818	0,0086
11	0,0099	0,0265	0,0026	0,054	0,0048	0,0940	0,0084	0,0901	0,0084
12	0,0099	0,0276	0,0024	0,0585	0,0047	0,1008	0,0080	0,0981	0,0081
13	0,0099	0,0286	0,0026	0,0631	0,0049	0,1088	0,0080	0,1065	0,0083
14	0,0099	0,0294	0,0030	0,0678	0,0049	0,1163	0,0076	0,1146	0,0081
15	0,0099	0,0300	0,0033	0,0721	0,0048	0,1233	0,0070	0,1222	0,0077
16	0,0099	0,0305	0,0035	0,0762	0,0046	0,1296	0,0065	0,1293	0,0071
17	0,0099	0,0312	0,0039	0,0806	0,0048	0,1359	0,0066	0,1365	0,0072
18	0,0099	0,0319	0,0038	0,0845	0,0044	0,1415	0,0061	0,1431	0,0066
19	0,0099	0,0331	0,0037	0,0885	0,0042	0,1469	0,0060	0,1496	0,0065
20	0,0099	0,0348	0,0032	0,0921	0,0038	0,1519	0,0056	0,1558	0,0062
21	0,0099	0,0362	0,0027	0,0955	0,0036	0,1569	0,0057	0,1623	0,0066
22	0,0099	0,0371	0,0019	0,0982	0,0031	0,1615	0,0056	0,1685	0,0063

Tabela C.8 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 Cenário 2.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	13,33	13,33	27,59	27,59	38,71	38,71	67,96	67,96
2	13,95	17,24	27,91	28,07	39,25	39,02	68,30	68,47
3	14,85	13,79	27,59	27,97	39,00	39,06	68,63	68,79
4	14,07	14,29	27,80	28,38	39,00	39,51	68,67	68,05
5	12,80	15,63	28,03	27,54	39,15	41,56	68,54	67,60
6	12,50	16,67	27,91	26,87	39,80	43,42	68,28	66,53
7	13,51	10,00	27,50	27,78	40,60	42,59	67,91	65,35
8	14,06	20,59	27,02	29,17	41,46	42,14	67,52	64,52
9	14,60	21,62	26,89	30,99	42,24	41,29	67,06	63,60
10	15,54	23,68	27,25	30,00	42,96	40,94	66,63	62,45
11	15,61	33,33	27,61	29,41	43,68	40,85	66,17	61,47
12	16,36	36,84	27,87	29,85	44,09	40,30	65,71	60,68
13	16,62	33,33	28,13	28,99	43,77	39,85	65,18	59,51
14	20,75	18,92	28,18	26,87	43,54	39,20	64,77	58,46
15	25,93	5,71	28,33	22,58	43,28	38,05	64,37	56,74
16	29,89	5,41	28,18	19,30	43,03	35,64	63,97	55,63
17	32,76	7,14	27,78	14,29	42,71	31,96	63,53	53,85
18	34,76	7,32	27,34	10,20	42,39	28,24	63,09	51,82
19	35,35	7,50	26,62	6,67	41,98	23,08	62,60	48,00
20	34,46	11,11	25,96	2,56	41,53	17,65	62,06	43,12
21	33,94	15,63	25,27	-2,86	40,95	5,00	61,36	31,25
22	33,99	17,39	24,69	-14,81	40,30	-16,67	60,60	19,23

## C.3 - CENÁRIO 3

Tabela C.9 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 no Cenário 3.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0014	0,0014	0,0022	0,0022	0,0036	0,0036	0,0035	0,0035
2	0,0091	0,0039	0,0026	0,0067	0,0044	0,0109	0,0072	0,0104	0,0069
3	0,0137	0,0089	0,0051	0,0159	0,0093	0,0259	0,0150	0,0245	0,0141
4	0,0099	0,0118	0,0031	0,0216	0,0058	0,0352	0,0094	0,0333	0,0090
5	0,0099	0,0146	0,0028	0,0270	0,0054	0,0438	0,0091	0,0416	0,0085
6	0,0099	0,0172	0,0025	0,0321	0,0052	0,0520	0,0089	0,0497	0,0082
7	0,0099	0,0197	0,0026	0,0375	0,0055	0,0613	0,0096	0,0584	0,0088
8	0,0099	0,0220	0,0029	0,0428	0,0054	0,0708	0,0095	0,0668	0,0086
9	0,0099	0,0240	0,0031	0,0480	0,0052	0,0802	0,0094	0,0750	0,0083
10	0,0099	0,0257	0,0030	0,0530	0,0051	0,0893	0,0091	0,0830	0,0082
11	0,0099	0,0272	0,0028	0,058	0,005	0,0979	0,0087	0,0908	0,0079
12	0,0099	0,0284	0,0025	0,0627	0,0049	0,1061	0,0082	0,0984	0,0076
13	0,0099	0,0294	0,0027	0,0677	0,0051	0,1142	0,0081	0,106	0,0078
14	0,0099	0,0302	0,0029	0,0726	0,0051	0,1219	0,0077	0,1133	0,0075
15	0,0099	0,0307	0,0033	0,0772	0,005	0,1289	0,0071	0,1201	0,0071
16	0,0099	0,0312	0,0035	0,0816	0,0048	0,1354	0,0066	0,1264	0,0066
17	0,0099	0,0317	0,0040	0,0861	0,005	0,1417	0,0067	0,1325	0,0066
18	0,0099	0,0326	0,0039	0,0902	0,0045	0,1474	0,0062	0,1380	0,006
19	0,0099	0,0348	0,0038	0,0943	0,0043	0,1528	0,0060	0,1432	0,0059
20	0,0099	0,0367	0,0034	0,098	0,0039	0,1577	0,0055	0,148	0,0055
21	0,0099	0,0383	0,0030	0,1013	0,0035	0,1624	0,0052	0,1527	0,0053
22	0,0099	0,0396	0,0022	0,1039	0,0026	0,1657	0,0036	0,1561	0,0035



Tabela C.10 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 no Cenário 3.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	6,67	6,67	24,14	24,14	41,94	41,94	66,02	66,02
2	9,30	10,34	22,09	22,81	41,40	41,46	66,01	66,01
3	11,88	12,07	21,67	21,19	41,27	41,41	66,44	66,67
4	12,59	11,43	22,02	21,62	41,33	41,98	66,57	66,17
5	10,98	12,50	21,97	21,74	41,68	40,91	66,61	66,00
6	10,42	16,67	22,09	22,39	42,35	41,45	66,60	66,12
7	11,26	13,33	21,88	23,61	42,39	40,74	66,48	65,35
8	11,65	14,71	21,32	25,00	42,11	40,25	66,42	65,32
9	12,41	16,22	21,31	26,76	41,80	39,35	66,29	65,27
10	13,18	21,05	21,94	27,14	41,52	38,93	66,14	64,19
11	13,38	28,21	22,25	26,47	41,34	38,73	65,90	63,76
12	13,94	34,21	22,69	26,87	41,15	38,81	65,61	63,11
13	14,29	30,77	22,89	26,09	40,98	39,10	65,35	61,95
14	18,60	21,62	23,09	23,88	40,83	38,40	65,17	61,54
15	24,20	5,71	23,26	19,35	40,71	37,17	64,99	60,11
16	28,28	5,41	23,09	15,79	40,48	34,65	64,78	58,75
17	31,68	4,76	22,85	10,71	40,26	30,93	64,60	57,69
18	33,33	4,88	22,44	8,16	39,98	27,06	64,41	56,20
19	32,03	5,00	21,81	4,44	39,65	23,08	64,20	52,80
20	30,89	5,56	21,22	0,00	39,30	19,12	63,96	49,54
21	30,11	6,25	20,74	0,00	38,88	13,33	63,64	44,79
22	29,54	4,35	20,32	3,70	38,74	25,00	63,50	55,13

## C.4 - CENÁRIO 4-MODIFICADO

Tabela C.11 - Deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 no Cenário 4-Modificado.

Andar	$\Delta_{h,limite}$ (m)	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
		$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)	$d_{max}$ (m)	$\Delta_h$ (m)
1	0,0091	0,0015	0,0015	0,0018	0,0018	0,0030	0,0030	0,0028	0,0028
2	0,0091	0,0044	0,0028	0,0055	0,0037	0,0091	0,0060	0,0082	0,0054
3	0,0137	0,0095	0,0052	0,0131	0,0076	0,0216	0,0126	0,0194	0,0112
4	0,0099	0,0121	0,0031	0,0178	0,0047	0,0294	0,0078	0,0264	0,0072
5	0,0099	0,0148	0,0028	0,0222	0,0045	0,0367	0,0072	0,0333	0,0069
6	0,0099	0,0174	0,0026	0,0264	0,0044	0,0436	0,0070	0,0401	0,0068
7	0,0099	0,0200	0,0029	0,0309	0,0048	0,0506	0,0076	0,0474	0,0073
8	0,0099	0,0224	0,0030	0,0353	0,0049	0,0574	0,0076	0,0546	0,0073
9	0,0099	0,0246	0,0030	0,0396	0,0049	0,0637	0,0075	0,0618	0,0072
10	0,0099	0,0265	0,0028	0,0439	0,0049	0,0695	0,0073	0,0689	0,0070
11	0,0099	0,0281	0,0024	0,0483	0,0048	0,0756	0,0069	0,0757	0,0068
12	0,0099	0,0295	0,0025	0,0526	0,0046	0,0821	0,0065	0,0822	0,0066
13	0,0099	0,0306	0,0029	0,057	0,0045	0,0881	0,0065	0,089	0,0067
14	0,0099	0,0315	0,0032	0,0612	0,0045	0,0938	0,0064	0,0956	0,0066
15	0,0099	0,0321	0,0036	0,065	0,0044	0,0991	0,0061	0,1018	0,0062
16	0,0099	0,0325	0,0038	0,0688	0,0043	0,1038	0,0056	0,1074	0,0057
17	0,0099	0,0328	0,0042	0,0729	0,0045	0,1085	0,0056	0,113	0,0056
18	0,0099	0,0330	0,0040	0,0768	0,0041	0,1128	0,0050	0,1180	0,005
19	0,0099	0,0352	0,0039	0,0807	0,004	0,1169	0,0047	0,1227	0,0048
20	0,0099	0,0372	0,0035	0,0841	0,0035	0,1204	0,0043	0,1268	0,0043
21	0,0099	0,0389	0,0032	0,0869	0,0029	0,1235	0,0034	0,1301	0,0033
22	0,0099	0,0410	0,0023	0,0891	0,0022	0,1261	0,0026	0,1326	0,0025

Tabela C.12 - Reduções de deslocamentos e *story drift* do Edifício 3 no Cenário 4-Modificado.

Andar	Sismo 1		Sismo 2		Sismo 3		SANE 3	
	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)	$d_{\max}$ (%)	$\Delta_h$ (%)
1	0,00	0,00	37,93	37,93	51,61	51,61	72,82	72,82
2	-2,33	3,45	36,05	35,09	51,08	51,22	73,20	73,40
3	5,94	10,34	35,47	35,59	51,02	50,78	73,42	73,52
4	10,37	11,43	35,74	36,49	51,00	51,85	73,49	72,93
5	9,76	12,50	35,84	34,78	51,13	53,25	73,27	72,40
6	9,38	13,33	35,92	34,33	51,66	53,95	73,05	71,90
7	9,91	3,33	35,63	33,33	52,44	53,09	72,79	71,26
8	10,04	11,76	35,11	31,94	53,07	52,20	72,55	70,56
9	10,22	18,92	35,08	30,99	53,77	51,61	72,22	69,87
10	10,47	26,32	35,35	30,00	54,49	51,01	71,89	69,43
11	10,51	38,46	35,25	29,41	54,70	51,41	71,57	68,81
12	10,61	34,21	35,14	31,34	54,46	51,49	71,27	67,96
13	10,79	25,64	35,08	34,78	54,47	51,13	70,91	67,32
14	15,09	13,51	35,17	32,84	54,47	48,80	70,61	66,15
15	20,74	-2,86	35,39	29,03	54,42	46,02	70,32	65,17
16	25,29	-2,70	35,16	24,56	54,37	44,55	70,08	64,38
17	29,31	0,00	34,68	19,64	54,26	42,27	69,81	64,10
18	32,52	2,44	33,96	16,33	54,07	41,18	69,56	63,50
19	31,25	2,50	33,08	11,11	53,83	39,74	69,33	61,60
20	29,94	2,78	32,40	10,26	53,66	36,76	69,12	60,55
21	29,01	0,00	32,00	17,14	53,52	43,33	69,02	65,63
22	27,05	0,00	31,67	18,52	53,38	45,83	69,00	67,95