

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Patrick de Oliveira Batista da Costa

**OTIMIZAÇÃO DE ABSORVEDORES DINÂMICOS DE
VIBRAÇÃO *INERTER* PARA O CONTROLE DE VIBRAÇÕES
DE EDIFÍCIOS SUBMETIDOS À DEMANDA SÍSMICA**

Porto Alegre
2023

PATRICK DE OLIVEIRA BATISTA DA COSTA

Otimização de absorvedores dinâmicos de vibração *inertor* para o controle de vibrações de edifícios submetidos à demanda 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.

Orientador: Letícia Fleck Fadel Miguel

Porto Alegre
2023

CIP - Catalogação na Publicação

Costa, Patrick de Oliveira Batista da
Otimização de absorvedores dinâmicos de vibração
inertor para o controle de vibrações de edifícios
submetidos à demanda sísmica / Patrick de Oliveira
Batista da Costa. -- 2023.
180 f.
Orientadora: Letícia Fleck Fadel Miguel.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2023.

1. Absorvedores Dinâmicos de Vibração. 2. Inertor.
3. Controle Passivo de Vibrações. 4. Otimização
Meta-Heurística. 5. Excitação Sísmica. I. Miguel,
Letícia Fleck Fadel, orient. II. Título.

Patrick de Oliveira Batista da Costa

**OTIMIZAÇÃO DE ABSORVEDORES DINÂMICOS DE VIBRAÇÃO
INERTER PARA O CONTROLE DE VIBRAÇÕES DE EDIFÍCIOS
SUBMETIDOS À DEMANDA SÍSMICA**

Dissertação apresentada como requisito da defesa final para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração ESTRUTURAS do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 21 de março de 2023

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

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Rafael Holdorf Lopez (PPGEC/UFSC)
Dr. pelo Institute National de Sciences Appliquées de Rouen, INSA, França

Profa. Rúbia Mara Bosse (UTFPR)
Dra. pela Escola de Engenharia de São Carlos (PPGSET/EESC)

Dedico este trabalho a Deus, a minha família, a minha noiva e ao meu querido avô, Hércules (*in memoriam*).

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a DEUS pelo dom da vida, sabedoria e saúde que tem me proporcionado até aqui, dentre muitas outras bênçãos recebidas, essencialmente na busca deste propósito. Além disso, gostaria de expressar meus agradecimentos a todas as pessoas que diretamente ou indiretamente estiveram envolvidas e contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho.

À minha família pelo apoio inestimável e compreensão durante toda minha jornada.

De forma singular à minha noiva, engenheira mecânica Danila dos Anjos Ribeiro, pelo amor, companheirismo, confiança e incentivo durante todo esse percurso.

Em especial a minha professora e orientadora, Letícia Fleck Fadel Miguel, pelo conhecimento transmitido, pela solicitude, apoio, paciência e solenes contribuições para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos membros da banca por terem aceitado o convite.

Aos meus queridos orientadores da graduação e amigos Gustavo de Miranda Saleme Gidrão e Rúbia Mara Bosse, pelos conselhos, incentivos, amizade e artigos publicados.

Ao Helielton Fioramonte pela amizade e todas as dúvidas sanadas com relação aos programas desenvolvidos na linguagem Python e Fortran.

Aos colegas do Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade (LDEC) Francisco S. Brandão e em específico a Daniele K. Monteiro por todas as reuniões e desabafos.

Aos colegas do PPGEC: Ana Raíza C. Yoshioka, Arthur C. Preuss, Carlos A. M. M. Colombo, Emerson S. Almeida, Isabel Kristiner, Lucas A. Aguiar, Marcos B. Guimarães, Victor E. Kraeski, pelas conversas e trabalhos realizados.

À Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) pela excelência e aos exímios professores do PPGEC e PROMEC que contribuíram de forma valiosa para a minha formação.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão da bolsa sendo de grande importância para a elaboração deste trabalho, sobretudo em tempos de pandemia.

“We create our own destiny by the way we do things. We have to take advantage of opportunities and be responsible for our choices.”

Benjamin S. Carson.

RESUMO

COSTA, P. O. B. **Otimização de absorvedores dinâmicos de vibração *inertor* para o controle de vibrações de edifícios submetidos à demanda sísmica.** 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

O projeto ótimo do absorvedor dinâmico de vibração conhecido como TMD (*Tuned Mass Damper*) pode exigir quantidades consideráveis de massa, assim, com o propósito de melhorar o desempenho do TMD em estruturas de edifícios sujeitos à demanda sísmica, o *inertor* é uma alternativa que possibilita reduzir a massa do TMD. Este dispositivo é implementado no absorvedor dinâmico de vibração TMDI (*Tuned Mass Damper Inertor*) e no TID (*Tuned Inertor Damper*), no qual é explorado o aparente efeito de amplificação da massa do *inertor* para melhorar o controle de vibração comparado à resposta sem controle e com o TMD clássico implementado. Os algoritmos de otimização meta-heurísticos *Grey Wolf Optimization* (GWO), *Salp Swarm Algorithm* (SSA) e *Circle-Inspired Optimization Algorithm* (CIOA) são utilizados para resolver o problema de ajuste dos dispositivos de controle aplicados a três edifícios com diferentes propriedades dinâmicas na situação de ressonância gerada pela demanda sísmica artificial no qual a mitigação da resposta sísmica é realizada através da minimização do critério de desempenho referente aos deslocamentos relativos entre pavimentos consecutivos (*story-drift*). Por conseguinte, os parâmetros ótimos encontrados são avaliados nas estruturas submetidas à seis sismos naturais registrados com diferentes características, incluindo efeitos de falha distante e falha próxima. Por fim, foi concluído que a inclusão do *inertor* pode ser uma alternativa atrativa quanto à mitigação das respostas das dinâmicas. No entanto, é importante ressaltar que embora para demanda sísmica artificial o dispositivo *inertor* melhorou a resposta das três estruturas em termos de *story-drift*, por sua vez, em alguns cenários dos sismos naturais o *inertor* pode intensificar ainda mais a resposta dinâmica.

Palavras-chave: Absorvedores Dinâmicos de Vibração *Inertor*. Controle Passivo de Vibrações. Otimização Meta-Heurística. Excitação Sísmica.

ABSTRACT

COSTA, P. O. B. **Optimization of dynamic vibration absorbers inerter for vibration control of buildings subjected to seismic demand.** 2023. Master's Thesis (Master in Civil Engineering) - Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil.

The optimal design of the dynamic vibration absorbers known as TMD (Tuned Mass Damper) may require considerable amounts of mass, thus, for the purpose of improving the performance of TMD in building structures subjected to seismic demand, inerter is an alternative that allows to reduce the mass of the TMD. This device is implemented in the dynamic vibration absorber TMDI (Tuned Mass Damper Inerter) and TID (Tuned Inerter Damper), in which the apparent mass amplification effect of the inerter to improve vibration control is exploited. The Grey Wolf Optimization (GWO), Salp Swarm Algorithm (SSA) and Circle-Inspired Optimization Algorithm (CIOA) meta-heuristic optimization algorithms are used to solve the tuning problem of the control devices applied to three buildings with different dynamic properties in the resonance situation generated by artificial seismic demand in which the mitigation of the seismic response is performed by minimizing the performance criterion regarding the relative displacements between consecutive floors (story-drift). Consequently, the optimal parameters found are evaluated on structures subjected to six recorded natural earthquakes with different characteristics, including distant fault and near fault effects. Finally, it was concluded that the inclusion of the inerter can be an attractive alternative regarding the mitigation of the dynamic responses. However, it is important to note that although for artificial seismic demand the inerter device improved the story-drift response of the three structures, in turn, in some natural earthquake scenarios the inerter device may further intensify the dynamic response.

Key-words: Inerter Dynamic Vibration Absorbers. Passive Vibration Control. Meta-Heuristic Optimization. Seismic Excitation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Densidade espectral distribuídas nas frequências predominantes em ventos e terremotos	14
Figura 1.2 – Terremotos registrados com diferentes características	14
Figura 2.1– Anel de fogo	21
Figura 2.2– Localização das fontes de terremoto	22
Figura 2.3 – Tipos de ondas sísmicas	24
Figura 2.4 – Limites globais das placas tectônicas.....	24
Figura 2.5 – Mapa de ameaça sísmica global (GSHAP) com período de retorno referente a 475 anos.....	29
Figura 2.6 – Mapa de ameaça sísmica global (GEM) com período de retorno referente a 475 anos.....	30
Figura 2.7 – Comparação do mapa de zonas sísmicas da norma brasileira com o mapa de ameaça sísmica do projeto mundial (GSHAP).....	31
Figura 2.8 – Comparação entre as magnitudes dos sismos intraplaca e as falhas neotectônicas	32
Figura 2.9 – Comparação entre os mapas de ameaça sísmica para período de retorno referentes a 475 anos e 2475 anos	33
Figura 2.10 –Idealização do dispositivo <i>inertor</i>	46
Figura 2.11 – Rede de analogia Mecânico Elétrico.....	47
Figura 2.12 – Esquema do <i>inertor</i> de cremalheira e pinhão e sua construção	47
Figura 2.13 – Esquema do <i>inertor</i> de fuso de esferas e sua construção	48
Figura 2.14 – Modelo TMDI	50
Figura 2.15 – Modelo TID.....	50
Figura 4.1 – Modelo de amortecimento Rayleigh	64
Figura 4.2 – Sistema MGD L com TMDI instalado.....	70
Figura 4.3 – Sistema MGD L com TID instalado	73
Figura 4.4 – Hierarquia do lobo cinzento	76
Figura 4.5 – Vetores de posição 2D e 3D e suas próximas posições	77

Figura 4.6 – Atualização da posição no espaço de busca 2D	78
Figura 4.7 – Ataque de presas x busca de presas (<i>exploitation</i>).....	79
Figura 4.8 – Ataque de presas x busca de presas.....	80
Figura 4.9 – Pseudocódigo GWO.....	81
Figura 4.10 – Salpa individual e cadeia de salpas	82
Figura 4.11 – Pseudocódigo SSA.....	84
Figura 4.12 – Alteração de raio e atualização do centro do círculo	86
Figura 4.13 – Pseudocódigo CIOA.....	88
Figura 5.1 – Planta baixa e elevação da estrutura do pórtico selecionado	91
Figura 5.2 – Comparação dos modos de vibração entre o <i>software</i> Abaqus® e a rotina computacional em Python	92
Figura 5.3 – Sistema de vibração forçada harmônica com 4GDL.....	93
Figura 5.4 – Comparação da resposta em deslocamento [m] para $\Delta t=0.01s$	94
Figura 5.5 – Acelerogramas artificiais gerados para diferentes condições de solo: (a) rígido; (b) médio e (c) mole	95
Figura 5.6 – Espectro de potência gerado pelo método de Kanai-Tajimi modificado para diferentes condições de solo	96
Figura 5.7 – Acelerograma artificial não estacionário gerado pelo método de Kanai-Tajimi modificado para diferentes condições de solo.....	96
Figura 5.8 – Amplitude de Fourier para diferentes condições de solo	97
Figura 5.9 – Densidade Espectral de Potência (PSD) para diferentes condições de solo	97
Figura 5.10 –Edifício Beneficência de Antioquia: planta e elevação.....	98
Figura 5.11 – Comparação dos deslocamentos do 11. ° Pav: (a) Lara-Valencia <i>et. al</i> (2020) e (b) Presente estudo	101
Figura 6.1 – Edifício de 3 pavimentos.....	103
Figura 6.2 – Três primeiros modos de vibração do Edifício de 3 pavimentos	104
Figura 6.3 – Edifício 9 pavimentos	105
Figura 6.4 – Três primeiros modos de vibração do Edifício de 9 pavimentos	106
Figura 6.5 – Edifício 15 pavimentos	107

Figura 6.6 – Três primeiros modos de vibração do Edifício de 15 pavimentos	108
Figura 6.7 – Acelerograma: sismos artificiais não-estacionários	110
Figura 6.8 – Espectro de Fourier: sismos artificiais	110
Figura 6.9 – Acelerograma: sismos naturais	111
Figura 6.10 – Espectro de Fourier: sismos naturais	111
Figura 6.11 – Posicionamento dos absorvedores: (a) TMD (b) TID (c) TMDI	114
Figura 6.12 – Curvas de convergência TID: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA	117
Figura 6.13 – Curvas de convergência TMDI: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA	117
Figura 6.14 – Comparação <i>story-drift</i> no 2º andar: Sismos com falha distante	119
Figura 6.15 – Comparação <i>story-drift</i> no 2º andar: Sismos com falha próxima	119
Figura 6.16 – Comparação máximo <i>story-drift</i> [m]: Sismos com falha distante	120
Figura 6.17 – Comparação máximo <i>story-drift</i> : Sismos com falha próxima	120
Figura 6.18 – Deslocamentos máximos normalizados do 3º andar	121
Figura 6.19 – Posicionamento dos absorvedores: (a) TMD (b) TID (c) TMDI	122
Figura 6.20 – Curvas de convergência TID: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA	125
Figura 6.21 – Curvas de convergência TMDI: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA	125
Figura 6.22 – Comparação <i>story-drift</i> no 1º andar: Sismos com falha distante	127
Figura 6.23 – Comparação <i>story-drift</i> no 1º andar: Sismos com falha próxima	127
Figura 6.24 – Comparação máximo <i>story-drift</i> : Sismos com falha distante	128
Figura 6.25 – Comparação máximo <i>story-drift</i> : Sismos com falha próxima	128
Figura 6.26 – Deslocamentos máximos normalizados do 9º andar	129
Figura 6.27 – Posicionamento dos absorvedores: (a) TMD (b) TID (c) TMDI	130
Figura 6.28 – Curvas de convergência TID: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA	133
Figura 6.29 – Curvas de convergência TMDI: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA	133
Figura 6.30 – Comparação <i>story-drift</i> : Sismos com falha distante	135
Figura 6.31 – Comparação <i>story-drift</i> : Sismos com falha próxima	135
Figura 6.32 – Comparação máximo <i>story-drift</i> : Sismos com falha distante	136

Figura 6.33 – Comparação máximo <i>story-drift</i> : Sismos com falha próxima	136
Figura 6.34 – Deslocamentos máximos normalizados do 15º andar.....	138

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1 – Posicionamento e propriedades geométricas dos perfis	91
Tabela 5.2 – Comparação entre as frequências naturais entre o <i>software</i> Abaqus® e a rotina computacional em Python	92
Tabela 5.3 – Dados do sistema massa-mola-amortecedor com 4GDL.....	93
Tabela 5.4 – Resposta em deslocamento [m] para $\Delta t=0.01s$	94
Tabela 5.5 – Parâmetros de filtragem em diferentes condições do local	95
Tabela 5.6 – Comparação das propriedades modais do edifício	99
Tabela 5.7 – Comparação das respostas da estrutura sem controle.....	99
Tabela 5.8 – Parâmetros do TMDI utilizados pelos autores	100
Tabela 5.9 – Resposta da estrutura controlada pelo TMDI.....	100
Tabela 6.1 – Posicionamento e propriedades geométricas dos perfis	103
Tabela 6.2 – Dez primeiras frequências e períodos do Edifício de 3 pavimentos.....	104
Tabela 6.3 – Posicionamento e propriedades geométricas dos perfis	105
Tabela 6.4 – Dez primeiras frequências e períodos do Edifício de 9 pavimentos.....	106
Tabela 6.5 – Posicionamento e propriedades geométricas dos perfis	107
Tabela 6.6 – Dez primeiras frequências e períodos do Edifício de 15 pavimentos.....	108
Tabela 6.7 – Característica dos sismos artificiais não-estacionários.....	109
Tabela 6.8 – Característica dos sismos considerados neste estudo	110
Tabela 6.9 – Parâmetros fixos (Ω) dos dispositivos de controle	113
Tabela 6.10 – Dados das simulações no processo de otimização.....	115
Tabela 6.11 – Resultados ótimos em <i>story-drift</i> (J) do Edifício 3PAV.....	116
Tabela 6.12 – Valores ótimos selecionados	118
Tabela 6.13 – Dados das simulações no processo de otimização.....	123
Tabela 6.14 – Resultados ótimos em <i>story-drift</i> (J) do Edifício 9PAV.....	124
Tabela 6.15 – Valores ótimos selecionados	126
Tabela 6.16 – Dados das simulações no processo de otimização.....	131

Tabela 6.17 – Resultados ótimos em <i>story-drift</i> (J) do Edifício 15PAV.....	132
Tabela 6.18 – Valores ótimos selecionados	134
Tabela A.1 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Chile	153
Tabela A.2 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kocaeli.....	153
Tabela A.3 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Michoacan	153
Tabela A.4 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Ischia	154
Tabela A.5 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kobe	154
Tabela A.6 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Northridge	154
Tabela B.1 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Chile	156
Tabela B.2 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kocaeli.....	156
Tabela B.3 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Michoacan	156
Tabela B.4 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Ischia	157
Tabela B.5 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kobe	157
Tabela B.6 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Northridge	157
Tabela C.1 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Chile	159
Tabela C.2 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kocaeli.....	159
Tabela C.3 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Michoacan	160
Tabela C.4 – Respostas máximas do <i>story-drift</i> [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Ischia	160

Tabela C.5 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kobe 161

Tabela C.6 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Northridge 161

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADAS	<i>Added Damping and Stiffness</i>
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
AMD	<i>Active Mass Driver</i>
ANSI	<i>American National Standards Institute</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
AVS	<i>Active Variable Stiffness</i>
BIS	<i>Base Isolation System</i>
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CESMD	<i>Center for Engineering Strong Motion Data</i>
CIOA	<i>Circle-Inspired Optimization Algorithm</i>
CNPQ	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
DE	<i>Differential Evolution</i>
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
EMS	<i>European Macroseismic Scale</i>
FD	<i>Friction Damper</i>
FEMA	<i>Federal Emergency Management Agency</i>
FFT	<i>Fast Fourier Transform</i>
FVD	<i>Fluid Viscous Dampers</i>

F1	Fórmula 1
GDL	Graus de Liberdade
GA	<i>Genetic Algorithms</i>
GEM	<i>Global Earthquake Model</i>
GSHAP	<i>Global Seismic Hazard Assessment Program</i>
GWO	<i>Grey Wolf Optimization</i>
HBIS	<i>Hybrid Base Isolation Systems</i>
HHT	Método de integração Hilber Hughes Taylor
HMD	<i>Hybrid Mass Damper</i>
HS	<i>Harmony Search</i>
ICA	<i>Imperialist Competitive Algorithm</i>
IMD	<i>Inertial Mass Damper</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
ITACA	<i>Italian Accelerometric Archive</i>
J-Damper	Nomenclatura utilizada pela Fórmula 1 para denominar o dispositivo <i>inertor</i>
JMA	<i>Japan Meteorological Agency</i>
LDEC	Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade
MCS	Escala de intensidade Mercalli Cancani
MGDL	Múltiplos Graus de Liberdade
MM	Escala de intensidade Mercalli Modificada
MR	Magneto Reológico

MSK	Escala de intensidade Medvedev Sponhoeuer Karnik
NBR	Norma Brasileira Regulamentada
NEHRP	<i>National Earthquake Hazards Reduction Program</i>
PEER	<i>Pacific Earthquake Engineering Research Center</i>
PGA	<i>Peak Ground Acceleration</i>
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PROMECC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica
PSD	<i>Power Spectral Density</i>
PSO	<i>Particle Swarm Optimization</i>
RIVD	<i>Rotational Inertia Viscous Damper</i>
RMS	<i>Root Mean Square</i>
SELO	<i>Socio Evolution & Learning Optimization</i>
SA	<i>Simulated Annealing</i>
SGA	<i>Search Group Algorithm</i>
SSA	<i>Salp Swarm Algorithm</i>
TADAS	<i>Triangular-Plate Added Damping and Stiffness Device</i>
TID	<i>Tuned Inerter Damper</i>
TLBO	<i>Teaching Learning Based Optimization</i>
TLD	<i>Tuned Liquid Dampers</i>
TLCD	<i>Tuned Liquid Column Dampers</i>
TMD	<i>Tuned Mass Damper</i>

TMDI	<i>Tuned Mass Damper Inerter</i>
TVMD	<i>Tuned Viscous Mass Damper</i>
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
VED	<i>Viscoelastic Dampers</i>
VIMD	<i>Viscous Inertial Mass Damper</i>
WCA	<i>Water Cycle Algorithm</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

\mathfrak{R}	Espaço de busca dos algoritmos de otimização meta-heurísticos
I. LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS	
A	Área da seção transversal [m ²]
\vec{A}	Vetor do coeficiente do método de otimização GWO
B	Matriz de endereçamento da excitação sísmica
C	Matriz de amortecimento do sistema
\vec{C}	Vetor do coeficiente do método de otimização GWO
D	Matriz diagonal
\vec{D}	Distância entre os lobos cinzentos e a presa
E	Módulo de Elasticidade (GPa)
$E_{inertor}$	Energia armazenada pelo <i>inertor</i>
F	Matriz de força externa
\hat{F}	Matriz de força efetiva
F	Vetor de forças
F_j	Fonte de alimento do SSA
I	Momento de segunda ordem / inercia (m ⁴)
J	Índice de desempenho
J	Momento polar de inércia
K	Matriz de rigidez do sistema

$\hat{\mathbf{K}}$	Matriz de rigidez efetiva
\mathbf{L}	Matriz triangular
L	Comprimento (m)
\mathbf{M}	Matriz de massa do sistema
N	Número de intervalo da banda de frequências
\mathbf{R}	Matriz de rotação
T_{\max}	Número máximo de iterações do método de otimização SSA
$S_{\ddot{x}_g}$	Espectro de Potência de Kanai-Tajimi Modificado
S_w	Nível espectral de ruído branco
\vec{X}_p	Vetor posição da presa do método GWO

II. LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

a_i	Constantes do método de integração
a_1	Primeira constante da função envelope
a_2	Segunda constante da função envelope
b	Inertância do <i>inertor</i>
c	Amortecimento viscoso
c_{TID}	Massa do TID
c_{TMDI}	Massa do TMDI
c_1	Parâmetro de equilíbrio de exploração do algoritmo SSA

c_2	Vetor aleatório do algoritmo SSA
c_3	Vetor aleatório do algoritmo SSA
f	Função objetivo
f_A	Força de Amortecimento
f_E	Força Elástica
f_I	Força inercial
g	Gravidade [m/s ²]
g_j	Restrição de igualdade
h	Função envelope
h_k	Restrição de desigualdade
i	Iterador i-ésimo
j	Iterador j-ésimo
k	Rigidez elástica da mola
k_{TID}	Rigidez do TID
k_{TMDI}	Rigidez do TMDI
lb	limite inferior do método de otimização
m_f	Massa física [kg]
m_b	Massa física do <i>inertor</i> [kg]
m_{TID}	Massa do TID
m_{TMDI}	Massa do TMDI

p	Passo do fuso
r_1	Vetor aleatório do método GWO
r_2	Vetor aleatório do método GWO
t	Tempo
ub	limite superior do método de otimização
\mathbf{x}	Vetor das variáveis de projeto
\bar{x}	Vetor de deslocamento [m]
x_p	Solução particular
$\vec{\dot{x}}$	Vetor de velocidade [m/s ²]
$\vec{\ddot{x}}$	Vetor de aceleração [m/s ²]
x_j^i	Posição das salpas
\ddot{x}_g	Vetor de aceleração do solo [m/s ²]
\ddot{x}_{g0}	Vetor de pico de aceleração do solo [m/s ²]

III. LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Δf	Incremento de frequência [Hz]
Δ_i	<i>Story drift</i> [m]
Δt	Incremento de tempo
Φ	Matriz dos modos de vibração
Ω	Conjunto de parâmetros fixos dos dispositivos de controle

IV. LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α	Parâmetro de amortecimento do método HHT
$\bar{\alpha}$	Coefficiente de amortecimento de Rayleigh
β	Parâmetro de estabilidade do método HHT
$\bar{\beta}$	Coefficiente de amortecimento de Rayleigh
β_{TMDI}	Taxa de inertância do TMDI
γ	Parâmetro de precisão do método HHT
δ	Parâmetro de precisão do método HHT
ζ_{TID}	Taxa de amortecimento do TID
ζ_{TMDI}	Taxa de amortecimento do TMDI
θ	Ângulo de posicionamento entre as barras
λ	Autovalores
μ	Relação de massa
ξ	Taxa de amortecimento
ξ_f	Taxa de amortecimento de filtragem
ξ_g	Taxa de amortecimento do solo
ξ_i	Taxa de amortecimento no modo i
ξ_j	Taxa de amortecimento no modo j
ρ	Massa específica [kg/m ³]

ν_{TID}	Taxa de frequência do TID em relação ao sistema principal
ν_{TMDI}	Taxa de frequência do TMDI em relação ao sistema principal
ϕ	Ângulo de fase
$\ddot{\chi}_g$	Vetor de aceleração estacionário [m/s ²]
ω	Frequência angular [rad/s]
ω_f	Frequência angular de filtragem [rad/s]
ω_g	Frequência angular do solo [rad/s]
ω_i	Frequência angular no modo i [rad/s]
ω_j	Frequência angular no modo j [rad/s]
ω_n	Frequência natural angular [rad/s]
ω_{TID}	Frequência angular do TID [rad/s]
ω_{TMDI}	Frequência angular do TMDI [rad/s]
ω_u	Frequência de corte [rad/s]
ω_1	Frequência angular fundamental do sistema [rad/s]

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	JUSTIFICATIVA.....	17
1.2	OBJETIVOS.....	18
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	19
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	21
2.1	OS SISMOS	21
2.1.1	Definição	22
2.1.1.1	Hipocentro e epicentro	22
2.1.1.2	Ondas sísmicas.....	22
2.1.2	Causas dos sismos	24
2.1.1.3	Tectônica das placas	24
2.1.1.4	Sismos intraplaca	25
2.1.1.5	Sismos de origem não tectônica.....	26
2.1.3	Quantificação sísmica.....	26
2.1.1.6	Intensidade	26
2.1.1.7	Magnitude	27
2.1.1.8	Movimento do solo x ameaça sísmica	28
2.1.4	Sismicidade mundial	29
2.1.5	Sismicidade no Brasil	30
2.2	ANÁLISE DINÂMICA	33
2.2.1	Excitação de base	34
2.2.2	Resolução da equação geral do movimento	35
2.3	CONTROLE DE VIBRAÇÕES	37
2.3.1	Sistema de controle passivo.....	37
2.3.1.1	Isoladores de base	37

2.3.1.2	Dissipadores de energia	38
2.3.1.3	Absorvedores dinâmicos de vibração	40
2.3.2	Sistema de controle ativo.....	42
2.3.3	Sistema de controle semiativo e híbridos	43
2.3.4	O dispositivo <i>inertor</i>	45
2.3.4.1	Modelos físicos	47
2.3.4.2	Modelos dos absorvedores dinâmicos de vibração	49
2.4	FUNDAMENTOS GERAIS DE OTIMIZAÇÃO	51
2.4.1	Variáveis de projeto.....	51
2.4.2	Função objetivo	52
2.4.3	Restrições	52
2.4.4	Formulação padrão	53
2.4.5	Algoritmos de otimização.....	53
2.4.5.1	Determinístico.....	54
2.4.5.2	Meta-heurístico	54
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	57
3.1	ISOLADORES DE VIBRAÇÃO BASEADO NO <i>INERTOR</i>	57
3.2	DISSIPADORES DE ENERGIA BASEADO NO <i>INERTOR</i>	58
3.3	ABSORVEDORES DINÂMICOS DE VIBRAÇÃO BASEADO NO <i>INERTOR</i>	59
4	METODOLOGIA	62
4.1	MODELAGEM DAS ESTRUTURAS	62
4.2	ANÁLISE MODAL	63
4.3	AMORTECIMENTO.....	63
4.4	EXCITAÇÃO SÍSMICA.....	64
4.4.1	Sismos naturais.....	66
4.4.2	Sismos artificiais	66
4.4.2.1	Função de densidade espectral.....	66

4.4.2.2	Domínio do tempo	67
4.4.2.3	Função Envelope.....	67
4.5	MÉTODO DE INTEGRAÇÃO HILBER–HUGHES-TAYLOR (HHT)	68
4.6	DIMENSIONAMENTO DO TMDI EM ESTRUTURAS COM MGD L.....	70
4.7	DIMENSIONAMENTO DO TID EM ESTRUTURAS COM MGD L	72
4.8	ALGORITIMOS DE OTIMIZAÇÃO UTILIZADOS	75
4.8.1	<i>Grey Wolf Optimizer</i> (GWO)	75
4.8.1.1	Hierarquia social	76
4.8.1.2	Presas circundante	76
4.8.1.3	A caçada.....	78
4.8.1.4	Ataque às presas (<i>exploitation</i>).....	79
4.8.1.5	Procura das presas (<i>exploration</i>).....	79
4.8.2	<i>Salp Swarm Algorithm</i> (SSA).....	81
4.8.2.1	Modelo matemático proposto para movimentação da cadeia de salpas	82
4.8.3	<i>Circle-Inspired Optimization Algorithm</i> (CIOA).....	84
4.8.3.1	Inicialização do CIOA	85
4.8.3.2	Laço principal do CIOA.....	85
4.8.3.3	Refinamento através da busca local	87
4.8.4	Índice de Desempenho (J)	88
5	VERIFICAÇÃO DAS ROTINAS COMPUTACIONAIS DESENVOLVIDAS	90
5.1	VERIFICAÇÃO DA ROTINA DA ANÁLISE MODAL.....	90
5.2	VERIFICAÇÃO DA ROTINA DA ANÁLISE DINÂMICA.....	92
5.3	VERIFICAÇÃO DA ROTINA DE GERAÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL.....	95
5.4	VERIFICAÇÃO DA ROTINA DE IMPLEMENTAÇÃO DO <i>INERTER</i>	98
6	EXEMPLOS APLICADOS: RESULTADOS E DISCUSSÕES	102
6.1	ESTRUTURAS ANALISADAS.....	102
6.1.1	Edifício de 3 Pavimentos	103

6.1.2	Edifício de 9 Pavimentos.....	104
6.1.3	Edifício de 15 Pavimentos.....	106
6.2	DEMANDA SÍSMICA	109
6.2.1	Sismos artificiais	109
6.2.2	Sismos naturais.....	110
6.3	FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO APLICADO AOS ABSORVEDORES DINÂMICOS DE VIBRAÇÃO <i>INERTER</i>	112
6.4	CENÁRIO 1: EDIFÍCIO DE 3 PAVIMENTOS.....	114
6.4.1	Processo de otimização: valores ótimos encontrados.....	114
6.4.2	Resultados: resposta da estrutura sem e com controle	118
6.5	CENÁRIO 2: EDIFÍCIO DE 9 PAVIMENTOS.....	122
6.5.1	Processo de otimização: valores ótimos encontrados.....	122
6.5.2	Resultados: resposta da estrutura sem e com controle	126
6.6	CENÁRIO 3: EDIFÍCIO DE 15 PAVIMENTOS.....	130
6.6.1	Processo de otimização: valores ótimos encontrados.....	130
6.6.2	Resultados: resposta da estrutura sem e com controle	134
7	CONCLUSÕES.....	139
7.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	140
	REFERÊNCIAS	141
	APÊNDICE A – RESULTADOS DO CENÁRIO 1: RESPOSTAS SEM E COM CONTROLE	152
	APÊNDICE B – RESULTADOS DO CENÁRIO 2: RESPOSTAS SEM E COM CONTROLE	155
	APÊNDICE C – RESULTADOS DO CENÁRIO 3: RESPOSTAS SEM E COM CONTROLE	158

1 INTRODUÇÃO

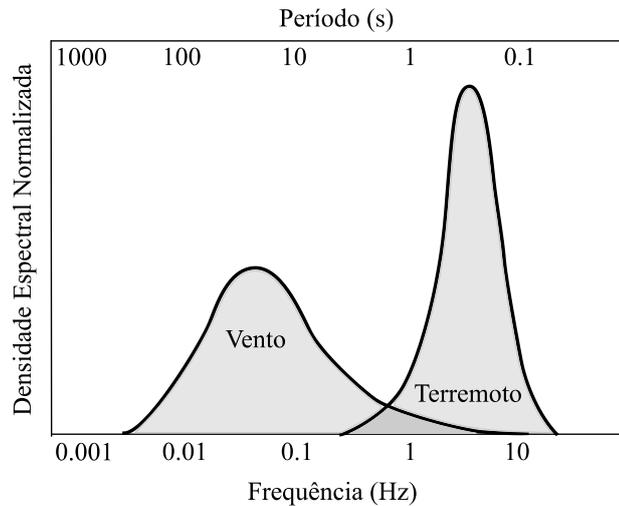
As ações dinâmicas sempre estiveram presentes nas estruturas civis, sejam elas associadas a atividades humanas (tal como pular, correr, caminhar), operações de equipamentos e máquinas, movimentação de veículos, ação do vento, e inclusive demandas sísmicas. Entretanto, o crescimento populacional somado a busca pelo espaço territorial implica no aumento de habitações verticalizadas, e ainda, a contribuição do avanço da tecnologia dos materiais assim como os sistemas estruturais corroboram para construções de estruturas progressivamente mais leves, esbeltas, e conseqüentemente mais flexíveis. Posto isso, a avaliação de ações dinâmicas é imprescindível devido à sensibilidade das estruturas aos efeitos de vibração, tanto no que diz respeito ao Estado Limite de Serviço (ELS), isto é, o conforto e operacionalidade das pessoas em suas habitações, tal como o Estado Limite Último (ELU) no que se refere à estabilidade e segurança das estruturas, na tentativa de evitar o colapso das mesmas.

Em geral, os edifícios são projetados para resistir a carregamentos verticais tais como as ações permanentes (peso próprio, elementos construtivos), ações variáveis (movimentação de pessoas, veículos) e suas combinações. Contudo, ventos e sismos são carregamentos predominantemente horizontais que atuam nas estruturas. Desta forma, a fim de obter um projeto mais viável, econômico e seguro, o conhecimento do comportamento da estrutura à vista desses fenômenos é fundamental.

Balendra (2012) expõe que a influência desses fenômenos depende das características dinâmicas da estrutura em relação à faixa de frequência dominante do carregamento. Isto é, ao passo que a ação dinâmica do vento preconiza a relevância das áreas das edificações expostas, sendo sensíveis a edifícios mais altos, todavia, para os sismos, as forças inerciais são mobilizadas através de carregamentos transientes com frequências predominantes típicas de 10 a 50 vezes as frequências de excitação do vento. Em decorrência disso, as estruturas podem ser afetadas de diferentes formas. A Figura 1.1 apresenta o conteúdo de frequência de cada ação.

Conforme destaca Newmark e Rosenblueth (1971), a atuação dos terremotos nas estruturas tem o potencial de evidenciar os erros cometidos na concepção e construção, sendo um dos aspectos mais intrigantes e desafiantes da engenharia sísmica, conferindo um valor educativo no que diz respeito a alteração da concepção e filosofia de projetos posteriores.

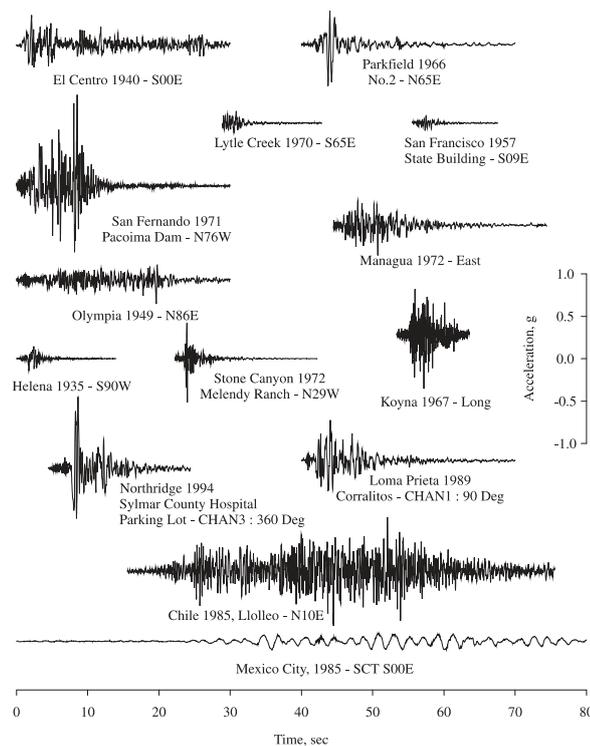
Figura 1.1 – Densidade espectral distribuídas nas frequências predominantes em ventos e terremotos



(fonte: adaptada de HOLMES, 2007)

Por conseguinte, um evento sísmico que apresenta alta quantidade de energia distribuída na frequência fundamental de uma determinada estrutura poderá causar maior dano do que outro evento com aceleração do solo superior. A Figura 1.2 apresenta a variação da distribuição de energia no tempo e frequência de alguns dos terremotos registrados.

Figura 1.2 – Terremotos registrados com diferentes características



(fonte: CHOPRA, 2012)

O aço estrutural é de várias maneiras um material atrativo para a resistência a terremotos, devido à sua alta ductilidade e alta relação resistência/massa, o que implica menor mobilização de forças inerciais. Em razão disso, as forças sísmicas são menores ao se comparar com estruturas de concreto, por exemplo. Não obstante, as estruturas de aço tendem a ser mais flexíveis que as equivalentes estruturas de concreto e, a menos que sejam controladas, os deslocamentos resultantes podem levar a maiores níveis de danos nos componentes não-estruturais. A norma internacional de disposições sísmicas para edifícios estruturais em aço ANSI/AISC 341-16 recomenda o conceito “pilar forte/viga fraca” (*strong column/weak beam*), em que, para estruturas submetidas a carregamentos horizontais como os sismos, é fundamental que os pilares tenham maior rigidez em relação as vigas para manter a estabilidade global da estrutura, conduzindo à modos de falhas mais dúcteis.

Ainda assim, o projeto e o detalhamento de estruturas de aço precisam ser feitos cuidadosamente, a fim de garantir um resultado dúctil sob as condições de extrema carga dinâmica experimentada durante um terremoto. Uma atenção especial deve ser dada ao projeto das ligações (particularmente conexões soldadas). O colapso do edifício Pinot Suarez de 21 andares durante o terremoto mexicano de 1985 foi provavelmente o primeiro exemplo de falha de um edifício moderno com estrutura de aço soldado (OSTERAAS; KRAWINKLER, 1989).

Contudo, apesar dos materiais em aço possuírem certa ductilidade inerente, as pesquisas realizadas em estruturas em aço submetidas a sismos constataam que a ductilidade do material por si só não é garantia de comportamento estrutural dúctil (ENG; UANG; SE, 2011).

Dentre os modelos de projeto baseado em terremoto propostos, o tradicional projeto sísmico baseado na força/resistência pode não se tornar viável financeiramente devido ao seu alto custo em delimitar o comportamento da estrutura no regime elástico. Por outro lado, o projeto sísmico focado no movimento propõe a redução da resposta da estrutura, o que conseqüentemente possibilita menores deformações, viabilizando o comportamento da estrutura no regime elástico, e, ainda que ocorra deformações permanentes, são relativamente inferiores (CONNOR; LAFLAMME, 2014).

O projeto sísmico focado no movimento propõe a inclusão de dispositivos externos que tem por finalidade controlar a vibração das estruturas, seja por isolamento, dissipação de energia ou absorção de vibração. Os sistemas de controle em que esses dispositivos são incluídos podem ser classificados em: passivos, ativos, semiativos ou híbridos.

Os sistemas passivos são caracterizados por não necessitar de fonte externa de energia para sua aplicação, o que traz como benefício seu valor econômico. Dentre os sistemas passivos mais utilizados destaca-se o absorvedor dinâmico de vibração conhecido como TMD (*Tuned Mass Damper*).

O TMD tem sido considerado por vários pesquisadores e aplicado na prática para controlar passivamente o movimento vibratório das estruturas submetidas a ações dinâmicas do vento e sismos, mantendo a amplitude abaixo dos limites aceitáveis (CHANG, 1999; SOONG; DARGUSH, 1999; SPENCER; NAGARAJAIAH, 2003).

Apesar de ser amplamente utilizado devido aos procedimentos de projeto relativamente simples e bem estabelecidos, o TMD não é robusto à incertezas na estimativa das propriedades da estrutura primária que dependem dos parâmetros ideais de projeto do TMD. Para resolver esses problemas, várias estratégias diferentes foram empregadas, tais como o uso de múltiplos TMD (YAMAGUCHI; HARNPORNCHAI, 1993).

Em decorrência disso, a maneira mais comum de melhorar o desempenho e a robustez do TMD é aumentar a massa acoplada para a qual o projeto ideal do TMD é procurado. De fato, quanto maior a massa acoplada considerada, mais eficaz se torna o absorvedor dinâmico de vibração projetado para reduzir as vibrações excessivas da estrutura, entretanto, ao custo de um aumento do peso total do sistema estrutural (HOANG; FUJINO; WARNITCHAI, 2008; DE ANGELIS; PERNO; REGGIO, 2012).

Desse modo, o dispositivo mecânico de amplificação de massa denominado *inertor* por Smith (2002) surge como alternativa para melhorar o desempenho do TMD. O absorvedor dinâmico de vibração TMDI (*Tuned Mass Damper Inertor*) e o TID (*Tuned Inertor Damper*) exploram o aparente efeito de amplificação de massa do *inertor* para conseguir um melhor controle de vibração em comparação com o TMD.

Nesse contexto, esta dissertação apresenta uma investigação da aplicação do dispositivo *inertor* nos absorvedores dinâmicos de vibração em estruturas de aço submetidas a demanda sísmica, bem como a identificação dos melhores parâmetros, através do processo de otimização. Doravante, será possível contribuir com a literatura com mais informações no que diz respeito a este dispositivo e a empregabilidade dos algoritmos meta-heurísticos de otimização.

1.1 JUSTIFICATIVA

A atividade sísmica não está intrinsecamente relacionada apenas a tectônica das placas, isto é, pode ser ocasionada também por meio de ações humanas, os chamados sismos induzidos/artificiais que não são raros, ocorrendo em regiões que estão ligadas a atividades de extração de líquidos, enchimentos de reservatórios e explosões subterrâneas, por exemplo.

Além disso, lugares que são denominados como regiões estáveis em razão da baixa atividade sísmica em comparação aos países de borda de placa, não estão livres da ocorrência dos terremotos, o que significa que podem também ocorrer sismos relevantes como por exemplo em Bhuj/Gujara na Índia, considerado um país de baixa atividade sísmica, no qual ocorreu um terremoto de magnitude de momento 7, em 2001.

Em realidade, o evento sísmico não necessita ser significativo para ser catastrófico. Lugares onde há falta de informação somado ao despreparo das pessoas e edificações frente ao evento sísmico, pode desencadear vários danos nas estruturas, expondo a população a risco de vida. O caso de João Câmara, na região nordeste Brasil é um exemplo a ser citado, onde em 1986, um sismo de baixa magnitude provocou danos à 4 mil construções e cerca de 26 mil moradores desabrigados. No geral, o Brasil apresenta falhas geológicas neotectônicas ativas, como é o caso desta região em que a falha ficou conhecida como “Falha de Samambaia”.

Os dois maiores sismos no Brasil ocorreram no mesmo ano de 1955, um no estado de Mato Grosso, e o outro com epicentro no mar (estado do Espírito Santo), com magnitudes de 6.2 e 6.1, respectivamente. Desse modo, a concepção de que países não situados em borda de placa não ocorre sismos é um mito, portanto, a engenharia sísmica, sobretudo no Brasil, deve ser disseminada e valorizada com o propósito de garantir maior segurança e conforto as pessoas em suas edificações, e outros tipos de estruturas.

A norma brasileira de projeto de estruturas resistentes a sismos NBR 15421 (ABNT, 2006) foi retomada para discussão no ano de 2022, em que um dos principais apontamentos se refere na atualização do mapa de ameaça sísmica. Dentre as discussões destaca-se a possível consideração dos efeitos de sismos intraplaca (falhas neotectônicas), e revisões das regiões como por exemplo o Mato Grosso, que obteve o maior sismo considerado no Brasil, o qual a norma trata como zona 0, isto é, região de sismicidade praticamente desprezível.

Ademais, diferentemente das chuvas e outros fenômenos naturais, há o fato de não existir a predição sísmica, ou seja, impossibilidade de prever a ocorrência exata dos sismos. Ainda que seja fundamental o entendimento do comportamento dos sismos conforme será explicitado nesta dissertação, outro viés que se torna um fator essencial é a preocupação com a redução da vulnerabilidade das estruturas perante essas ações.

A filosofia da conhecida frase “*Earthquakes don’t kill people; buildings do*” (Os terremotos não matam pessoas; os edifícios sim) é uma das justificativas para o avanço da engenharia sísmica no qual compreende desde os estudos da capacidade resistente dos materiais (por exemplo a ductilidade), tal como a inclusão de dispositivos externos de forma a isolar os movimentos, dissipar as energias e absorver as vibrações, e, portanto, alcançar o propósito de mitigar perdas de vidas humanas, reduzir danos e estabelecer certo nível de conforto e segurança aos usuários, mesmo que em situações de desastres naturais, como os terremotos.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal desta dissertação consiste em otimizar os parâmetros dos absorvedores dinâmicos de vibração TMD, TMDI e TID empregados como sistemas de controle passivos instalados em edifícios em aço submetidos à demanda sísmica, com o propósito de minimizar a resposta dinâmica atendendo ao critério de norma estabelecido (*story-drift*). Para alcançar esse objetivo será necessário atingir os seguintes objetivos específicos:

- i. Obter acelerogramas sísmicos artificiais e não-estacionários a partir de uma rotina computacional desenvolvida na linguagem Python;
- ii. Otimizar os parâmetros dos absorvedores dinâmicos de vibração: taxa de frequência (ν) e taxa de amortecimento (ζ);
- iii. Analisar as respostas das estruturas sem controle e comparar com o resultado das estruturas controladas com o dispositivo *inertor*;
- iv. Comparar as vantagens e desvantagens entre os absorvedores dinâmicos de vibração utilizados no trabalho com relação à resposta dinâmica.
- v. Avaliar os efeitos da natureza dos sismos no desempenho dos absorvedores dinâmicos de vibração otimizados instalados em diferentes edifícios.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado em 7 capítulos nos quais são apresentadas as formulações e metodologias necessárias para o cumprimento dos objetivos gerais e específicos desta dissertação.

No Capítulo 1 são expostos a introdução sobre o conteúdo do trabalho, a motivação e o objetivo do estudo no que se refere à excitação sísmica em edificações, otimização e sistemas de controle.

O Capítulo 2 trata da fundamentação teórica, nos quais os conhecimentos e conceitos básicos das três principais linhas desta dissertação são apresentados: a engenharia sísmica; os tipos de sistemas de controle da engenharia do movimento estrutural com ênfase nos sistemas passivos; e a otimização com ênfase nos métodos meta-heurísticos.

O Capítulo 3 apresenta a revisão bibliográfica do *inertor*, nos quais são levantadas as pesquisas relacionadas a este dispositivo no que diz respeito a otimização e sua utilização voltada principalmente ao controle de edificações submetidas a excitações sísmicas.

O Capítulo 4 inclui a metodologia proposta neste estudo, em que a formulação matemática das estruturas em pórtico plano são apresentadas inicialmente, a fim de modelar os edifícios; em seguida a elaboração das expressões para geração dos sismos artificiais são expostas bem como a base de dados para obtenção dos sismos naturais; na sequência, a formulação do método de integração direto α -HHT (Hilber-Hughes-Taylor) para a resolução da equação geral do movimento para múltiplos graus de liberdade é descrita passo a passo; após, o dimensionamento do *Inertor* é explicitado; e por último os algoritmos de otimização *Grey Wolf Optimizer* (GWO), *Salp Swarm Algorithm* (SSA) e *Circle-Inspired Optimization Algorithm* (CIOA) são detalhados.

O Capítulo 5 destaca a verificação das rotinas computacionais desenvolvidas na linguagem Python através do editor de código aberto Visual Studio Code, compreendidas em: verificação da análise modal, verificação da análise dinâmica, verificação da excitação sísmica artificial e verificação da implementação do *inertor*.

O Capítulo 6 apresenta os resultados dos parâmetros ótimos encontrados dos dispositivos *inerters* para o controle de vibração das estruturas propostas submetidas a excitações sísmicas

considerando diferentes cenários de análise de acordo com o critério de desempenho utilizado para a otimização. A comparação com as estruturas sem controle é então realizada.

No Capítulo 7 são levantadas as conclusões desta referida pesquisa bem como sugestões para trabalhos futuros.

Ao término do trabalho, são inseridas as referências bibliográficas, seguidas pela apresentação de três Apêndices (A, B e C) contendo resultados complementares acerca de cada cenário analisado.

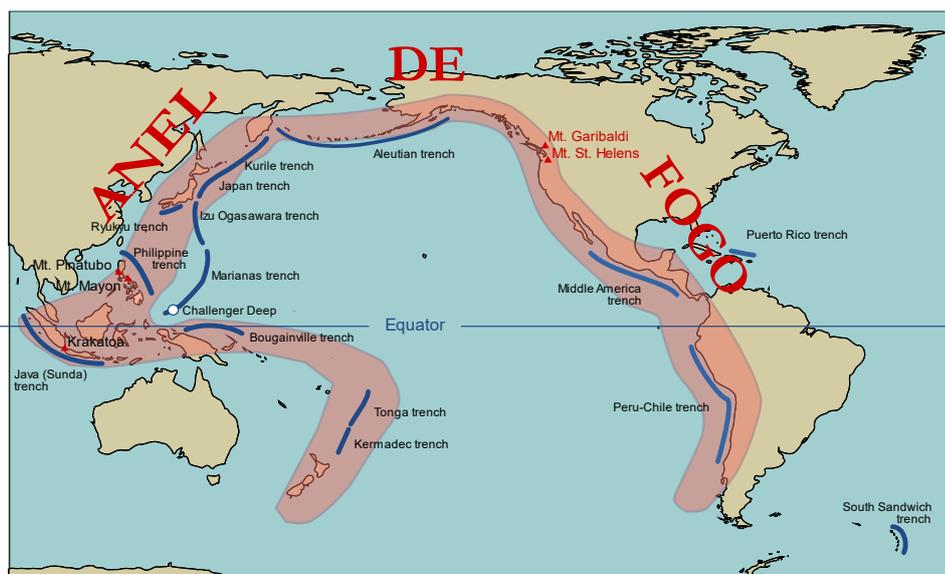
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo são apresentados os conceitos necessários para o desenvolvimento desta pesquisa. Inicialmente é exposto o conhecimento básico dos sismos e sua relevância mundial. Em seguida, a análise dinâmica é apresentada para a excitação de base. Após, os diferentes tipos de sistemas de controle são tratados, dando mais ênfase nos sistemas de controle passivo, especificamente nos absorvedores dinâmicos de vibração. Posteriormente, são abordados aspectos gerais de otimização.

2.1 OS SISMOS

Sabe-se que em lugares onde as placas tectônicas estão em constante movimento, os eventos sísmicos e vulcânicos tendem a ser frequentes e muitas vezes severos. A Orla do Pacífico, frequentemente conhecida como o Anel de Fogo (Figura 2.1) é uma área do planeta Terra em que os maiores eventos sísmicos foram registrados na história. Dentre eles é possível destacar o terremoto 9.0 de Kamchatka em 1952, o terremoto 9.5 do Chile em 1960, o terremoto 9.2 do Alasca em 1964, o terremoto 9.1 do Oceano Índico em 2004 e o terremoto 9.0 de Sendai, Japão, em 2011 (HINGA, 2015).

Figura 2.1– Anel de fogo



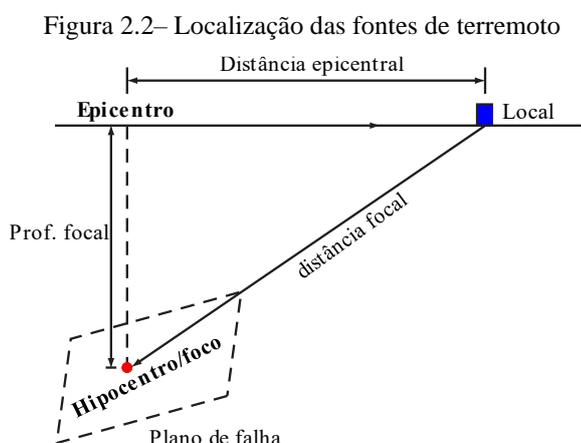
(fonte: Adaptada de Hinga, 2015)

2.1.1 Definição

De acordo com Elnashai e Di Sarno (2015) os sismos são definidos como uma liberação de energia no solo, e quando esta energia é altamente liberada e considerada como um movimento do solo forte é então chamada de terremoto. No entanto a causa decorrente da liberação da energia pode ser devido a uma falha proveniente de uma ação natural, por exemplo a tectônica das placas, ou desencadeadas por ações humanas, como será apresentado nesta subseção.

2.1.1.1 Hipocentro e epicentro

A localização inicial da falha/ruptura é chamada de foco ou hipocentro (Figura 2.2), e sua projeção perpendicular na superfície da crosta terrestre é chamada de epicentro. A profundidade da liberação da energia tal como a distância do local da estrutura em relação ao epicentro são parâmetros importantes que influenciam na característica da ação sísmica, e conseqüentemente na resposta das estruturas.



(fonte: Adaptada de BOOTH; KEY, 2006)

2.1.1.2 Ondas sísmicas

A partir do instante em que ocorre a liberação da energia a uma certa profundidade do solo/rocha são geradas as ondas sísmicas que são vibrações que se propagam pelo interior da Terra em todas as direções (Figura 2.3). Essas ondas sísmicas internas devido ao tipo de vibração no meio sólido são chamadas de ondas de corpo e são classificadas em dois grupos: longitudinais e transversais (SHEARER, 2019).

Nas ondas longitudinais, as partículas do meio vibram na mesma direção da onda e além dessa vibração, as deformações de dilatação e compressão também são transmitidas. Essas ondas podem se propagar nos meios sólidos, líquidos e gasosos, e por possuírem velocidade de propagação maior do que as ondas transversais, as ondas longitudinais também são chamadas de ondas primárias ou simplesmente ondas P, pois são as primeiras a serem detectadas nos sismógrafos (TEIXEIRA *et al.*, 2009).

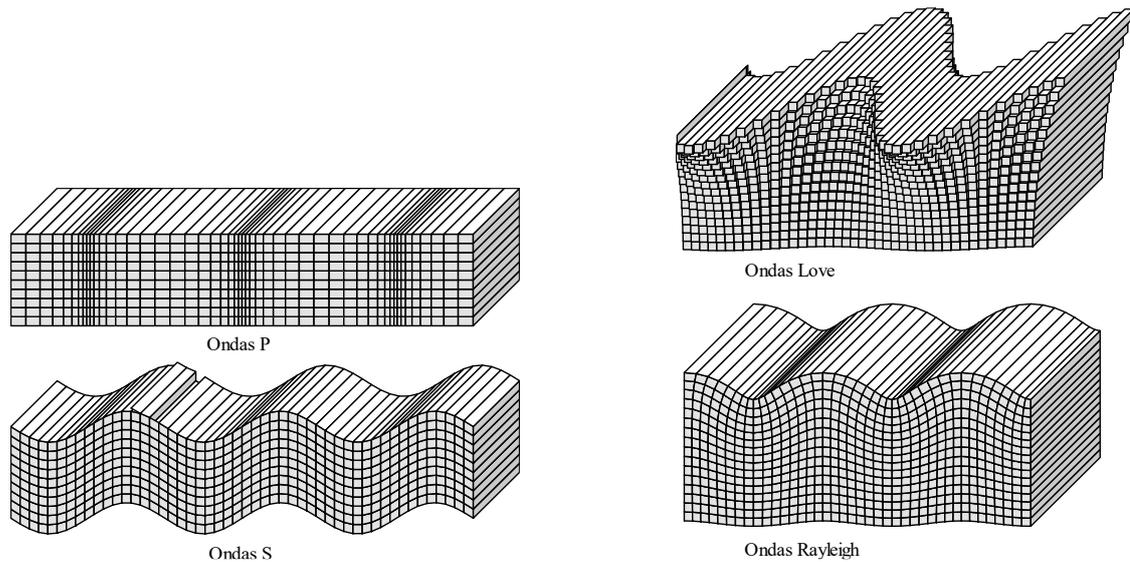
Diferentemente das ondas longitudinais, as ondas transversais se propagam somente em meios sólidos e por serem mais lentas são nomeadas de ondas secundárias ou apenas ondas S. Essas ondas transmitem vibrações em que as partículas são perpendiculares à direção de propagação e suas deformações são caracterizadas por serem tangenciais/cisalhantes (AKKAR; SUCUOĞLU, 2014).

As ondas internas de corpo quando chegam à superfície terrestre são chamadas de ondas superficiais pois se propagam de maneira especial, com velocidades inferiores comparadas as ondas de corpo. Essas ondas são facilmente identificadas por sismogramas devido a suas grandes amplitudes e longos períodos, além disso, outra característica marcante nelas é o fato de suas amplitudes de vibrações decrescerem com a profundidade. São divididas em dois tipos: ondas Love e ondas Rayleigh (VELOSO, 2012).

Descoberta teoricamente no ano de 1855 antes mesmo de ser registrada por um sismógrafo já que ainda não existiam, o físico John William Strutt, que veio a se tornar posteriormente o *Lord Rayleigh* denominou de ondas Rayleigh (ou apenas ondas R), as partículas que oscilam verticalmente descrevendo uma elipse. As ondas R, talvez a mais complicada, acabam sendo um modo especial de propagação por interferência construtiva de ondas P e S contidas no plano vertical nas camadas mais rasas da Terra. Outrossim, as ondas R são detectadas após as ondas Love (ou simplesmente ondas L), visto que são mais lentas em torno de 8% das ondas S (BOLT, 2001).

O matemático inglês Augustus Hough Love, em 1911 propôs a existência de outra onda superficial que ganhou a denominação de seu sobrenome. As ondas L se referem a um modo especial de propagação das ondas S, isto é, as ondas S são polarizadas horizontalmente nas camadas mais externas da Terra. Em outras palavras, as partículas vibram na direção transversal à propagação da onda (SHEARER, 2019).

Figura 2.3 – Tipos de ondas sísmicas



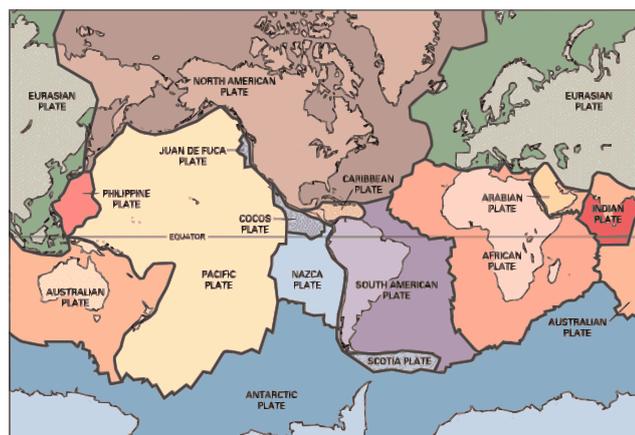
(fonte: Adaptada de SHEARER, 2019)

2.1.2 Causas dos sismos

2.1.1.3 Tectônica das placas

As 15 grandes placas tectônicas que compõem a litosfera (Figura 2.4) são movidas pelo movimento convectivo do manto terrestre, e acionado pelo calor gerado no núcleo da Terra.

Figura 2.4 – Limites globais das placas tectônicas



(fonte: United States Geological Survey - USGS¹)

¹ Disponível em: <<https://www.usgs.gov/media/images/tectonic-plates-earth>>. Acesso em: 20 abril. 2022.

De acordo com Scawthorn e Chen (2002), o movimento relativo das placas litosférica na interface da falha (isto é, regiões de borda de placas/ interplaca) é impedido pelo atrito gerado entre elas, deste modo, a energia de deformação vai se acumulando lentamente nas placas, eventualmente supera qualquer resistência e causa o deslizamento entre os dois lados da falha. Este escorregamento repentino chamado de Ressalto Elástico proposto por Lawson e Reid (1910) baseado em seus estudos de deformação regional após o terremoto de São Francisco de 1906, libera grandes quantidades de energia que constitui o sismo.

As altas concentrações de atividades sísmicas ocorrem nas proximidades das falhas. As rupturas das falhas geológicas são muito complexas, todavia podem ser idealizadas como blocos retangulares para descrever seu comportamento geral. Assim, dependendo da forma de ruptura são classificadas como: falha normal, inversa e/ou transcorrente (AKKAR; SUCUOĞLU, 2014).

2.1.1.4 Sismos intraplaca

Os espaços afastados das bordas das placas, localizados no interior das placas tectônicas são chamados de regiões de intraplaca. Essas regiões são consideradas áreas “estáveis” devido a frequência da ocorrência das atividades sísmicas serem inferiores quando comparadas as regiões de interplaca. Conforme aponta Crone *et al.* (2003) a maior parte dos sismos de intraplaca ocorre em áreas inesperadas, de baixa sismicidade ou até mesmo em lugares assísmicos. Apesar da sua causa estar relacionada as falhas geológicas, elas não estão ligadas intrinsecamente aos movimentos das grandes placas tectônicas como se sucede nos sismos de interplaca, e explicar a gênese da sismicidade intraplaca não é tão simples, aliás existem lacunas científicas devido à complexidade dessas falhas. Entretanto, as variadas propostas de explicação podem ser amplamente divididas em dois tipos de modelos: os que envolvem zonas de fraqueza (susceptíveis a fraturamentos) e os que envolvem as zonas de concentrações de tensões (ASSUMPÇÃO *et al.*, 2014).

A principal diferença entre os sismos interplaca com relação aos sismos intraplaca se deve a taxa de acúmulo de deformação e liberação de energia e não necessariamente ao nível de tensões geológicas existentes na litosfera. Desta forma há indicações de terremotos fortes intraplaca, mesmo que em eventos raros, são possíveis (ASSUMPÇÃO *et al.*, 2016).

2.1.1.5 Sismos de origem não tectônica

Além da ocorrência dos sismos associados as atividades vulcânicas desencadeados pela movimentação do magma, colapso de cavernas, e eventos raros como impactos de corpos celestes na superfície terrestre, há ainda outros fenômenos sísmicos de gênese não tectônica. Desse modo, é importante salientar que na literatura há diferentes nomenclaturas para esses fenômenos, a saber: sismicidade induzida, sismicidade artificial, sismicidade provocada pelo homem e sismicidade desencadeada. Essas denominações podem ser distintas em duas formas fundamentais: a primeira, sismicidade desencadeada, refere-se quando o sismo poderia acontecer normalmente em algum evento futuro, já a segunda trata-se de uma sismicidade induzida/artificial em que não poderia ocorrer em um evento futuro sem a presença de atividades humanas (KLOSE, 2013).

As principais obras de geoengenharia ou atividades humanas que desperta os sismos induzidos estão compreendidas em atividades de mineração e pedreiras, injeção profunda de fluídos sob alta pressão, extração de líquidos, explosões subterrâneas e enchimento de grandes reservatórios na construção de barragens (ASSUMPCÃO *et al.*, 2016).

2.1.3 Quantificação sísmica

A quantificação sísmica pode ser realizada de forma qualitativa através da escala de intensidade, ou de maneira quantitativa, mediante a escala de magnitude. Ainda assim, evidentemente, existe certa correlação entre essas escalas.

2.1.1.6 Intensidade

A intensidade sísmica é um parâmetro que representa os efeitos e danos produzidos pelos sismos na superfície da Terra. Apesar da escala ser tratada subjetivamente, é muito importante na avaliação dos sismos antigos e históricos em que não foram registrados por sismógrafos (LOPES; NUNES, 2011).

A escala de intensidade Mercalli Modificada (MM) compreendida em doze níveis em algarismos romanos, em que I é considerado imperceptível e XII catastrófico, é a classificação mais utilizada para os efeitos de um sismo. Elaborada em 1902 pelo sismólogo e vulcanólogo italiano Giuseppe Mercalli e revisada mais tarde em 1956 por Charles Richter, logo modificada.

Existem outros tipos de escalas de intensidades, tais como: a escala de 12 níveis Mercalli – Cancani – Seiberg (MCS) utilizada no sul da Europa; a escala de 12 níveis Medvedev – Sponheuer – Karnik (MSK) desenvolvida na Europa Central e Oriental e utilizada em outros países; a escala de 12 níveis *European Macroseismic Scale* (EMS) adotada desde 1998 na Europa e a escala de 7 níveis *Japan Meteorological Agency* (JMA), revisada ao longo dos anos e correlacionada com a aceleração horizontal máxima do solo, adotada no Japão e parte da Ásia (SCAWTHORN; CHEN, 2002).

2.1.1.7 Magnitude

A magnitude de um sismo está associada ao tamanho e a energia liberada pelo mesmo. Por ser uma escala instrumental logarítmica com números arábios compreendidos entre 0 a 10 (onde 10 é a máxima magnitude), é considerada objetiva e quantitativa. As primeiras tentativas de desafiar as escalas de magnitude foram feitas no Japão por Wadati e na Califórnia por Richter na década de 1930. Dentre as escalas de magnitude mais importantes estão:

- ✓ a escala de magnitude Local (ou Richter, M_L) criada por Richter em 1935, o cálculo é realizado pelo logaritmo decimal da amplitude máxima do registro sísmico, entretanto, apresenta certas limitações sendo aplicável somente para terremotos pequenos e rasos na região da Califórnia com distância epicentral menor que 600 km;
- ✓ escala de magnitude de ondas de superfície (M_S) criada por Richter e Gutenberg em 1936, no qual realiza-se a medição das amplitudes das ondas L e R para um longo período de 20 segundos característico de terremotos rasos e com distância epicentral maior que 2000 km;
- ✓ escala de magnitude de ondas de corpo (m_b) criada por Gutenberg e Richter em 1956, em que as ondas P são medidas em um curto período de 1 segundo proveniente de terremotos profundos com distância epicentral maior que 1000 km;
- ✓ e a escala de magnitude de momento (M_w) criada por Kanamori em 1977, em que a extensão da deformação na fonte do terremoto é medida, e pelo fato de não estar relacionada a nenhum comprimento de onda, o fenômeno de saturação (isto é, detecção inadequada de terremotos com grandes amplitudes) não ocorre, sendo assim é considerada a escala mais promissora das três anteriores tornando-se aplicável para

qualquer profundidade, distância epicentral e energia liberada do terremoto (ELNASHAI; DI SARNO, 2015).

Assumpção (1983) adapta a escala telessísmica das ondas de corpo (m_b) desenvolvendo a escala de magnitude regional (M_R) específica para camadas do território brasileiro, em que obtém resultados numéricos mais precisos e adequados para a realidade brasileira.

2.1.1.8 Movimento do solo x ameaça sísmica

Do ponto de vista das aplicações da engenharia sísmica, segundo Nóbrega e Nóbrega (2016) os movimentos do solo são parâmetros significativos para a avaliação das repostas das estruturas. Por conseguinte, o cálculo do nível de aceleração provocado no solo em um determinado local de interesse pode ser obtido relacionando a distância epicentral e a magnitude do evento à vista das funções de atenuação da intensidade sísmica ou leis de decaimento do meio (BAKER, 2013).

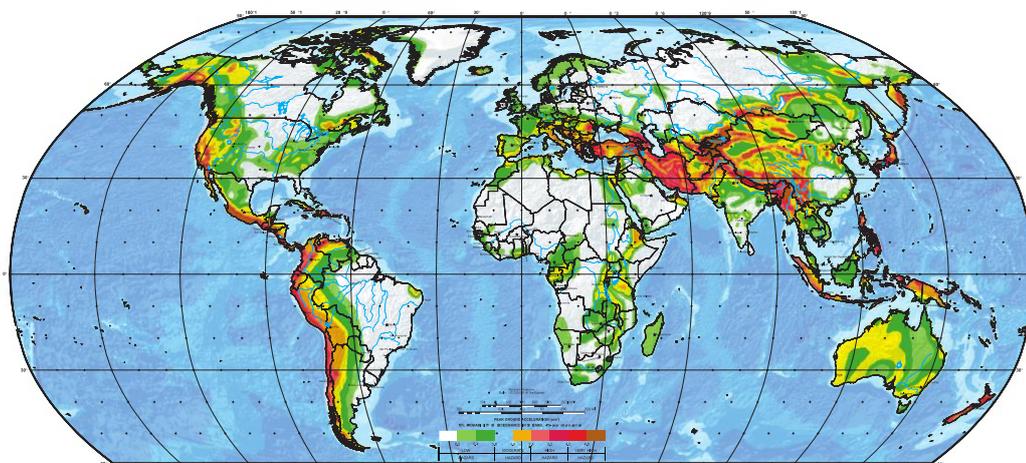
Conforme McGuire (2004), o termo ameaça ou perigo sísmico refere-se a um fenômeno que tem a propriedade potencial dependente das características da região de causar certo dano. A sua abordagem pode ser conduzida de maneira determinística ou probabilística e seus dados de saída são relacionados aos movimentos do solo, dentre eles os mais comuns utilizados são a aceleração de pico do solo (PGA), velocidade de pico do solo (PGV) e aceleração espectral (S_a).

De acordo com Assumpção *et al.* (2016), os mapas de ameaça sísmica construídos por abordagem probabilística seguem uma distribuição de Poisson em que consideram a ocorrência aleatória dos sismos sem que haja uma dependência de sismos anteriores. Os mapas mais comuns de serem encontrados na literatura mostram os níveis de movimentação do solo (por exemplo o PGA) associados a uma certa probabilidade de ocorrência (ou período de retorno), isto é, PGA com probabilidade de excedência de 10% em 50 anos, equivalente a um período de retorno de $T = 475$ anos. Entretanto, para eventos mais raros é possível encontrar mapas com PGA referente a uma probabilidade de excedência de 2% em 50 anos, e com um período de retorno de $T = 2.475$ anos.

2.1.4 Sismicidade mundial

Iniciado em 1992 e concluído em 1999, o projeto que teve como objetivo construir o mapa global de ameaça sísmica recebeu o nome de *Global Seismic Hazard Assessment Program* (GSHAP), baseado em métodos probabilísticos para um PGA com 10% de probabilidade de excedência em 50 anos.

Figura 2.5 – Mapa de ameaça sísmica global (GSHAP) com período de retorno referente a 475 anos



(fonte: Adaptada de GIARDINI *et al.*, 1999)

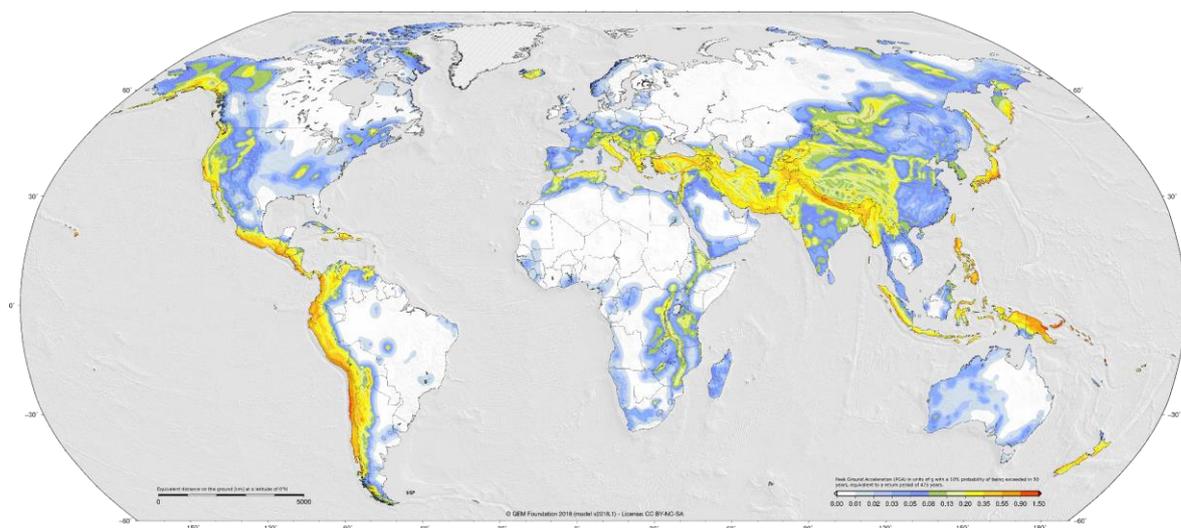
Apesar das regiões de borda de placa serem responsáveis pela maior parte da sismicidade mundial (Figura 2.5), a sismicidade em regiões “estáveis” tem sido notoriamente observada em continentes como a Austrália, na costa leste da América do Norte e no oeste da Índia. Novas propostas de mapas de ameaça sísmica têm sido elaboradas de forma a contemplar de maneira mais específica a sismicidade das regiões com falhas geológicas ativas, neotectônicas e de intraplaca.

Recentemente, em dezembro de 2018, com a colaboração do trabalho de diversos pesquisadores ao redor do mundo através de seus estudos a níveis regionais (catálogos de terremotos, bancos de dados de falhas tectônica e informações geodésicas), o modelo *Global Earthquake Model* (GEM) foi construído e finalizado na proposta de atualizar o mapa global de ameaça sísmica para o mesmo período de retorno considerado, isto é, 475 anos.

Dentre as atualizações do modelo GEM (Figura 2.6) destacam-se ameaças mais proeminente na América do Sul, na América Central, em Papua Nova Guiné, Indonésia, e no sudeste do

Japão. Ao passo que o modelo GEM tende a concentrar altos movimentos do solo em regiões de subducção, o mapa GSHAP apresenta tais concentrações no cinturão orogênico Alpino-Himalaia (PAGANI *et al.*, 2020).

Figura 2.6 – Mapa de ameaça sísmica global (GEM) com período de retorno referente a 475 anos



(fonte: Adaptada de PAGANI *et al.*, 2020)

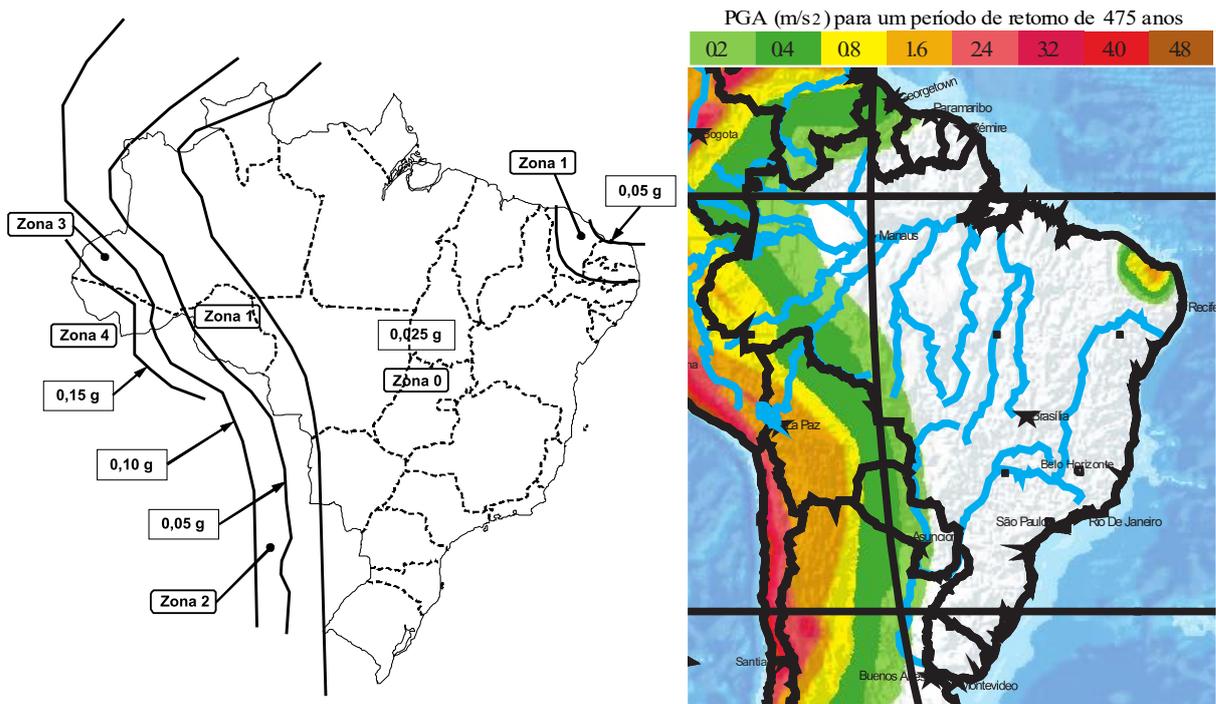
2.1.5 Sismicidade no Brasil

O território brasileiro está localizado no interior da placa sul-americana, sendo considerado “estável” do ponto de vista tectônico. À vista disso, baseado nos resultados do modelo global de ameaça sísmica (GSHAP) exposto no Figura 2.7, a norma brasileira de projeto de estruturas resistentes a sismos NBR 15421 (ABNT, 2006) considerada uma norma ISO, dividiu o território brasileiro em 5 zonas nas quais considera como relevante basicamente o efeito dos sismos distantes (Andinos) na região do Acre e parte da região nordeste, sendo pouco representativo para ameaça sísmica real do Brasil (LOPES; NUNES, 2011).

O avanço nos estudos de microzonificação sísmica confirmam que o Brasil possui sismicidade intraplaca em geral com profundidade rasa (foco menor que 10 km). Além disso, experiências como New Madrid (1812) nos Estados Unidos, Tangshan (1976) na China e Bhuj/Gujarat (2001) na Índia, apontam que regiões que possuem sismicidade intraplaca como o Brasil podem obter sismos com magnitude em torno de 7 Mw.

Os dois maiores sismos que ocorreram no Brasil foram no mesmo ano de 1955: um na região Porto de Gaúchos ao norte de Cuiabá (MT) com magnitude 6.2; e o outro de magnitude 6.1 em Vitória (ES).

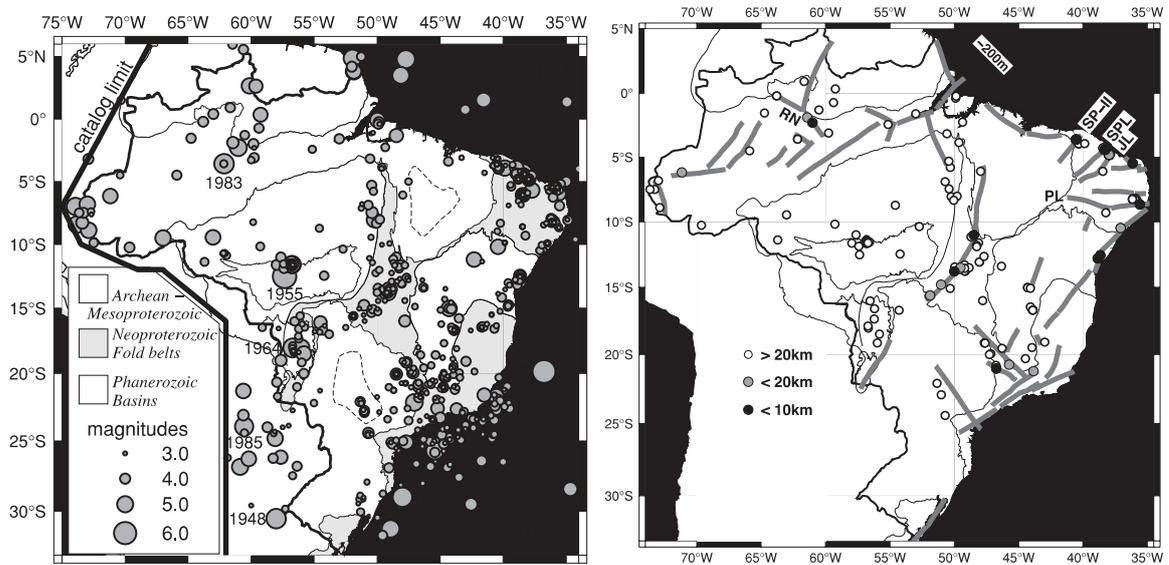
Figura 2.7 – Comparação do mapa de zonas sísmicas da norma brasileira com o mapa de ameaça sísmica do projeto mundial (GSHAP)



(fonte: Adaptada de ABNT, 2006 e GIARDINI *et al.*, 1999)

A Figura 2.8 apresenta a comparação entre as magnitudes dos sismos ocorridos no Brasil apontando a similaridade com as falhas neotectônicas.

Figura 2.8 – Comparação entre as magnitudes dos sismos intraplaca e as falhas neotectônicas



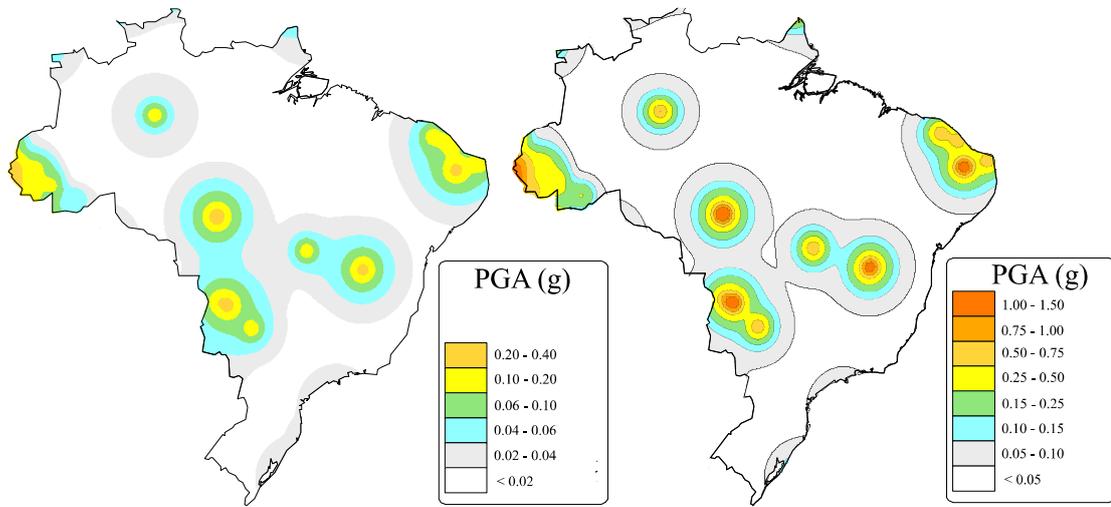
(fonte: Adaptada de ASSUMPCÃO *et al.*, 2014 e SAADI *et al.*, 2003)

A identificação de falhas ativas ou reativadas tem aumentado no Brasil. Estudos apontam que regiões como a Serra do Mar onde ocorre a Faixa Ribeira, no sudeste do Brasil, tem sido identificado inúmeras atividades neotectônicas. No nordeste, a região de João Câmara (RN) ocorre intensa atividade sísmica devido à zona de falha moderna (neotectônica) chamada de Falha de Samambaia, e em 1986 ocorreu um dos maiores desastres sísmicos no Brasil causando vários danos nas construções e deixando várias pessoas desabrigadas (VELOSO, 2012).

Além de sismos naturais, o Brasil tem histórico de sismos induzidos relevantes, principalmente aqueles relacionados com a implantação de grandes reservatórios hidrelétricos, como por exemplo o caso do Porto Colômbia-Volta Grande na divisa entre os estados de Minas Gerais e São Paulo com magnitude de 4.2.

Petersen *et al.* (2018) elaboraram mapas de ameaça sísmica referente a 10% e 2% com probabilidade de ocorrência em 50 anos, respectivamente. A Figura 2.9 apresenta valores relevantes de PGA mesmo para período de retorno mais baixo em regiões onde a norma considera supérflua, confirmando a possível eventualidade expressiva dos sismos intraplaca, e falhas neotectônicas ativas.

Figura 2.9 – Comparação entre os mapas de ameaça sísmica para período de retorno referentes a 475 anos e 2475 anos



(fonte: Adaptada de PETERSEN *et al.*, 2018)

2.2 ANÁLISE DINÂMICA

Quando uma determinada estrutura está submetida a um carregamento (f) que varia significativamente no tempo (por exemplo as máquinas rotativas, ventos, sismos...), além das forças elásticas (f_E) atuarem para manter o equilíbrio do sistema, outras duas forças são mobilizadas: as forças inerciais (f_I) e as forças de amortecimento (f_A), conforme apresenta a seguinte equação:

$$f_I(t) + f_A(t) + f_E(t) = f(t) \quad (2.01)$$

A partir disso é possível encontrar mediante a segunda lei de Newton (lei fundamental da dinâmica), ou com base no princípio de *D'Alembert*, a equação geral do movimento, sendo esta considerada uma equação diferencial ordinária de segunda ordem. A sua formulação para sistemas com múltiplos graus de liberdade (MGDL) em forma matricial é apresentada na Equação (2.02):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (2.02)$$

Em que \mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} são respectivamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do sistema com múltiplos graus de liberdade. Além disso, $\ddot{\vec{x}}$, $\dot{\vec{x}}$, \vec{x} representam os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento dependentes do tempo, respectivamente.

O vetor \mathbf{F} (variante no tempo) representa a força externa aplicada no sistema. Esta força pode ser harmônica ou arbitrária no tempo, e quando se torna zero, diz-se que o sistema está em vibração livre.

2.2.1 Excitação de base

Embora não seja incomum encontrar na literatura registros de velocidade e/ou deslocamento no solo, a forma mais utilizada dentro da engenharia sísmica para expressar o terremoto atuando na estrutura é através do registro da aceleração no solo, pois a aceleração traz informações mais precisas, e, portanto, mais eficaz. A formulação da aceleração do solo como força externa (força efetiva) atuando no sistema é representada com excitação na base de acordo com a Equação (2.03):

$$\mathbf{F}(t) = -\mathbf{MB}\ddot{x}_g(t) \quad (2.03)$$

O sinal negativo representa que o movimento é oposto a excitação, porém tem pouca importância no que diz respeito a resposta. A matriz de endereçamento \mathbf{B} representa os cossenos diretores dos ângulos formados entre o movimento da base e as direções dos GDL. O vetor de acelerações do solo \ddot{x}_g é a diferença entre a aceleração total (\ddot{x}^t) e a aceleração relativa (\ddot{x}) da estrutura (Equação (2.04)). Dessa forma a equação geral do movimento pode ser reescrita em termos de movimento relativos considerando a atuação da aceleração do solo (Equação (2.05)), ou, em termos de movimentos totais considerando a atuação da velocidade e deslocamento do solo (Equação (2.06)).

$$\ddot{x}_g(t) = \ddot{x}^t(t) - \ddot{x}(t) \quad (2.04)$$

$$\mathbf{M}\ddot{x}(t) + \mathbf{C}\dot{x}(t) + \mathbf{K}x(t) = -\mathbf{MB}\ddot{x}_g(t) \quad (2.05)$$

$$\mathbf{M}\ddot{x}^t(t) + \mathbf{C}\dot{x}^t(t) + \mathbf{K}x^t(t) = \mathbf{C}\dot{x}_g(t) + \mathbf{K}x_g(t) \quad (2.06)$$

2.2.2 Resolução da equação geral do movimento

A Equação (2.06) pode ser resolvida no domínio da frequência ou no domínio do tempo. De acordo com Wilson (1996), a resolução da equação geral do movimento no domínio da frequência é vantajosa devido a sua rapidez na obtenção da função de transferência para as respostas focadas a problemas de excitação estacionária (tal como as vibrações mecânicas, acústicas, ondas do mar, ventos sinóticos), entretanto, no que se refere as excitações sísmicas o método possui as seguintes desvantagens: os sismos não são estacionários e portanto, se faz necessário selecionar um longo período de tempo para que a solução do sismo de comprimento finito seja completamente amortecido; a transformação do resultado do domínio da frequência para o domínio do tempo, mesmo com o uso dos métodos da transformada rápida de Fourier (FFT), requer um esforço computacional considerável; além disso se limita a problemas lineares.

A solução no domínio do tempo sob forças arbitrárias pode ser efetuada através do método da superposição modal ou métodos de integração. O método da superposição modal trabalha com a equação geral do movimento de forma desacoplada em que a resposta é expressa como uma expansão em série dos modos de vibração e da contribuição da participação modal. Sendo assim esta é a principal vantagem do método visto que permite obter a resposta apenas dos modos fundamentais predominantes, sendo notável sua eficácia, não obstante estão limitados apenas para casos lineares (GÉRADIN; RIXEN, 2014).

De acordo com Clough e Penzien (1975) os métodos de integração fornecem a única abordagem geral completa para a análise da resposta nos casos lineares e não lineares independentemente do comportamento estrutural. Isso se deve ao fato de que as análises no domínio temporal são realizadas passo a passo. Além disso, permitem a consideração da contribuição das altas frequências na resposta diretamente. Os métodos de integração são considerados “diretos”, pois diferentemente do método da superposição modal as equações de movimento não são transformadas antes do processo de integração numérica, ou seja, a equação do movimento é resolvida na forma acoplada.

Segundo Bathe (2006) a integração numérica direta é baseada em dois conceitos principais, a saber: o primeiro conceito, a equação de equilíbrio (forças elásticas, de amortecimento e de inércia) deve ser satisfeita nos pontos discretos no intervalo da solução; no segundo conceito, a função de interpolação deve ser assumida para os deslocamentos, velocidades e acelerações

dentro de cada intervalo de tempo (dt). Esses dois conceitos tal como o tamanho do intervalo de tempo determinam a precisão, consistência e estabilidade do método.

Dependendo do tipo de análise, duração da excitação e modelo do sistema, os métodos de integração podem resultar em um alto custo computacional, sendo esta a possível desvantagem do método. No entanto cabe ao analista escolher o método mais apropriado e vantajoso para cada tipo de problema a ser resolvido, sendo que na literatura há diversos métodos de integração propostos, desde os tradicionais tais como o método de Houbolt, diferenças finitas centrais, método de Newmark, Wilson- θ , Runge-Kutta, Hilber-Hughes-Taylor ($\alpha - HHT$) até métodos mais recentes como por exemplo os métodos propostos por Zhang (2020) e Li e Yu (2020).

Os métodos de integração podem ser explícitos, ou seja, quando a solução atual depende do passo atual e anterior, ou implícitos, quando a solução atual depende do passo futuro também. Além disso podem ser considerados condicionalmente ou incondicionalmente estáveis, em que o fator limitante é o tamanho mínimo do intervalo de tempo (dt).

No que tange as análises sísmicas, sabendo que o tempo de duração do evento pode ser longo e que a frequência de amostragem dos aparelhos de detecção delimitam um intervalo de tempo constante e pequeno, conforme apontado por Paultre (2013) e Fernandes *et al.* (2022), os métodos clássicos como o método Newmark, por se tratar de um método implícito e incondicionalmente estável dependendo dos seus parâmetros, tem sido amplamente utilizado nas pesquisas que envolve excitações de longa duração como é o caso dos sismos, trazendo boa precisão, estabilidade e consistência nos resultados, mantendo ainda seu valor.

Nesta pesquisa será utilizado o método numérico de integração direto $\alpha - HHT$ em razão de sua precisão na resposta dinâmica no qual dissipa as frequências espúrias nos altos modos de vibração geradas por meio do método dos elementos finitos (MEF). Este método trata-se de uma generalização do método de Newmark para a solução da equação geral do movimento no domínio do tempo, sendo explicitado seu passo a passo na etapa da metodologia, Seção 4.5.

2.3 CONTROLE DE VIBRAÇÕES

As técnicas de controle estrutural constituem como uma das formas mais promissoras para a proteção de estruturas, tanto no que se refere em interferências causadas pelo homem, como tráfego ou cargas pesadas de máquinas, tal como em ações ambientais, isto é, excitação do vento e demanda sísmica, sendo esta última o objeto de estudo desta dissertação.

Os sistemas de controle da resposta estrutural podem ser divididos em quatro grupos: passivo, ativo, semiativo e híbrido.

2.3.1 Sistema de controle passivo

As estratégias de controle passivo de vibração ajudam a suprimir a vibração das estruturas, seja na alteração das propriedades da estrutura como em sistemas de isolamento de base, seja na dissipação de energia ou mesmo contrabalaceando a vibração da estrutura como nos absorvedores dinâmicos de vibração, de forma que as forças de controle se desenvolvem nos locais de instalação do próprio mecanismo. A energia necessária para a geração dessas forças é fornecida através do movimento do mecanismo durante a excitação dinâmica. O termo "passivo" indica o funcionamento sem qualquer fonte de alimentação externa ou energia de entrada, sendo assim os sistemas não são adaptáveis a excitações.

Destaca-se que os sistemas de controle passivos necessitam da dependência das informações locais para o ajuste específico para cada estrutura e são incapazes de modificar as propriedades estruturais, contudo são muito populares com aplicação no mundo inteiro. Dentre as principais vantagens desses dispositivos destacam-se a eficiência no controle estrutural sem considerar a alimentação de energia externa, a facilidade de fabricação e instalação, além de serem leves e de baixo custo.

2.3.1.1 Isoladores de base

Após o terremoto Kobe ocorrido em 1995 no Japão, esse sistema começou a difundir-se e obter grande aceitação no meio técnico. Constitui-se basicamente de elementos de apoio flexíveis inseridos entre as bases da fundação e as bases da estrutura de modo a separar ou isolar o movimento da estrutura do movimento do solo, tornando-os basicamente desacoplados. Há, no

entanto, dois sistemas básicos de abordagem de isolamento de base, que têm certas características em comum (SCAWTHORN; CHEN, 2002).

A primeira abordagem consiste em instalar rolamentos de rigidez horizontal relativamente baixos, porém com alta rigidez vertical entre a estrutura e a fundação, de tal maneira a aumentar o período de vibração, distanciando-se do período de excitação.

A outra abordagem consiste em aumentar a flexibilidade em uma estrutura mediante uma superfície deslizante ou de fricção entre a fundação e a base da estrutura. Essa abordagem tem sido utilizada com sucesso para instalações de energia nuclear e grandes tanques de armazenamento de produtos químicos.

Os elastômeros são os elementos de apoio flexíveis utilizados, e os comumente empregados são o rolamento de borracha natural, pois devido a sua viscoelasticidade apresenta capacidade de deformação em torno de 300% sem causar dano permanente ou também os rolamentos de borracha de chumbo que contribui com o aumento de rigidez para resistir cargas laterais como o vento, por exemplo.

Segundo Connor e Laflamme (2014), a viabilidade dos isoladores de base se aplicam a estruturas baixas, com relação altura/largura de modo a evitar capotagem e para cargas do vento inferiores a 10% do peso da estrutura.

2.3.1.2 Dissipadores de energia

As vibrações das estruturas são dissipadas em forma de energia por diferentes razões como por exemplo à tensão interna, fricção, rachaduras, deformações plásticas, e entre outros. Ademais, o aumento da capacidade de dissipação de energia resulta na redução da amplitude da vibração, de forma a converter energia mecânica em energia térmica. Variados métodos tem sido estudados e implementados a fim de aumentar o amortecimento, dentre eles podem ser destacados os amortecedores metálicos, amortecedores de atrito, amortecedores viscoelásticos e amortecedores viscosos de fluído (SOONG; DARGUSH, 1999).

Em virtude do projeto tradicional de estruturas sismo-resistentes ter como base a dependência da ductilidade dos membros estruturais após a ação do terremoto para dissipação da energia de entrada, Kelly, Skinner e Heine (1972) baseados neste conceito, adicionaram pela primeira vez os amortecedores metálicos com o intuito de usufruir da deformação inelástica dos metais para

dissipar a energia presente na vibração de uma estrutura. Posteriormente, em 1990, os dispositivos de aço em formato de X, denominados dispositivos de amortecimento de rigidez adicional (ADAS) e placas triangulares (TADAS) foram propostos por Whittaker *et al.* (1991) e Tsai *et al.* (1993), respectivamente.

Conforme destaca Parulekar e Reddy (2009), outro excelente mecanismo em dissipação de energia são os amortecedores de atrito/fricção (*Friction Damper*, FD), os quais tem sido utilizado por muitos anos em freios automotivos para dissipar a energia cinética do movimento. Pall e Marsh (1982) adotaram o princípio da fricção empregados em automóveis e desenvolveram os amortecedores de fricção aplicados a engenharia estrutural. Esses amortecedores de fricção consistem em placas de aço especialmente tratadas para desenvolver o atrito mais confiável e fixados juntamente com parafusos de aço de alta resistência, além disso, são capazes de dissipar de forma eficiente a energia de terremotos.

Os amortecedores viscoelásticos (*Viscoelastic Dampers*, VED) investigado por Mahmoodi (1969) em que as camadas viscoelásticas coladas com placas de aço e laços histéricos utilizam alto amortecimento dos materiais (por exemplo a borracha, polímeros e substâncias vítreas) convertendo a energia mecânica em calor através da deformação por cisalhamento puro. Segundo a pesquisa realizada por Chang *et al.* (1992), o comportamento de materiais viscoelásticos sob carga dinâmica depende da frequência de vibração, tensão e temperatura ambiente. Dentre as primeiras aplicações dos amortecedores VED nas estruturas pode ser citado sua instalação nas torres gêmeas do World Trade Center, em Nova York (1969) com a finalidade de reduzir os níveis de aceleração devido à ação do vento (HOUSNER *et al.*, 1997).

Além dos três dispositivos citados (amortecedores metálicos, de fricção e viscoelásticos) que utilizam a ação dos sólidos para melhorar o desempenho e dissipação de energia, os fluidos também podem ser efetivamente empregados a fim de atingir o nível desejado de controle passivo. Dessa forma, os amortecedores viscosos de fluido (*Fluid Viscous Dampers*, FVDs) amplamente utilizados em numerosas aplicações no que diz respeito ao isolamento de choque e vibração dos sistemas aeroespaciais e militares, foram adaptados por Makris, Constantinou e Reinhorn (1990) e aplicados em escoramentos (braçadeiras) de forma a avaliar a atenuação da resposta sísmica das estruturas. Basicamente o FVD consiste em um pistão de aço inoxidável com uma ponta de orifício de bronze e um acumulador preenchido com óleo de silicone que é deformado pelo pistão, resultando na conversão da energia mecânica em calor. A ponta do pistão utiliza passagens que alteram as características de fluxo de modo que a saída de força

seja proporcional à velocidade da haste do pistão. O amortecedor se comportará como um FVD linear ou não-linear conforme a constante de proporcionalidade que tem pouca influência da temperatura (SOONG; DARGUSH, 1997).

2.3.1.3 Absorvedores dinâmicos de vibração

Os absorvedores dinâmicos de vibração funcionam sobre o princípio de transferência de energia entre modos de vibração. Dentre esses absorvedores ressaltam-se o absorvedor dinâmico sintonizado (*Tuned mass dampers*, TMD), o absorvedor dinâmico líquido (*Tuned Liquid Dampers*, TLD) e o absorvedor dinâmico de coluna líquida (*Tuned Liquid Column Dampers*, TLCD).

De forma geral, os TMDs são amplamente aceitos pela comunidade de engenharia, e consistem em acoplar uma massa adicional ligada à estrutura principal utilizando uma mola e um amortecedor viscoso sintonizado com uma das frequências de vibração do sistema, a fim de transferir energia entre os modos de vibração, ou seja, este sistema exerce forças laterais fora de fase que contrabalanceiam a resposta de vibração da estrutura de base. A ideia original do TMD foi introduzida por Frahm (1911) como um absorvedor de vibração sem amortecimento associado, com o objetivo de controlar as vibrações de ressonância periódicas. Mais tarde, Ormondroyd (1928) aumentou a eficácia do absorvedor para dissipar a energia cinética das estruturas primárias, anexando um amortecedor viscoso em paralelo à mola linear. Posteriormente, na década de 40, Den Hartog (1985) propôs uma teoria de projeto ideal do TMD para um sistema com um grau de liberdade não amortecido, sujeito a excitação harmônica. Assim como no caso dos amortecedores VED, as primeiras aplicações dos TMDs foram direcionadas para a mitigação das excitações induzidas pelo vento.

A primeira estrutura em que um TMD foi instalado foi a Centerpoint Tower em Sydney, Austrália em 1981. Nesse sentido, várias aplicações do TMD foram realizadas ao redor do mundo, dentre elas podem ser citadas o centro Citicorp em Nova York, a torre CN no Canadá e um dos edifícios mais altos do mundo localizado em zona sismicamente ativa, o Taipei 101 em Taiwan.

Motivado principalmente em aplicações na área da engenharia sísmica, Warburton (1982) estudou parâmetros ótimos de TMD para o caso de estruturas com um grau de liberdade, excitadas harmonicamente na base e não amortecidas. Destarte, pesquisadores como *Sadek et*

al. (1997), Rana e Soong (1998), e Moutinho (2012) propuseram diferentes métodos para o projeto de TMDs em estruturas lineares com múltiplos graus de liberdade submetidas a excitações estocásticas de base.

Ao passo que a primeira resposta modal de uma estrutura com TMD sintonizado com a frequência fundamental do sistema pode ser reduzida, as respostas modais mais elevadas, entretanto podem ser apenas ligeiramente suprimidas ou até mesmo amplificadas, sendo assim, a eficácia do TMD em reduzir a resposta da mesma estrutura durante diferentes terremotos se reduz conforme o conteúdo de frequências dominantes do sismo se afasta mais da frequência natural da estrutura à qual o TMD está sintonizado. Para contornar esta situação, o conceito de múltiplos amortecedores de massa sintonizados (MTMDs) juntamente com um procedimento de otimização foi proposto por Clark (1988).

Nos últimos anos, várias estratégias diferentes foram empregadas para melhorar o desempenho do TMD clássico para a supressão passiva de vibrações em sistemas estruturais, outrossim, resultados analíticos e numéricos relatados na vasta literatura relevante indicam que a eficácia do TMD para a atenuação da vibração de estruturas de base excitada cresce com o aumento da massa do TMD acoplada (HOANG; FUJINO; WARNITCHAI, 2008).

Kaynia Veneziano e Biggs (1981) e Sladek e Klingner (1983) chegaram à conclusão que os TMDs não são necessariamente eficazes para reduzir a resposta dos edifícios submetidos à excitação sísmica, principalmente devido à limitação associada com a quantidade de massa adicionada ao sistema estrutural.

Em detrimento disso, comprovado que o aumento da massa do TMD sucede no acréscimo indesejável do peso que necessita ser acomodado pela estrutura primária usando soluções estruturalmente sofisticadas e muitas vezes onerosas, há espaço para procurar formas de reduzir a massa do TMD acoplada para facilitar o projeto estrutural e, portanto, melhorar seu desempenho associado ao movimento do solo induzido por terremotos moderados e severos. Em razão disso, nesta presente pesquisa, o TMD clássico é acoplado a dispositivos de amplificação de massa, com o objetivo de alcançar um melhor desempenho estrutural com peso reduzido.

Os princípios básicos envolvidos na aplicação do TLD e TLCD para reduzir a resposta dinâmica das estruturas são bastante similares aos levantados anteriormente para o TMD. Esses

absorvedores têm sido utilizados para suprimir as vibrações induzidas pelo vento em estruturas altas. Dentre as vantagens destacam-se o baixo custo inicial, manutenção praticamente inexistente e facilidade do ajuste de frequência.

Modi (1987) propôs inicialmente o dispositivo TLD que utiliza a ressonância de *sloshing* do líquido (movimento do líquido dentro de outro objeto) em um tanque raso para controlar a resposta dinâmica da estrutura. Contudo, de acordo com a literatura, conforme a amplitude de excitação aumenta, a eficácia do TLD diminui. As primeiras aplicações dos TLDs são marcadas nos anos 90 no Japão como por exemplo a torre do Aeroporto de Nagasaki, e a torre do Aeroporto Internacional de Tóquio (HOUSNER *et al.*, 1997).

Proposto por Sakai (1989) o TLCD diferentemente do TLD não apresenta o efeito do *sloshing* líquido, posto isto, consiste na dissipação da energia pelo fluxo do líquido entre duas colunas de água através de um orifício, sendo mais promissor para estruturas com períodos superiores a 2 segundos (PARULEKAR; REDDY, 2009).

2.3.2 Sistema de controle ativo

Com o avanço das técnicas de sensoriamento e controle digital, o controle ativo tornou-se outra possibilidade no que diz respeito a resposta dinâmica das estruturas. Ao contrário do controle passivo, empregam energia externa para gerar a força de controle, que é aplicada diretamente à estrutura para reduzir sua resposta. A estratégia do sistema consiste em três principais componentes: sistema de aquisição de dados (monitor/sensor), controlador e atuador. Assim, a partir do instante em que ocorre a excitação dinâmica na estrutura o sistema de aquisição de dados tem por função medir o carregamento externo (tal como os deslocamentos, velocidades e acelerações) no qual é identificado e decidido pelo controlador para que o atuador possa agir através de suas instruções (SOONG; COSTANTINOU, 2014).

Conforme Singiresu (1995), os atuadores são capazes de entregar altas forças e dependendo do tipo podem ser denominados hidráulicos, eletromecânicos, eletro fluídico, piezoelétrico ou fluídico. Os atuadores hidráulicos devido ao pistão são os mais utilizados, pois geram grande força em um intervalo de tempo pequeno.

O controle ativo pode ser considerado adaptativo ou não adaptativo. Quando ocorre o auto ajustamento das propriedades e processos cognitivos é considerado adaptativo, entretanto, se o

monitoramento e o atuador são empregados por um sistema de decisão invariável é considerado não adaptativo, pois a composição da estrutura não é alterada.

A grande vantagem do sistema de controle ativo além de proporcionar uma maior eficácia no controle da resposta, é a possibilidade de se adaptar a diferentes condições de carregamento assim como controlar diferentes vibrações para uma ampla faixa de frequência. Entretanto, apresentam limitações e desvantagens: requerem um grande fornecimento de energia externa (dezenas de kilowatts para estruturas pequenas e vários megawatts para grandes estruturas) para aplicações em estruturas civis; os sistemas são vulneráveis a falhas de energia, o que é sempre uma possibilidade durante um forte terremoto; além disso, manter todo o sistema em boas condições ao longo prazo não é econômico devido à manutenção exigida.

A implementação do sistema de controle ativo para estruturas reais iniciou em 1989, em que o Condutor de Massa Ativo (*Active Mass Driver*, AMD) foi implementado em um edifício de onze pavimentos pela empresa Kajima no Japão, com a finalidade de controlar a resposta do prédio sob terremotos e ventos fortes. Dois AMDs foram instalados no edifício Kyobashi Seiwa em Tóquio, no qual o primeiro, com uma massa de quatro toneladas foi utilizado para controlar a resposta transversal, e o segundo com massa de uma tonelada, empregado para reduzir o movimento a torção (MADHEKAR; MATSAGAR, 2022).

2.3.3 Sistema de controle semiativo e híbridos

Os sistemas de controle semiativo podem ser considerados sistemas passivos controláveis com a adaptabilidade de sistemas ativos. O atuador utilizado no sistema semiativo, em vez de fornecer força diretamente sobre a estrutura é empregado para controlar o comportamento do dispositivo, e que conseqüentemente reduz muito a energia necessária quando comparada ao sistema ativo, possibilitando a operação com baterias, inclusive. Dessa forma, as propriedades do dispositivo semiativo podem ser alteradas em um tempo muito curto. São divididos em quatro classes principais: orifícios variáveis, rigidezes variáveis, fluídos controláveis e atritos variáveis (CONNOR; LAFLAMME, 2014).

Nos orifícios variáveis, basicamente o pistão compõe de uma válvula em que é ajustada através de um servo-motor que modifica o coeficiente de amortecimento em tempo real. Assim, com a finalidade de dissipar a energia induzida pelo tráfego de veículos em uma ponte na rodovia

interestadual 1-35 em Oklahoma nos Estados Unidos, foi implementado um atuador hidráulico com um orifício variável (HOUSNER *et al.*, 1997).

Os sistemas de controle de rigidez modificam a rigidez e, portanto, a frequência natural do sistema. Esse controle é realizado através do ajuste de fluidos dentro de tubos por válvulas, e, conseqüentemente, exigem uma quantidade mínima de energia. Dentre os mais utilizados destaca-se o AVS (*Active Variable Stiffness*). O sistema AVS foi aplicado a um edifício de aço de três andares sujeito a terremotos de forma a suprimir a resposta estrutural evitando a ressonância, em que dependendo da frequência dominante da excitação, três tipos de rigidez estrutural (rígida, média, suave) foram selecionados (SCAWTHORN; CHEN, 2002).

Os fluídos controláveis ou as vezes chamados de fluidos reológicos consistem no alinhamento das partículas através da polarização utilizando um campo elétrico ou magnético de forma a alterar o fluxo do líquido. A vantagem de dispositivos fluidos controláveis, diferentemente dos outros, é que eles não contêm partes móveis além do pistão, o que os torna muito confiáveis. Inicialmente foram propostos os fluídos ativados por base elétrica chamados de eletro-reológicos (ER), porém devido à alta sensibilidade aos efeitos de temperatura foram substituídos pelos fluídos ativados de base magnética, denominados magneto-reológicos (MR). Destarte, apresentam elevado grau de não-linearidade, e, portanto, modelos matemáticos foram propostos, dentre eles o modelo de Bingham, sendo este mais simples e razoavelmente preciso, e o modelo de Bouc-Wen. Os fluídos controláveis MR são aplicados em estruturas sujeitas a carregamentos dinâmicos como vento e sismos. A ponte do lago Dongting na China e o edifício Nihon-Kagaku-Miraikan no Japão constituem as primeiras implementações em escala real da tecnologia de controle semiativo baseado em controle de fluidos MR em estruturas civis (JUNG *et al.*, 2004).

Conforme Akbay e Aktan (1991), os dispositivos de atrito/fricção variáveis são dissipadores de energia situados dentro do escoramento lateral de uma estrutura ou dentro de um sistema de isolamento deslizante. Sua estratégia consiste em controlar o coeficiente de atrito mediante a modulação da pressão do fluido em uma pressão pneumática ou variar a força normal utilizando atuadores hidráulicos, eletromagnéticos ou piezoelétricos. Assim, esta natureza adaptativa torna o dispositivo de fricção semiativo mais eficiente, aumentando sua capacidade de dissipação de energia.

Assim como os semiativos, o propósito do sistema híbrido é a realização do controle utilizando a mínima quantidade de energia externa necessária. A estratégia desse sistema é utilizar os sistemas de controle passivos combinados com os ativos, em que parte do objetivo do controle é alcançada pelo controle passivo, resultando em menor recurso de energia. Assim, o sistema híbrido extrai as vantagens de ambos métodos, ou seja, a confiabilidade dos sistemas passivos bem como a capacidade alimentada pelo sistema ativo (MADHEKAR; MATSAGAR, 2022).

Embora as estratégias de controle híbrido sejam vantajosas, em razão do envolvimento de múltiplas técnicas de controle em uma única estrutura, a implementação do método é relativamente mais complexa do ponto de vista técnico.

Os sistemas híbridos são comumente implementados através de duas abordagens principais: o absorvedor de massa híbrido (*Hybrid Mass Damper*, HMD) e o sistema de isolamento de base híbrido (*Hybrid Base Isolation Systems*, HBIS).

O edifício Sendagaya INTES construído em 1991 em Tóquio pode ser considerado um exemplo de aplicação do HMD. De maneira sucinta o HMD instalado no 11º andar consiste em duas massas para controlar os movimentos transversais e de torção da estrutura, enquanto os atuadores hidráulicos fornecem as capacidades de controle ativo (SOONG; SPENCER, 2000).

Dois edifícios em concreto armado de quatro pavimentos localizados na cidade de Solarino no leste da Sicília foram equipados com o HBIS utilizando 12 rolamentos de borracha de alto amortecimento e 13 rolamentos deslizantes de baixo atrito (MARKOU; OLIVETO; ATHANASIOU, 2016).

2.3.4 O dispositivo *inert*

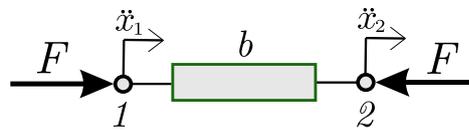
O elemento mecânico *inert*, foi proposto pelo Professor Malcolm C. Smith da Universidade de Cambridge no ano de 2002. Sendo de origem inglesa, a palavra *inert* não corresponde a uma palavra específica na língua portuguesa. Entretanto, conceitua-se por ser um dispositivo mecânico com dois terminais de massa insignificante que desenvolve uma força interna (de resistência) proporcional à aceleração relativa entre seus dois terminais que são móveis e independentes. A Figura 2.10 apresenta o dispositivo *inert* cujos os terminais estão sujeitos a uma força F igual e oposta aplicada externamente em equilíbrio com a força desenvolvida

internamente (SMITH, 2002). A Equação (2.07) apresenta a expressão da força interna para o elemento mecânico linear ideal:

$$F = b(\ddot{x}_1 - \ddot{x}_2) \quad (2.07)$$

Onde x_1 e x_2 são as coordenadas de deslocamento dos dois terminais. Além disso, a constante de proporcionalidade (b) é denominada inércia e tem unidade de massa em quilogramas (kg), caracterizando o comportamento do *inertor*.

Figura 2.10 – Idealização do dispositivo *inertor*



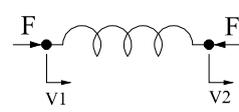
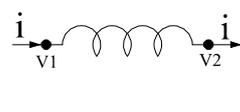
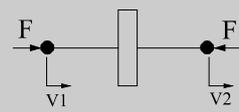
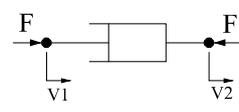
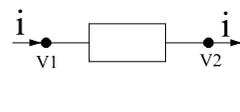
(fonte: elaborada pelo autor)

Analogamente a mola em que armazena energia proporcional a um deslocamento relativo dos terminais em estado descarregado, seja em compressão ou tração, o *inertor* armazena energia quando há movimento relativo entre seus terminais, seja na mesma direção ou ao contrário. A energia armazenada pelo *inertor* pode ser quantificada como:

$$E_{inertor} = \frac{1}{2}b(\dot{x}_1 - \dot{x}_2)^2 \quad (2.08)$$

Firestone (1933) propõe uma analogia tradicional entre redes mecânica e elétrica apresentada na Figura 2.11 adaptada de Smith (2002), na qual as massas físicas (anterior ao *inertor*), amortecedores e molas são comparados com os capacitores, resistências e indutores elétricos, respectivamente, na analogia força-corrente. Anteriormente ao surgimento do *inertor*, a analogia mecânica do capacitor era realizada através do aterramento de um dos terminais do capacitor de forma a representar um elemento de massa, do qual possuía apenas um terminal fixado no seu centro de gravidade. Portanto, na tentativa de obter a representação mecânica do capacitor de forma mais exata, o *inertor* foi desenvolvido, e em razão dos seus dois terminais, a representação se torna apropriada, completando assim a rede de analogia mecânico elétrico (Figura 2.11).

Figura 2.11 – Rede de analogia Mecânico Elétrico

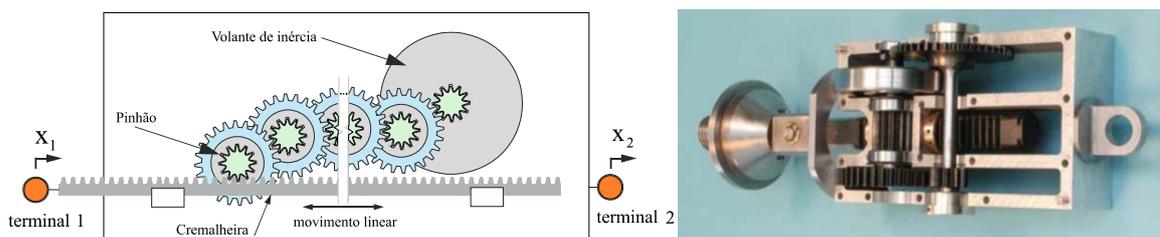
Mecânico	Elétrico
 $Y(s) = \frac{k}{s}$ $\frac{dF}{dt} = k(v1 - v2)$ mola	 $Y(s) = \frac{1}{Ls}$ $\frac{di}{dt} = \frac{1}{L}(v1 - v2)$ indutor
 $Y(s) = bs$ $F = b \frac{d(v1 - v2)}{dt}$ inertor	 $Y(s) = Cs$ $i = C \frac{d(v1 - v2)}{dt}$ capacitor
 $Y(s) = c$ $F = c(v1 - v2)$ amortecedor	 $Y(s) = \frac{1}{R}$ $i = \frac{1}{R}(v1 - v2)$ resistor

(fonte: Adaptada de SMITH, 2002)

2.3.4.1 Modelos físicos

Após a introdução do *inertor* definido conceitualmente, a construção deste novo dispositivo mecânico real de modo a possuir as mesmas propriedades relativas à sua definição se torna uma questão importante. Em razão disso, são apresentados alguns modelos físicos propostos na literatura.

A realização mecânica do *inertor* composto de uma cremalheira, pinhões, um volante de inércia, e engrenagens foi proposto por Smith (2002), sendo apresentado na imagem à esquerda da Figura 2.12. A partir da Equação (2.09), é possível verificar que conforme o número de engrenagens consideradas no modelo físico cresce a inércia e implicitamente o efeito da amplificação de massa aumenta proporcionalmente.

Figura 2.12 – Esquema do *inertor* de cremalheira e pinhão e sua construção

(fonte: adaptada de PAPAGEORGIU; HOUGHTON; SMITH, 2009)

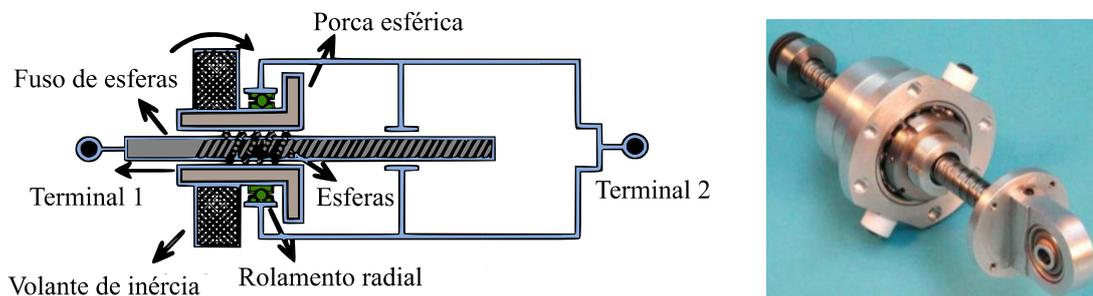
$$b = m_f \frac{\gamma_f^2}{\gamma_{pr}^2} \left(\prod_{i=1}^n \frac{r_i^2}{pr_i^2} \right) \quad (2.09)$$

Em que m_f é a massa do volante de inércia, γ_f o raio de giração do volante de inércia; γ_{pr} o raio do pinhão do volante; r_i o raio das engrenagens; pr_i o raio do pinhão; e n representa o número de engrenagens.

A imagem à direita da Figura 2.12 apresenta o *inertor* de cremalheira e pinhão fabricado no Departamento de Engenharia da Universidade de Cambridge, no qual com uma massa física (m_b) de 3,50 kg, os autores conseguiram um efeito de inertância (b) de 700 kg (SMITH, 2003).

Ainda que o *inertor* de cremalheira e pinhão possa suportar grandes cargas, entretanto, apresenta como principal desvantagem o aumento significativo de não-linearidades devido ao atrito inerente e a folga entre as engrenagens. Posto isto, para resolver esta situação, é possível substituir o movimento de acionamento do pinhão da cremalheira por um tipo de parafuso esférico, estabelecendo assim a segunda geração do *inertor* proposta por Wang e Su (2008). A Figura 2.13 apresenta um protótipo fabricado no Departamento de Engenharia da Universidade de Cambridge, no qual para uma massa física do *inertor* (m_b) de aproximadamente 1 kg, a inertância (b) produzida resultou nos valores entre 60 a 240 kg ajustáveis (CHEN *et al.*, 2009).

Figura 2.13 – Esquema do *inertor* de fuso de esferas e sua construção



(fonte: adaptada de PAPAGEORGIOU; HOUGHTON; SMITH, 2009)

De forma semelhante ao *inertor* de cremalheira e pinhão, a inertância do *inertor* de fuso de esferas pode ser representado na Equação (2.10), como o produto da relação de transmissão com o momento de inércia do volante:

$$b = J \left(\frac{2\pi}{p} \right)^2 \quad (2.10)$$

Em que J é momento de inércia do volante de inércia, e p o passo do fuso.

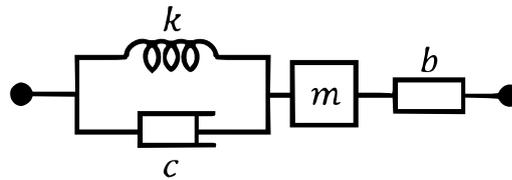
Outros modelos físicos do *inertor* foram propostos na literatura e construídos protótipos com a aplicação de diferentes mecanismos, dos quais destacam-se: o *inertor* hidráulico que consiste de um motor hidráulico, um cilindro e um pistão para acionar o volante de inércia (WANG; HONG; LIN, 2011); o *inertor* eletromagnético, sendo formado basicamente pelo enrolamento da bobina, haste magnética e condensador, no qual uma força resistente é gerada devido à criação de um campo magnético (GONZALEZ-BUELGA et al., 2015); o *inertor* de fluido helicoidal que é constituído principalmente de um pistão, um cilindro e um canal helicoidal do qual gera a força de inércia devido à massa do fluido em movimento (LIU *et al.*, 2018); e o *inertor* com dobradiça viva/integral que compreende de duas bielas, duas dobradiças vivas e um volante de inércia, no qual o movimento linear é transformado no movimento de rotação do volante aumentando a inertância à medida que a distância entre as duas dobradiças diminuem (JOHN; WAGG, 2019).

Cabe salientar que a maior parte dos estudos de modelos físicos dos *inerters* existentes foram realizados em escala reduzida, sendo, portanto, necessário mais pesquisas experimentais em aplicações para estruturas em escala real. O dispositivo *inertor* foi empregado em apenas três casos reais até o presente momento: o edifício NTT East Sendai Aobadori em 2013 no Japão; a ponte de vidro Zhangjiajie em 2016 na China; e a ponte Hangrui Dongting em 2018 na China, sendo todos sistemas de dissipação de energia (MA; BI; HAO, 2021).

2.3.4.2 Modelos dos absorvedores dinâmicos de vibração

Conforme destaca Smith (2019), o *inertor* é um elemento mecânico de rede que pode ser associado a outros elementos de rede (por exemplo a massa, mola, amortecedor) de forma a obter um efeito geral com aplicações distintas. A Figura 2.14 apresenta o modelo do TMDI, no qual a inertância está conectada em série com a massa, que por sua vez está ligada em série com o sistema em paralelo rigidez e amortecimento.

Figura 2.14 – Modelo TMDI

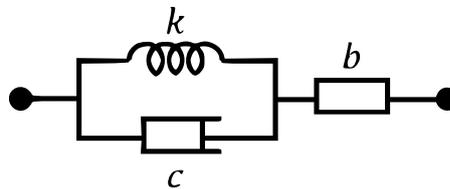


(fonte: MA; BI; HAO, 2021)

Conforme as características mencionadas, o TMDI pode ser visto como uma alternativa de massa mais baixa e mais eficaz do que o TMD tradicional, no qual a inércia (b) desempenha parte do papel da massa do TMD. Embora quantidades de massa muito grandes sejam necessárias para que o TMD alcance uma redução aceitável de vibração, o controle eficaz de vibração pode ser alcançado pelo TMDI com a massa do TMD razoavelmente reduzida.

O modelo que desconsidera a participação da massa do TMD é conhecido como TID, no qual a inércia é ligada em série com o sistema em paralelo rigidez e amortecimento, de acordo com a Figura 2.15.

Figura 2.15 – Modelo TID



(fonte: MA; BI; HAO, 2021)

Cabe ressaltar que a excitação sísmica atuando no sistema implementado com o TID afeta a massa física do *inertor* (m_b), ao contrário do TMDI que é afetado pela inércia.

Outros tipos de associações em série e paralelo considerando e desconsiderando alguns dos parâmetros (tal como a massa, amortecimento, rigidez) foram estudados, entretanto, de acordo com as pesquisas realizadas, o TMDI e TID são os mais utilizados na literatura em razão de seus desempenhos (MA; BI; HAO, 2021).

2.4 FUNDAMENTOS GERAIS DE OTIMIZAÇÃO

A otimização se faz presente no cotidiano e na vida dos seres humanos desde situações mais simples como percorrer o menor caminho, tanto quanto em problemas os mais complexos como em problemas de engenharia. Com relação a sua definição, em termos matemáticos trata-se de encontrar os valores extremos (máximos ou mínimos) de uma ou mais funções que representam o problema estudado.

Dentre os fundamentos e ferramentas matemáticas envolvidas nos processos de otimização destacam-se o cálculo diferencial, sendo este o legado deixado por Newton e Leibniz; as expansões em séries de Taylor; e o cálculo variacional no qual o objetivo é minimização (maximização) de um funcional, podendo-se evidenciar as grandes contribuições de Lagrange e Hamilton (BRASIL; DA SILVA, 2019).

A seguir são apresentados os conceitos básicos que fazem parte do processo de otimização.

2.4.1 Variáveis de projeto

Também denominadas de variáveis de otimização, correspondem aos parâmetros do problema que podem ser modificados para a otimização do sistema. Segundo Rao (2019), o vetor das variáveis de projeto pode ser representado de acordo com a Equação (2.11):

$$\mathbf{x} = [x_1 \quad x_2 \quad x_3 \quad \cdots \quad x_n]^T \quad (2.11)$$

Essas variáveis podem ser classificadas em contínuas, discretas ou mistas. As variáveis contínuas permitem a atribuição de qualquer valor real, enquanto as variáveis discretas se limitam a valores pré-estabelecidos. Já as variáveis mistas utilizam as variáveis contínuas e discretas para o mesmo problema. O número de variáveis de projeto independentes fornece a dimensão (GDL) do projeto para o problema (HAFTKA; GÜRDAL, 1992).

Em problemas de otimização estrutural as variáveis podem representar perfis estruturais tais como as propriedades da seção transversal dos elementos e propriedades do material, por exemplo. Destarte, em problemas de controle de vibração, as variáveis de projeto podem retratar os parâmetros dos dispositivos de controle como a rigidez e o amortecimento, além da quantidade e locação das posições.

2.4.2 Função objetivo

A função objetivo às vezes referenciada como função de custo ou função de energia na literatura, é a representação matemática do critério de desempenho adotado no problema de otimização, podendo ser encontrado o valor de máximo ou de mínimo, conforme natureza do problema. Brasil e Da Silva (2019) destacam que a função objetivo de minimização normalmente é aplicada a problemas de projeto estrutural, tal como o peso, custo e gastos energéticos; ao passo que em situações que envolve lucro, qualidade ou eficiência de um equipamento por exemplo, a maximização se torna aplicável.

De acordo com Arora (2004), a seleção da função objetivo é um fator muito importante dentro do processo de otimização de maneira a determinar a eficiência do projeto. Sendo assim, pode ser classificada de duas formas: simples, isto é, no caso de haver um único objetivo a ser minimizado; ou função multiobjetivo (multicritério), quando se pretende otimizar múltiplos objetos simultaneamente. Cabe salientar que a utilização de funções multiobjetivo apresentam como desvantagem o custo computacional.

Na ocasião em que a função objetivo apresentar um único mínimo (ou máximo), ela é denominada de função unimodal; contudo, se há vários mínimos (ou máximos), a função objetivo é nomeada multimodal.

2.4.3 Restrições

As funções de restrição delimitam o espaço de busca, ou seja, restringem o conjunto ou região que abrange as soluções possíveis viáveis sobre as variáveis de projeto do problema a ser otimizado (HAFTKA; GÜRDAL, 1992).

De acordo com Rao (2019), as restrições que representam as limitações físicas das variáveis de projeto, são conhecidas como restrições laterais, em contrapartida, as restrições que representam limitações no comportamento ou no desempenho do sistema são chamadas de restrições funcionais podendo ser de igualdade ou desigualdade.

A restrição lateral é apresentada na Equação (2.12):

$$x_{i,\min} \leq x_i \leq x_{i,\max} \quad (2.12)$$

A restrição de igualdade pode ser expressa de acordo com a Equação (2.13):

$$g_j(\mathbf{x}) = 0, \quad (j = 1, \dots, J) \quad (2.13)$$

E por último, a restrição de desigualdade exibida de acordo com a Equação (2.14):

$$h_k(\mathbf{x}) \leq 0, \quad (k = 1, \dots, K) \quad (2.14)$$

Além disso, é possível existir situações em que não há restrições sobre as variáveis de projeto, sendo este tipo de problema considerado irrestrito.

2.4.4 Formulação padrão

Os componentes x_i de \mathbf{x} são as variáveis de projeto (contínuas, discretas ou mistas). As funções $f_i(\mathbf{x})$ em que $i = 1, 2, \dots, I$ são as funções objetivo a serem otimizadas, e, portanto, caso $I = 1$, a função é considerada simples. Outrossim, no que tange as restrições laterais, $x_{i,\min}$ e $x_{i,\max}$ representam os limites inferiores e superiores, respectivamente, nos quais a variável de projeto \mathbf{x} é capaz de variar (YANG, 2010).

Portanto, o problema geral de otimização é apresentado na Equação (2.15) através da formulação padrão:

$$\begin{aligned} \text{Encontrar: } & \underset{\mathbf{x} \in \mathcal{R}^n}{\text{mínimo}} && f_i(\mathbf{x}), \quad (i = 1, \dots, I) \\ \text{Sujeito} & \text{à:} && g_j(\mathbf{x}) = 0, \quad (j = 1, \dots, J) \\ & && h_k(\mathbf{x}) \leq 0, \quad (k = 1, \dots, K) \end{aligned} \quad (2.15)$$

Em que \mathcal{R}^n é o espaço de projeto ou de busca.

2.4.5 Algoritmos de otimização

No geral os algoritmos de otimização podem ser divididos em dois grupos: algoritmos determinísticos, e algoritmos estocásticos. Os algoritmos determinísticos seguem um procedimento mais rigoroso, apesar de apresentar o caminho, os valores das variáveis de projeto

e da função objetivo são repetíveis; todavia, os algoritmos estocásticos sempre possuem algum tipo de aleatoriedade (YANG, 2010).

2.4.5.1 Determinístico

Estes algoritmos incluem a maioria dos métodos clássicos, em que as propriedades analíticas de uma função são exploradas em abordagens determinísticas, ou seja, sempre que a entrada do problema for repetida, o resultado produzido será o mesmo (LIN; TSAI; YU, 2012).

Conforme Haftka e Gürdal (1992) estes métodos podem ser classificados em duas categorias que se diferenciam pela característica da função objetivo e das restrições: (i) programação linear e (ii) programação não-linear.

No que se refere a programação linear o método Simplex é o mais utilizado para solucionar problemas em que a função objetivo e as restrições são lineares. Todavia, quando a função objetivo e/ou pelo menos uma das restrições não é linear, destacam-se os métodos de Programação Linear Sequencial, Método de Programação Quadrática Sequencial, e Métodos baseados em Gradientes que envolve o cálculo de derivadas (vetores gradientes e matrizes Hessianas) para a obtenção das direções de busca.

2.4.5.2 Meta-heurístico

A palavra “heurística” tem sua origem na antiga palavra grega *heuriskein*, que significa a arte de descobrir novas estratégias ou regras para resolver problemas. O prefixo “meta”, também do grego, passou a significar um nível mais alto de abstração. O termo meta-heurístico foi introduzido por Glover e Kochenberger (2003) e, portanto, denota uma estratégia de resolução de um problema usando níveis mais altos de abstrações de modo a orientar uma busca heurística do espaço de solução.

Ao contrário dos métodos determinísticos, os algoritmos meta-heurísticos são isentos de gradiente de forma a avaliar apenas a função objetivo. São considerados estocásticos pois apresentam como premissa à randomização das variáveis de projeto, favorecendo a busca pelo ótimo global (MIGUEL; MIGUEL, 2012).

A meta-heurística consiste fundamentalmente em encontrar o equilíbrio ideal entre *exploration* e *exploitation*. Embora ambos são traduzidos para o português como “exploração”, no entanto apresentam finalidades distintas. O primeiro se refere a uma exploração diversificada com a

intenção de localizar regiões com a solução ótima, sendo uma busca global, enquanto que o segundo remete-se a uma exploração mais focada das regiões localizadas, tratando-se de uma busca local (ČREPINŠEK; LIU; MERNIK, 2013).

De acordo com Miguel, Lopez e Miguel (2013), dentre as principais vantagens dos algoritmos estocásticos em relação aos determinísticos podem ser citadas a aplicabilidade em problemas com variáveis contínuas, discretas e mistas; a empregabilidade em problemas de difícil obtenção do gradiente ou simplesmente não existência do mesmo; não ficam presos em mínimos locais se corretamente ajustados; e fornecem um conjunto de soluções ótimas em vez de uma única solução. Não obstante, a maior desvantagem dos métodos estocásticos a ser destacada quando comparada aos métodos determinísticos é o maior custo computacional.

O teorema *no free lunch* exposto por Wolpert e Macready (1997) provou logicamente que não há meta-heurística mais adequada para resolver todos os problemas de otimização. Em outras palavras, uma meta-heurística particular pode mostrar resultados muito promissores em um conjunto de problemas, entretanto, não ser tão eficiente em outros problemas. Além disso, mesmo que tenham eficiência computacional podem não apresentar confiabilidade e vice-versa.

Em virtude das diferenças de modelo de inspiração, os algoritmos meta-heurísticos podem ser classificados em quatro grupos: (i) algoritmos evolutivos; (ii) algoritmos baseados no comportamento humano; (iii) algoritmos baseados na física; e (iv) algoritmos de enxame inteligente.

Os algoritmos evolutivos são métodos de busca inspirados na seleção natural de Charles Darwin e na sobrevivência do mais apto. Dentre os mais populares e amplamente utilizados destacam-se os *Genetic Algorithms* (GA) desenvolvido por Holland (1975) e aplicado a problemas de engenharia por Goldberg (2013); *Differential evolution* (DE), o qual trabalha com três operadores (mutação, *crossover* e seleção) para gerar melhores descendentes (STORN; PRICE, 1997); e *Search Group Algorithm* (SGA), inspirado na criação de grupos de busca a partir da geração de diferentes populações (GONÇALVES; LOPEZ; MIGUEL, 2015).

Baseados no comportamento humano podem ser citados os algoritmos: *Imperialist Competitive Algorithm* (ICA), no qual descreve o modelo de imperialismo observado nos países na busca por poder e influência (ATASHPAZ-GARGARI; LUCAS, 2007); *Teaching Learning Based Optimization* (TLBO), em que opera sobre o efeito da influência de um professor sobre os

alunos (RAO; SAVSANI; VAKHARIA, 2011); e *Socio Evolution & Learning Optimization Algorithm* (SELO), implica o aprendizado social adquirido por indivíduos organizados como famílias em uma configuração societária (KUMAR; KULKARNI; SATAPATHY, 2018).

Dentre os algoritmos baseados na física, os algoritmos mais comuns utilizados são o *Simulated Annealing* (SA), o qual trata-se do processo de recozimento de metais durante o tratamento térmico (KIRKPATRICK; GELATT JR; VECCHI, 1983); *Harmony Search* (HS), impulsionado pelo processo musical da busca de um estado de harmonia perfeito (GEEM; KIM; LOGANATHAN, 2001); e *Water Cycle Algorithm* (WCA), baseado na observação do processo do ciclo da água, como por exemplo rios e riachos fluem para o mar (ESKANDAR *et al.*, 2012).

Inúmeros algoritmos de enxame inteligente foram propostos na literatura, entre eles ressaltam-se o *Particle Swarm Optimization* (PSO), inspirado pelo comportamento individual e social das aves (EBERHART; KENNEDY, 1995); *Grey Wolf Optimizer* (GWO), descreve o comportamento dos lobos cinzentos ao caçar as presas (MIRJALILI; MIRJALILI; LEWIS, 2014); e *Salp Swarm Algorithm* (SSA), caracteriza o comportamento da cadeia de salpas na busca por alimento (MIRJALILI *et al.*, 2017).

Recentemente, dentro do grupo de pesquisa do Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade (LDEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) ao qual este trabalho está inserido, os autores De Souza e Miguel (2022) desenvolveram o *Circle-Inspired Optimization Algorithm* (CIOA) que é inspirado nas formulações do círculo trigonométrico.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo expõe-se a revisão bibliográfica sobre a aplicação do dispositivo *inertor* nos três sistemas de controle passivo convencionais: isoladores de vibração, dissipadores de energia e absorvedores dinâmicos de vibração. A ênfase é dada aos absorvedores dinâmicos de vibração aplicados a estruturas civis submetidas à demanda sísmica. Além disso, são apresentadas pesquisas relacionadas a otimização desses absorvedores dinâmicos de vibração.

3.1 ISOLADORES DE VIBRAÇÃO BASEADO NO *INERTOR*

Após o desenvolvimento do *inertor* em 2002, o potencial de aplicação nas suspensões automotivas foi primeiramente notado pelos pesquisadores. Destarte, o *inertor* foi utilizado pela primeira vez na Fórmula 1 (F1) em 2005 após um programa secreto de desenvolvimento da McLaren Racing em colaboração com a Universidade de Cambridge. O dispositivo utilizou o codinome J-Damper, a fim de manter a tecnologia em segredo (CHEN *et al.*, 2009). Ao invés de dissipar a energia cinética em térmica, a estratégia aplicada por este dispositivo na engenharia automobilística consiste no uso da energia no combate as oscilações, no qual a energia linear é convertida em energia cinética de rotação. Posteriormente, o dispositivo *inertor* em razão da sua eficácia no que diz respeito a atenuação das vibrações de baixa amplitude, foi descoberto e se tornou popular entre as equipes de Fórmula 1. Todavia, no ano de 2022 a F1 proibiu a utilização deste dispositivo devido a vantagem imbatível de algumas equipes comparadas as outras que não utilizavam este elemento mecânico.

Na engenharia automotiva, a maioria dos estudos se concentra na busca de configurações ótimas baseadas nos *inerters* para melhorar ainda mais o desempenho da suspensão. Este conceito também foi aplicado na engenharia civil, e configurações baseadas nos *inerters* foram propostas para isoladores de vibração.

Os sistemas de isolamento de base (*Base Isolation System*, BIS) são capazes de prolongar o período da estrutura em razão de sua flexibilidade, aumentando significativamente o deslocamento lateral do BIS devido aos efeitos de ressonância. Para este fim, alguns BIS baseados em *inerters* foram desenvolvidos.

Hu *et al.* (2015) propuseram cinco configurações de isolamento baseadas no *inertor* nos quais os resultados demonstraram que superaram o desempenho do isolador tradicional em termos de desempenho.

Outra abordagem para reduzir o deslocamento lateral é a combinação do BIS com o absorvedor dinâmico de vibração, onde alguns pesquisadores como Domenico e Ricciardi (2018) e Angelis *et al.* (2019) propuseram a inclusão do *inertor*, no qual o sistema BIS-TMDI resultou em melhorias significativas de desempenho não apenas em termos de deslocamento lateral do BIS, mas também nas respostas sísmicas das estruturas isoladas.

Siami *et al.* (2018) atualizaram o sistema de isolamento da famosa estátua de Michelangelo Buonarroti Pietà Rondanini, introduzindo o TMDI. Os resultados numéricos demonstraram uma redução significativa na vibração transmitida à estátua devido à presença do TMDI ótimo, sem impor uma grande quantidade de massa ou modificação ao isolador.

No trabalho de Pietrosanti, Angelis e Giaralis (2020), um protótipo de BIS-TMDI foi fabricado e testado em uma mesa vibratória, com redução do deslocamento de pico da estrutura primária em 37% para $PGA = 0,05$ g e 25% para $PGA = 0,15$ g em comparação com a estrutura primária não controlada. O sistema BIS-TID também foi estudado por Zhao *et al.* (2019) e Qian *et al.* (2019), e também foram observadas melhorias significativas de desempenho.

3.2 DISSIPADORES DE ENERGIA BASEADO NO *INERTOR*

O dispositivo *inertor* tem sido amplamente aplicado para atualizar os dissipadores de energia convencionais devido a seu efeito de rigidez negativa, e muitos amortecedores de massa inercial (*Inertial Mass Damper*, IMD) foram recentemente propostos e desenvolvidos.

Hwang, Kim e Kim (2007) propuseram um amortecedor viscoso de inércia rotacional (*Rotational Inertia Viscous Damper*, RIVD), no qual um fuso de esferas foi utilizado para transformar o deslocamento relativo entre andares na rotação de um volante de inércia imerso no fluido viscoso. Os resultados numéricos demonstraram que o RIVD proposto foi eficaz, com deslocamento máximo e velocidade da estrutura reduzidos em 72% e 74%, respectivamente, sendo altamente dependente do fuso de esferas.

Ikago, Saito e Inoue (2012) e Ikago *et al.* (2012) desenvolveram um amortecedor de massa viscoso sintonizado (*Tuned Viscous Mass Damper*, TVMD) para o controle sísmico de uma estrutura elementar e para estruturas com MGD. Utilizando uma mola para conectar um IMD a uma estrutura, realizaram testes em uma mesa vibratória para verificar a eficácia do controle. Ao contrário do IMD convencional, o TVMD proposto é sintonizado próximo ao período fundamental da estrutura primária, e seus resultados experimentais superaram o amortecedor viscoso convencional e o IMD com o mesmo coeficiente de amortecimento. Deve-se observar que a força de controle do TVMD pode ser muito grande em alguns casos extremos, podendo causar danos aos membros estruturais.

Lu *et al.* (2017) desenvolveram um amortecedor de massa inercial viscosa (*Viscous Inertial Mass Damper*, VIMD) aplicados para o controle de vibração de cabos, no qual o fuso de esferas também foi utilizado, verificando sua eficiência comparada ao amortecedor linear viscoso convencional.

3.3 ABSORVEDORES DINÂMICOS DE VIBRAÇÃO BASEADO NO *INERTER*

Os absorvedores de vibração passivos lineares baseados em *inerters* têm chamado atenção pelos pesquisadores atualmente devido à redução da massa secundária acoplada (dependendo da topologia do *inertor* e da taxa de inertância) em comparação com o TMD, de forma a permitir uma construção mais leve e um uso mais eficiente do material no projeto de novos edifícios.

Lazar, Neild e Wagg (2014a) propuseram o TID, substituindo a massa do TMD amplamente utilizado por um *inertor*, no qual mostraram que o desempenho com um TID instalado entre a estrutura e o solo ser mais efetivo em comparação com um TMD instalado no topo da estrutura.

Lazar, Neild e Wagg (2014b) estudaram a aplicação do TID em comparação com o TMD tradicional e os amortecedores em uma estrutura sujeita ao sismo El Centro. As principais conclusões compreendem na vantagem em utilizar o TID por ser um dispositivo mais leve comparado ao TMD obtendo comportamentos similares e até melhores do que os amortecedores no que diz respeito ao controle da estrutura. Além disso o TID foi capaz de suprimir a vibração dos modos superiores assim como os amortecedores, diferentemente do TMD.

Marian e Giaralis (2014) propõem o TMDI, onde o *inertor* é associado em série com o TMD, conectando dois andares adjacentes, onde demonstram que o TMDI constitui uma generalização do TMD clássico e fornecem evidências analíticas e numéricas de forma a demonstrar seu melhor desempenho em comparação com o TMD devido à amplificação da massa, em que a eficácia do TMDI aumenta para valores relativamente baixos da massa TMD.

Lazar, Neild e Wagg (2015) ao avaliar a supressão de vibração em cabos submetidos a vibrações livres e forçadas, concluíram que o TID representa uma alternativa promissora aos amortecedores viscosos quando utilizadas as taxas de massa do *inertor* igual a 0.2 e 0.5

Giaralis e Marian (2016) chegaram à conclusão de que os TMDIs ajustados de forma ideal alcançam uma redução considerável em comparação com os TMD clássicos com a mesma massa acoplada não apenas ao deslocamento do piso superior, mas também à aceleração do piso superior e ao deslocamento da massa oscilante acoplada. Zhang *et al.* (2016) testaram os dispositivos baseados em múltiplos *inertes*, para sistemas com MGD.

Pan e Zhang (2018) adotaram a relação de mitigação da resposta de vibração estocástica como índice e expressões de projeto da resposta estocástica de forma fechada em três arranjos diferentes de TIDs equipados com sistemas de grau único de liberdade. Shen *et al.* (2019) concentraram o processo de ajuste em uma estrutura elementar equipada com um TID submetido a excitação sísmica idealizados como cargas harmônicas.

O TMDI também foi utilizado para mitigar as vibrações induzidas pelo vento nas estruturas. A eficácia do controle do TMDI com diferentes topologias e propriedades de inércia para suprimir as vibrações excessivas induzidas pelo vento de um edifício de 74 andares foi investigada por Giaralis e Petrini (2017) e Petrini, Giaralis e Wang (2020). Verificou-se que para as topologias nas quais o *inertor* abrange mais pavimentos e /ou a força do *inertor* é crescente, os desempenhos do TMDI são superiores na redução da aceleração de pico quando comparados ao TMD. Não obstante, dependendo da topologia adotada do TMDI, a aplicação prática pode não se tornar viável e rentável para algumas estruturas.

Lara-Valencia, Farbiarz-Farbiarz e Valencia-González (2020) aplicaram a otimização meta-heurística baseada no método de evolução diferencial em uma estrutura submetida a sismos com 3 critérios de desempenho distintos. A tendência dos resultados demonstra que o uso do de projeto otimizado do TMD's representa uma alternativa melhor para o controle de estruturas

sismicamente excitadas em comparação com os TMDIs, independentemente da altura do edifício.

Kaveh *et al.* (2020) investigaram o desempenho do TMDI em uma estrutura *shear building* com 10 pavimentos. As análises do histórico de tempo mostraram que o desempenho do TMDI sob registros de campo distante tem melhor desempenho do que sob registros de campo próximo. Finalmente, a eficácia do TMDI, em geral, diminuiu com o aumento do amortecimento inerente da estrutura.

Kaveh, Fahimi Farzam e Hojat Jalali (2020) desenvolveram um projeto robusto e ótimo do dispositivo de controle passivo TMDI implementado em uma estrutura *shear building* com 10 pavimentos. As variáveis de projeto frequência natural e taxas de amortecimento foram calculadas através da otimização meta-heurística. Os resultados mostraram que o melhor índice de desempenho do TMDI para as três funções objetivas consideradas foi a aceleração absoluta no topo, mostrando uma redução máxima de 45% na aceleração média máxima do topo para 25 registros de terremoto.

Djerouni *et al.* (2021) investigaram o desempenho de dois TMDI aplicados no topo de uma estrutura submetida a ação sísmica. Ambos os parâmetros TMDI e DMTDI foram otimizados utilizando o algoritmo genético (GA). Os resultados obtidos mostraram uma melhora significativa na resposta no deslocamento de pico, aceleração e cisalhamento de base.

Weber *et al.* (2022) compararam o desempenho da topologia convencional do TMDI (*inertor* em paralelo à mola e ao amortecedor viscoso) com outra topologia que considera o *inertor* em série à mola e ao amortecedor viscoso, ambos simulados para excitações harmônicas e aleatórias. Os resultados mostraram que o TMDI com a topologia convencional apresentou desempenho significativamente inferior ao TMD clássico, ao passo que o TMDI com a outra topologia pode melhorar a mitigação da estrutura, se os parâmetros do TMDI forem otimizados numericamente.

4 METODOLOGIA

Neste capítulo a metodologia proposta é apresentada da seguinte forma: o modelo estrutural considerado é representado por elementos finitos de barra; a análise modal tal como o cálculo do amortecimento são detalhados; o critério da excitação sísmica natural é definido para diferentes profundidades e camadas do solo; a técnica para a geração da excitação sísmica artificial não estacionária é descrita; o método de $\alpha-HHT$ para a solução das equações diferenciais de movimento é retratado; o dimensionamento do *inertor* simples é detalhado em dois modelos distintos; três algoritmos de otimização são especificados; e o critério de desempenho é exposto.

Todo o desenvolvimento é efetuado considerando o emprego da rotina computacional utilizando o paradigma orientado a objetos através da linguagem de programação Python na sua versão 3.9.13 no editor de código aberto Visual Studio Code, sendo esta considerada uma linguagem de alto nível interpretada. Os dados referentes às coordenadas de cada nó da estrutura, a conectividade entre os elementos de barra, as propriedades da seção transversal e do material de cada elemento foram importadas por meio da leitura de um arquivo de entrada no formato *.csv*.

Em razão de inúmeras chamadas do método de integração $\alpha-HHT$ devido à otimização meta-heurística, esta sub-rotina numérica é reescrita em Fortran90, sendo chamada a partir do código Python. Após vários testes iniciais, é verificado que a redução do nível da linguagem possibilita uma diminuição do custo computacional em torno de 20 vezes, aproximadamente. Na prática, sabe-se que a linguagem Python é impossibilitada de interpretar diretamente a partir do código fonte a rotina em Fortran. Entretanto, para resolver este impasse, o módulo F2Py da biblioteca NumPy é utilizado para compilar a rotina em Fortran com a geração de um código de máquina nativo, possibilitando a comunicação entre Python e Fortran, técnica conhecida como *binding*.

4.1 MODELAGEM DAS ESTRUTURAS

As análises a serem realizadas são correspondentes a edifícios construídos em aço com a idealização dos pilares engastados em suas bases. O modelo reticulado de pórtico plano é escolhido para a representação das estruturas, nas quais são discretizadas em elementos de barra e conectadas por nós. Assim, cada elemento apresenta dois nós e três graus de liberdade (GDL)

por nó, resultando em dois deslocamentos (translações horizontal e vertical) e uma rotação. O número de graus de liberdade está relacionado ao número mínimo de coordenadas independentes necessárias para determinar a posição do sistema em qualquer instante de tempo. Destarte, as matrizes de massa e rigidez montadas de cada elemento em seu sistema local de coordenadas são transformadas para o sistema global de coordenadas, ou seja, o sistema global da estrutura é obtido por meio da matriz de rotação, sendo esta operação repetida para todos os elementos (ALVES FILHO, 2018).

A matriz de rigidez de cada um dos elementos de barra da estrutura no sistema local é obtida através da aplicação do modelo preconizado por (MCGUIRE; GALLAGHER; SAUNDERS, 1982) para elementos de pórtico plano no qual incorpora o elemento de viga Euler-Bernoulli com deformação axial. Além disso, a matriz de massa é empregada na sua forma consistente.

4.2 ANÁLISE MODAL

De acordo com Fu e He (2001), a análise modal extrai as propriedades dinâmicas da estrutura, e nesse trabalho é empregada por duas razões: a primeira devido à necessidade da visualização dos modos de vibração das estruturas; a segunda razão se designa ao conhecimento das frequências naturais a fim da posterior obtenção da matriz de amortecimento da estrutura com múltiplos graus de liberdade, resolvendo o problema de autovalor generalizado da Equação (4.04), conforme destaca Mendonça e Fancello (2019).

$$(\mathbf{K} - \lambda_j \mathbf{M}) \Phi_j = 0 \quad (4.04)$$

Onde $\lambda_j = \omega_j^2$ e $j = (1, 2, 3, \dots, n)$, para n graus de liberdade da estrutura.

4.3 AMORTECIMENTO

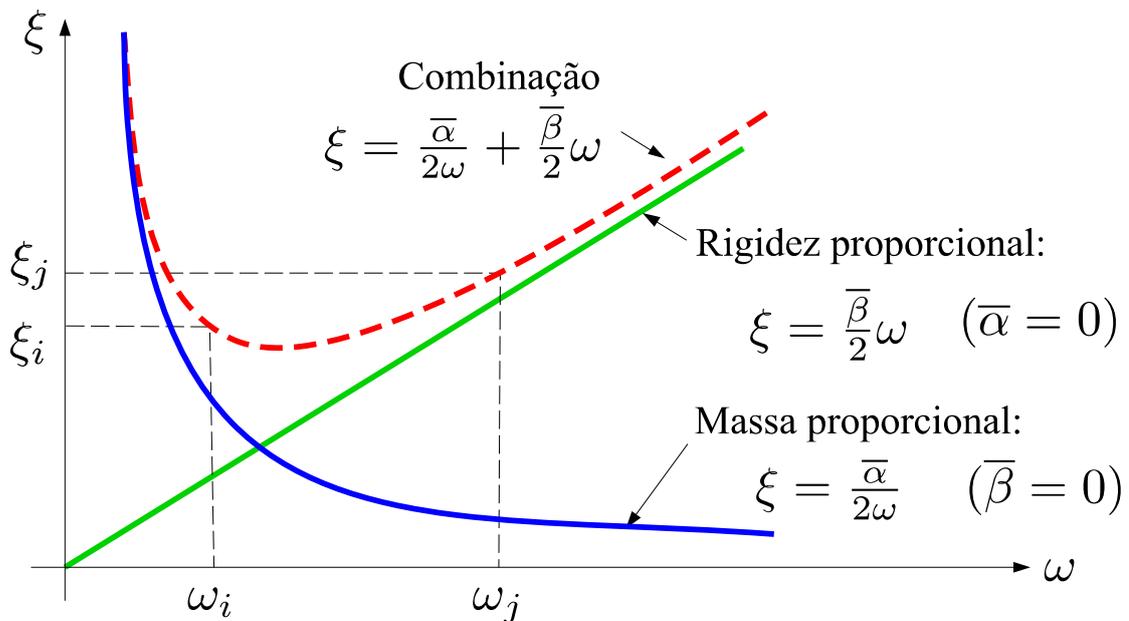
A matriz de amortecimento viscoso amplamente conhecida e indicada pelo *Lord* Rayleigh em seu trabalho (LORD, 1945) é um caso particular da matriz de amortecimento de Caughey, pois os respectivos coeficientes são calculados a partir de fatores de amortecimento definidos para apenas dois modos de vibração quaisquer, ao passo que a formulação de Caughey acaba sendo mais geral, permitindo especificar o amortecimento para vários modos (LIMA; SANTOS,

2008). Desta forma, a matriz de Rayleigh é empregada neste trabalho, em que considera as forças de amortecimento sendo proporcionais as energias cinéticas e potenciais do sistema, ou seja, a matriz de amortecimento sendo uma combinação linear da matriz de massa e de rigidez, apresentada através da Equação (4.05) e exposta na Figura 4.1.

$$\mathbf{C} = \bar{\alpha}\mathbf{M} + \bar{\beta}\mathbf{K} \quad (4.05)$$

$$\begin{cases} \bar{\alpha} = 2\xi \frac{\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \\ \bar{\beta} = 2\xi \frac{1}{\omega_i + \omega_j} \end{cases} \quad (4.06)$$

Figura 4.1 – Modelo de amortecimento Rayleigh



(fonte: Adaptada de CLOUGH; PENZIEN, 1975)

4.4 EXCITAÇÃO SÍSMICA

Existem diferentes métodos para avaliar a excitação sísmica nas estruturas, entre eles podem se destacar os espectros de projeto, espectros de resposta, registros históricos de aceleração, velocidade ou deslocamentos sejam naturais ou artificiais gerados, por exemplo. De acordo com o ASCE7-16, os registros histórico-temporais de aceleração são mais interessantes para análise

estrutural pois apresentam não somente os picos de aceleração no solo (PGA) como também toda energia liberada pelo sismo em cada instante de tempo.

Devido à influência de uma série de fatores incontrolláveis tais como a distância do hipocentro, os caminhos de propagação do terremoto, a confiabilidade e a disposição dos aparelhos de medição, pode-se afirmar que o movimento do solo é tipicamente um processo estocástico. Somado a isso, registros reais de terremotos mostram que o histórico temporal das acelerações do movimento do solo geralmente inclui três estágios de vibrações: o inicial, o forte e o atenuante, comprovando que o sismo é um processo típico não-estacionário (LI; CHEN, 2009).

Assim, em razão da natureza aleatória dos sismos, isto é, cada sismo ocorrido ser único, tanto a norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006) como o EUROCODE 8 (ECS,2010) recomendam para análise um conjunto mínimo de 3 acelerogramas. O código internacional americano ASCE/SEI 7-16, entretanto, recomenda 7 registros histórico-tempo.

Excitações sísmicas nas quais a principal concentração de energia ocorre nas faixas de frequência correspondentes às frequências estruturais dominantes podem causar mais danos do que em situações com maiores acelerações de pico em que a energia concentrada se encontra em diferentes faixas de frequência das faixas de frequência estruturais (BÜCHHOLDT, 1997). Por conseguinte, a fim de entender melhor o comportamento dos registros histórico-temporais de aceleração no que se refere às faixas de frequência atuantes, a transformada rápida de Fourier (FFT) é aplicada na excitação.

No caso de sismos artificiais, é possível escolher o amortecimento do terreno e a frequência de excitação com base no tipo de solo. Para uma determinada classe de solo, as frequências fundamentais de cada edifício a ser estudado são utilizadas como frequência de excitação a fim de avaliar as estruturas em uma situação mais desfavorável, a ressonância.

Neste contexto, tanto os sismos naturais quanto os sismos artificiais serão aplicados aos três casos a serem estudados. A otimização dos parâmetros dos absorvedores dinâmicos de vibração *inertor* será realizado nas estruturas sujeitas aos sismos artificiais em situação de ressonância e, posteriormente, verificado nas condições dos sismos naturais.

4.4.1 Sismos naturais

Para avaliar o desempenho dos dispositivos *inerters* escolhidos para os três edifícios em estudo, 6 registros de terremotos naturais são selecionados com diferentes características e separados em duas categorias: falha próxima à superfície do solo e falha em campos distantes.

A categorização mencionada é destacada devido ao fato de que a distância do hipocentro de acordo com Zhang e Balendra (2013) conduz a diferentes comportamentos da excitação. A o passo que os sismos em campos próximos são dominados por frequências altas de banda larga e curta duração, os sismos distantes apresentam frequências de banda estreita e durações longas.

Os acelerogramas naturais registrados foram selecionados a partir de três bases de dados, sendo elas: *Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD)*, *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)* e *Italian Accelerometric Archive (ITACA)*.

4.4.2 Sismos artificiais

4.4.2.1 Função de densidade espectral

A aceleração do movimento de solo \ddot{x}_g é assumida como a realização de um processo estacionário aleatório gaussiano de média zero, descrito por uma função de densidade espectral de potência (PSD) já conhecida na literatura e amplamente utilizada, isto é, a função Kanai-Tajimi (TAJIMI, 1960; KANAI, 1961; KANAI, 1961b) corrigida por Clough e Penzien (1993) no qual é adicionado um filtro a mais no modelo representando a segunda camada de solo, obtendo um processo duplo de ruído branco:

$$S_{\ddot{x}_g}(\omega) = \frac{\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \times \frac{\omega^4}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} S_w \quad (4.07)$$

Onde ω_g , ξ_g , ω_f , ξ_f são parâmetros de filtragem que afetam o conteúdo de frequência do terremoto e pode ser associado a diferentes características do solo para faixas de frequência de 0 Hz a 50 Hz. O nível espectral de ruído branco S_w pode ser relacionado com a movimentação de pico da camada de rocha sólida abaixo do solo (\ddot{x}_{g0}), que é dada por (BÜCHHOLDT, 1997):

$$S_w = \frac{0.141 \xi_g \ddot{x}_{g0}^2}{\omega_g \sqrt{1 + 4\xi_g^2}} \quad (4.08)$$

4.4.2.2 Domínio do tempo

Como a amplitude média, a variância e o conteúdo de frequência dos terremotos variam com o tempo, os sismos não são processos estacionários. Se dividido em segmentos suficientemente pequenos, o processo dentro de cada segmento pode ser considerado como aproximadamente estacionário. Cada processo segmentar pode ser modelado matematicamente através da soma dos componentes harmônicos. Assim, a aceleração do movimento do solo pode, portanto, ser expressa através da transformação do sinal no domínio da frequência para o domínio do tempo. O método amplamente utilizado para geração de funções de amostra de processos estocásticos foi aplicado pela primeira vez para fins de simulação por Shinozuka e Jan (1972), e posteriormente por Shinozuka e Deodatis (1991), através da Equação (4.09):

$$\ddot{x}(t) = \sqrt{2} \sum_{n=0}^{N-1} \sqrt{2S_{\ddot{x}}(\omega)} \Delta\omega \cos(\omega_n t + \phi_j) \quad (4.09)$$

Em que N representa o intervalo da faixa de frequências na onda sísmica; $\Delta\omega = \omega_u / N$ o incremento de frequência no qual ω_u é a frequência de corte quando $S_{\ddot{x}}(\omega) \approx 0$; e ϕ_j o ângulo de fase definido aleatoriamente com distribuição uniforme entre 0 a 2π . Após, com o sinal do sismo artificial no domínio do tempo obtido, deve ser normalizado de maneira compatível com o PGA característico da região de estudo escolhida.

4.4.2.3 Função Envelope

De acordo com Büchholdt (1997), a fim de levar em conta a não-estacionariedade dos registros de terremotos, a duração do processo estocástico subjacente precisa ser dividida em regiões de tempo contíguas separadas, cada uma com um único conteúdo de frequência/amplitude de tempo variável cujas amplitudes podem ser variadas usando um envelope de tempo determinístico ou função de modulação.

Ao longo dos anos várias funções de envelope foram propostas na literatura, tanto determinísticas quanto estocásticas. Nesta pesquisa optou-se por utilizar uma função de modulação determinística proposta por Hsu e Bernard (1978), em que:

$$h(t) = a_1 t e^{-a_2 t} \quad (4.10)$$

onde a constante a_1 é definida como 0,45 e a_2 é definida como 1/6 por conveniência, o que corresponde aos estudos estatísticos do registro de aceleração no terremoto de San Fernando, Califórnia (CLOUGH; PENZIEN, 1993).

Logo, o acelerograma sísmico não-estacionário é obtido de acordo com a seguinte operação:

$$\ddot{x}_g(t) = \ddot{\chi}(t) \cdot h(t) \quad (4.11)$$

4.5 MÉTODO DE INTEGRAÇÃO HILBER–HUGHES-TAYLOR (HHT)

O método Hilber-Hughes-Taylor (HILBER; HUGHES; TAYLOR, 1977) doravante chamado de método α – *HHT*, projetado especificamente para resolver equações diferenciais de segunda ordem, é um método direto pois resolve a equação do movimento em sua forma original acoplada e implícito, ou seja, a solução no passo atual depende das respostas do passo anterior e atual (PRESS, 1989).

O método pode ser visto como uma generalização da formulação de Newmark e sua principal propriedade é permitir a introdução do amortecimento numérico com o intuito de filtrar as frequências mais altas sem degradar a precisão de segunda ordem do método mediante o parâmetro α , que adquirindo o valor igual a zero retorna-se ao método de Newmark (PAULTRE, 2013).

$$\ddot{x}(t_{i+1}) = a_0 [x(t_{i+1}) - x(t_i)] - a_2 \dot{x}(t_i) - a_3 \ddot{x}(t_i) \quad (4.12)$$

$$\dot{x}(t_{i+1}) = \dot{x}(t_i) - a_6 \ddot{x}(t_i) - a_7 \ddot{x}(t_{i+1}) \quad (4.13)$$

$$\begin{aligned} \hat{\mathbf{F}}(t_{i+1}) = & (1 + \alpha) \mathbf{F}(t_{i+1}) - \mathbf{F}(t_i) + \mathbf{M} [a_0 x(t_i) + a_2 \dot{x}(t_i) + a_3 \ddot{x}(t_i)] \\ & + \mathbf{C} [a_1 x(t_i) + a_4 \dot{x}(t_i) + a_5 \ddot{x}(t_i)] + \mathbf{C} \alpha \dot{x}(t_i) + \mathbf{K} \alpha x(t_i) \end{aligned} \quad (4.14)$$

$$\hat{\mathbf{K}} = (1 + \alpha)\mathbf{K} + a_1\mathbf{C} + a_0\mathbf{M} \quad (4.15)$$

$$\hat{\mathbf{K}} = \mathbf{LDL}^T \quad (4.16)$$

$$\ddot{\mathbf{x}}(t_0) = \mathbf{M}^{-1}[\mathbf{F}(t_0) - \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}(t_0) - \mathbf{K}\mathbf{x}(t_0)] \quad (4.17)$$

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{\beta\Delta t^2}; & a_1 &= \frac{\gamma(1+\alpha)}{\beta\Delta t}; & a_2 &= \frac{1}{\beta\Delta t}; & a_3 &= \frac{1}{2\beta} - 1; \\ a_4 &= (1+\alpha)\left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right); & a_5 &= (1+\alpha)\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right)\Delta t; & a_6 &= (1-\gamma)\Delta t; & a_7 &= \gamma\Delta t. \end{aligned} \quad (4.18)$$

$$\mathbf{LDL}^T \mathbf{x}(t_{i+1}) = \hat{\mathbf{F}}(t_{i+1}) \quad (4.19)$$

No que diz respeito à escolha dos valores dos parâmetros de colocação γ e β determinam a precisão e a função de interpolação da aceleração de forma a influenciar na estabilidade do método, respectivamente.

Desse modo, conforme ressalta Hughes (2012) o intervalo do parâmetro $\alpha \in [-1/3, 0]$ delimita o método ser considerado incondicionalmente estável, em outras palavras, o intervalo de tempo escolhido não influencia na estabilidade do método.

Destarte, os valores mais baixos de α conduzem a um aumento da dissipação da energia numérica sem causar problemas de superestimação da resposta, assegurando o nível de precisão, de acordo com as Equações (4.20) e (4.21):

$$\gamma = \frac{(1-2\alpha)}{2} \quad (4.20)$$

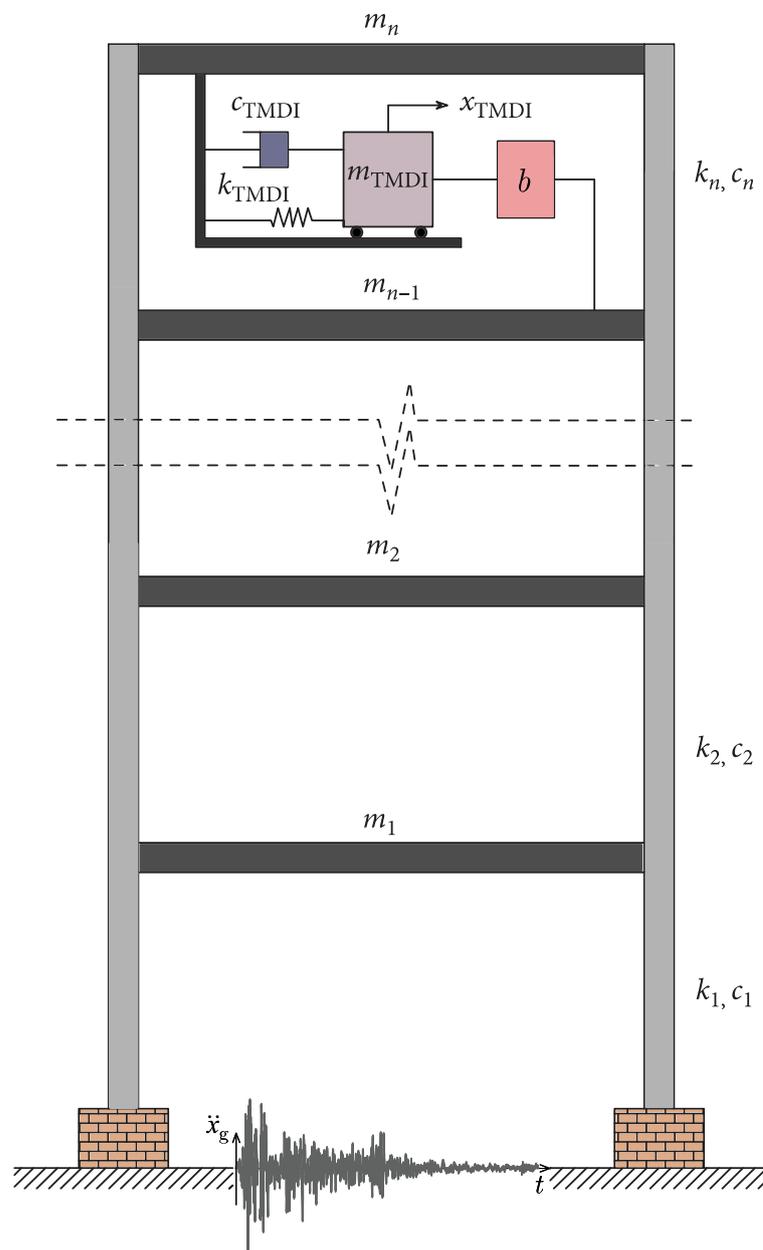
$$\beta = \frac{(1-\alpha)^2}{4} \quad (4.21)$$

No estudo em questão, o valor adotado para α é igual a $-1/3$.

4.6 DIMENSIONAMENTO DO TMDI EM ESTRUTURAS COM MGD

Para exemplificar a aplicação do TMDI, o modelo de edifício que considera apenas os graus de liberdade horizontais conhecido como *shear-building* submetido a uma aceleração na base é apresentado na Figura 4.2. O dispositivo de controle é acoplado aos dois últimos pavimentos, a massa de cada andar incluindo a massa do TMDI é concentrada, caracterizando uma matriz de massa diagonal. A aplicação do TMDI pode ser estendida para a formulação de pórtico plano, levando em consideração os GDL nos quais o sistema de controle abrange.

Figura 4.2 – Sistema MGD com TMDI instalado



(fonte: elaborada pelo autor)

Em que m_i , k_i e c_i referem-se a massa, rigidez e amortecimento do i^{th} pavimento ($i = 1, 2, \dots, n$), respectivamente. Além disso, m_{TMDI} , k_{TMDI} , c_{TMDI} e b são os coeficientes de massa, rigidez, amortecimento, e inertância que caracterizam o TMDI.

O TMDI é caracterizado por meio da taxa de frequência (ν_{TMDI}), taxa de amortecimento (ζ_{TMDI}), taxa de inertância (β_{TMDI}) e relação de massa (μ), sendo definidas como:

$$\nu_{\text{TMDI}} = \frac{\omega_{\text{TMDI}}}{\omega_1} = \left(\sqrt{\frac{k_{\text{TMDI}}}{m_{\text{TMDI}} + b}} \right) \cdot \frac{1}{\omega_1} \quad (4.22)$$

$$\zeta_{\text{TMDI}} = \frac{c_{\text{TMDI}}}{2(m_{\text{TMDI}} + b)\omega_{\text{TMDI}}} \quad (4.23)$$

$$\beta_{\text{TMDI}} = \frac{b}{M} \quad (4.24)$$

$$\mu = \frac{m_{\text{TMDI}}}{M} \quad (4.25)$$

Em que M e ω_1 referem-se a massa total e a frequência angular fundamental do sistema estrutural. Dessa forma, a equação geral do movimento para o sistema com MGDJ sujeito a uma aceleração de base é descrita em forma de matriz, em que \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} , respectivamente, são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez e \mathbf{X} é o vetor de resposta ao deslocamento modificado pela adição do TMDI no qual x_{TMDI} endereça ao deslocamento do próprio TMDI.

$$\mathbf{M}_{(n+1,n+1)} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & m_{n-1} + b & 0 & -b \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & m_n & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & -b & 0 & m_{\text{TMDI}} + b \end{bmatrix} \quad (4.26)$$

$$\mathbf{C}_{(n+1,n+1)} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & c_{n-1} + c_n & -c_n & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & -c_n & c_n + c_{\text{TMDI}} & -c_{\text{TMDI}} \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & -c_{\text{TMDI}} & c_{\text{TMDI}} \end{bmatrix} \quad (4.27)$$

$$\mathbf{K}_{(n+1,n+1)} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & k_{n-1} + k_n & -k_n & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & -k_n & k_n + k_{\text{TMDI}} & -k_{\text{TMDI}} \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & -k_{\text{TMDI}} & k_{\text{TMDI}} \end{bmatrix} \quad (4.28)$$

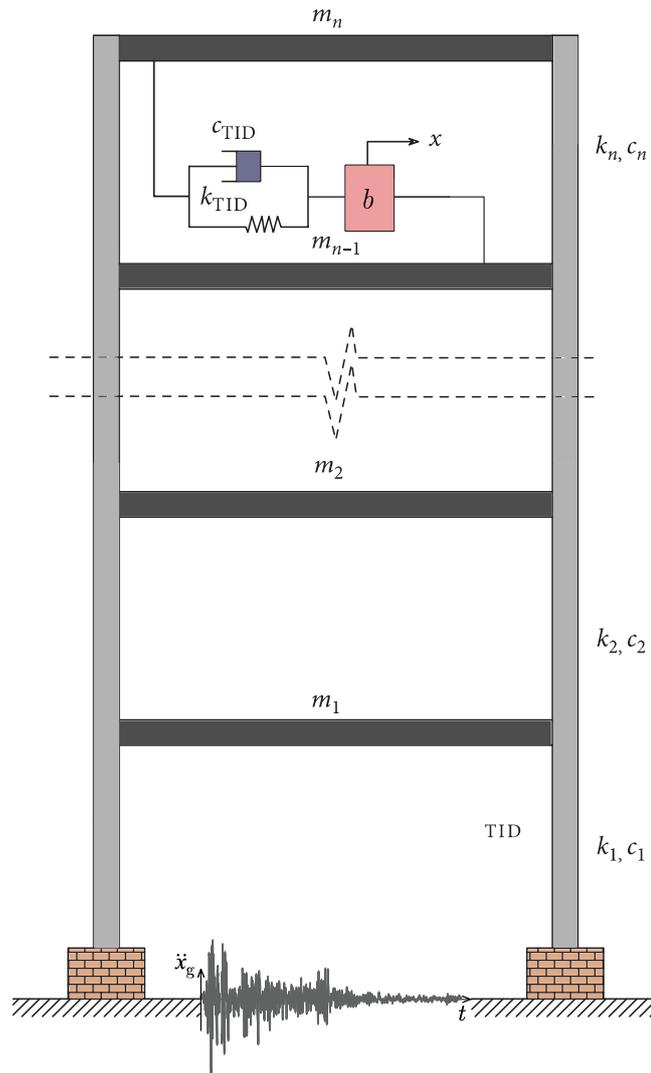
$$\mathbf{X} = \{x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_{n-1} \quad x_n \quad x_{\text{TMDI}}\}^T \quad (4.29)$$

Destarte, pode-se notar que a partir da formulação da Equação (4.24) e da matriz descrita na Equação (4.26), o TMDI se trata de uma generalização do TMD clássico ao considerar o $\beta_{\text{TMDI}} = 0$, em que inércia total do TMDI é igual a $(m_{\text{TMDI}} + b)$.

4.7 DIMENSIONAMENTO DO TID EM ESTRUTURAS COM MGD L

De forma análoga ao TMDI, o modelo *shear-building* é utilizado para representar a aplicação do TID em um edifício submetido a uma aceleração na base (Figura 4.3). O dispositivo de controle TID convencional é acoplado aos dois últimos pavimentos, a massa de cada andar incluindo a massa apenas do *inertor* neste caso é concentrada, caracterizando uma matriz de massa diagonal.

Figura 4.3 – Sistema MGDL com TID instalado



(fonte: elaborada pelo autor)

Em que m_i , k_i e c_i referem-se a massa, rigidez e amortecimento do i^{th} pavimento ($i = 1, 2, \dots, n$), respectivamente. Além disso, m_{TID} , k_{TID} , c_{TID} e b são os coeficientes de massa, rigidez, amortecimento, e inércia que caracterizam o TID. Os parâmetros k_{TID} e c_{TID} são reescritos da seguinte forma:

$$k_{\text{TID}} = \nu_{\text{TID}}^2 \omega_1^2 b \quad (4.30)$$

$$c_{\text{TID}} = 2\zeta_{\text{TID}}(b) \nu_{\text{TID}} \quad (4.31)$$

Onde ω_1 , ν_{TID} e ζ_{TID} referem-se à frequência angular fundamental do sistema estrutural, à relação de frequência e à relação de amortecimento, respectivamente.

Ressalta-se que apesar do processo do TID ser semelhante ao TMDI no geral, a distinção ocorre devido ao carregamento sísmico não afetar a inertância (b), mas sim a massa física do próprio *inertor* (m_b). Em linhas gerais, baseado nos trabalhos de Papageorgiou e Smith (2005) e Papageorgiou, Houghton e Smith (2009) é possível assumir a relação entre a inertância e a massa física real do dispositivo como:

$$m_b = \frac{1}{200}b \quad (4.32)$$

Em outras palavras, o vetor (sismo em uma direção) de endereçamento (\mathbf{B}) empregado para obtenção correta da força sísmica aplicada na estrutura com MGDL verificada na Equação (4.32) em relação ao grau de liberdade do *inertor* é atribuído valor diferente de zero ou um, e sim 1/200, de acordo com a Equação (4.34).

$$\mathbf{F}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{B}\ddot{x}_g(t) \quad (4.33)$$

$$\mathbf{B} = \left\{ 1 \quad 1 \quad 1 \quad \dots \quad 1 \quad \frac{1}{200} \right\}^T \quad (4.34)$$

Dessa forma, a equação geral do movimento para o sistema com MGDL sujeito a uma aceleração de base é descrita em forma de matriz, em que \mathbf{M} , \mathbf{K} , \mathbf{C} são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez e \mathbf{X} é o vetor de resposta ao deslocamento modificado pela adição do TID no qual x_{TID} endereça ao deslocamento do próprio TID.

$$\mathbf{M}_{(n+1,n+1)} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_{n-1} + b & 0 & -b \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_n & 0 \\ 0 & 0 & \dots & -b & 0 & b \end{bmatrix} \quad (4.35)$$

$$\mathbf{C}_{(n+1,n+1)} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & c_{n-1} + c_n & -c_n & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & -c_n & c_n + c_{\text{TID}} & -c_{\text{TID}} \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & -c_{\text{TID}} & c_{\text{TID}} \end{bmatrix} \quad (4.36)$$

$$\mathbf{K}_{(n+1,n+1)} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & \cdots & 0 & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & k_{n-1} + k_n & -k_n & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & -k_n & k_n + k_{\text{TID}} & -k_{\text{TID}} \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & -k_{\text{TID}} & k_{\text{TID}} \end{bmatrix} \quad (4.37)$$

$$\mathbf{X} = \{x_1 \quad x_2 \quad \dots \quad x_{n-1} \quad x_n \quad x_{\text{TID}}\}^T \quad (4.38)$$

Desse modo, salienta-se que a partir da formulação da Equação (4.25) prevista na configuração do TMDI, é verificado que o TMDI também é uma generalização do TID, ou seja, quando $\mu = 0$, o TMDI reduz-se ao TID.

4.8 ALGORITIMOS DE OTIMIZAÇÃO UTILIZADOS

Neste trabalho são adotados três algoritmos para otimização dos parâmetros do *inertor*, sendo estes utilizados de forma independente, objetivando a comparação dos resultados, assim como o tempo computacional, quando adotados os mesmos parâmetros de projeto. Os algoritmos meta-heurísticos adotados são GWO (*Grey Wolf Optimizer*), SSA (*Salp Swarm Algorithm*) e CIOA (*Circle-Inspired Optimization Algorithm*).

4.8.1 Grey Wolf Optimizer (GWO)

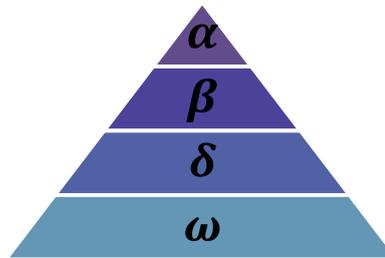
Mirjalili, Mirjalili e Lewis (2014) desenvolveram o *Grey Wolf Optimizer* (GWO), algoritmo meta-heurístico inspirado na hierarquia de liderança e no mecanismo de caça dos lobos cinzentos. O algoritmo, que opera em três etapas, foi testado na otimização de 29 funções *benchmarks*, três problemas clássicos de engenharia e um estudo de caso real. Os resultados

obtidos, especialmente nos problemas aplicados à engenharia, demonstraram que o GWO apresenta boa eficiência.

4.8.1.1 Hierarquia social

Com o propósito de modelar matematicamente a hierarquia social dos lobos (Figura 4.4), a solução mais viável considerada é o alfa (α). Consequentemente, a segunda e a terceira melhor solução considerada são denominadas beta (β) e delta (δ), respectivamente. As soluções candidatas excedentes são assumidas como ômega (ω). Desse modo, no algoritmo GWO, a caça (otimização) é orientada por α , β e δ , ou seja, os lobos (ω) seguem estes três lobos.

Figura 4.4 – Hierarquia do lobo cinzento



(fonte: MIRJALILI; MIRJALILI; LEWIS, 2014)

Além da hierarquia social dos lobos cinzentos, a caça em grupo é outro comportamento social relevante. Consiste basicamente em três fases principais de caça, são elas: rastreamento, perseguição e aproximação da presa; cercamento e importunação para cessar o movimento da presa; e ataque em direção a presa. Desta forma, os modelos matemáticos de rastreamento, cercamento (circundamento) e ataque às presas são apresentados em seguida.

4.8.1.2 Presa circundante

Durante a caçada os lobos cinzentos cercam suas presas, sendo assim, o modelo matemático representativo é proposto pelas Equações (4.39) e (4.40):

$$\vec{D} = \left| \vec{C} \cdot \vec{X}_p(t) - \vec{X}(t) \right| \quad (4.39)$$

$$\vec{X}(t+1) = \vec{X}_p(t) - \vec{A} \cdot \vec{D} \quad (4.40)$$

Em que t indica a iteração atual; \vec{A} e \vec{C} são vetores de coeficiente; \vec{X}_p é o vetor de posição da presa, e \vec{X} indica o vetor de posição de um lobo cinzento.

Os vetores \vec{A} e \vec{C} são calculados conforme a Equação (4.41) e (4.42), respectivamente:

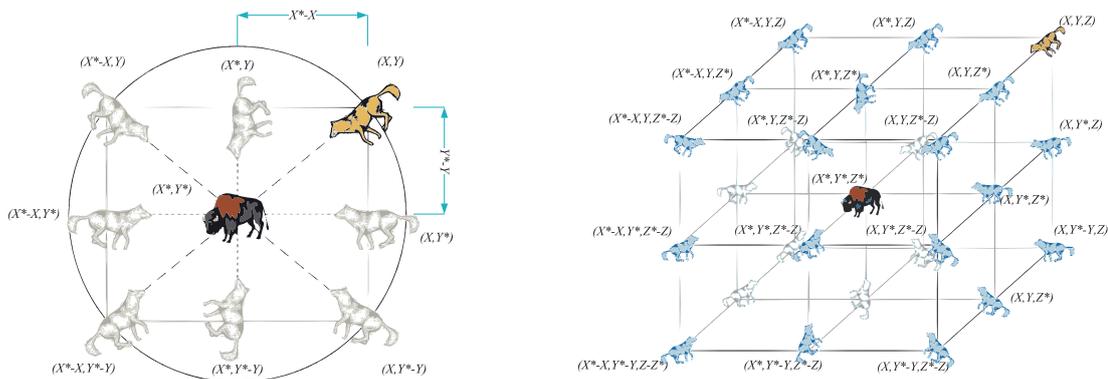
$$\vec{A} = 2\vec{a} \cdot \vec{r}_1 - \vec{a} \tag{4.41}$$

$$\vec{C} = 2 \cdot \vec{r}_2 \tag{4.42}$$

No qual os componentes de \vec{a} são linearmente reduzidos de 2 para 0 no decurso das iterações e \vec{r}_1, \vec{r}_2 são vetores aleatórios entre $[0,1]$.

O lobo cinzento pode atualizar sua posição de acordo com a posição da presa, e diferentes lugares ao redor do melhor agente podem ser alcançados em relação à posição atual de acordo com os valores dos vetores \vec{A} e \vec{C} ajustados. Além disso, os vetores aleatórios \vec{r}_1, \vec{r}_2 permitem que os lobos cinzentos possam alcançar qualquer posição no espaço. A Figura 4.5 apresenta a ilustração desse efeito para o espaço bidimensional e tridimensional.

Figura 4.5 – Vetores de posição 2D e 3D e suas próximas posições



(fonte: MIRJALILI; MIRJALILI; LEWIS, 2014)

O mesmo conceito pode ser estendido a um espaço de busca com n dimensões, e os lobos cinzentos se moverão em hipercubos (ou hiper esferas) em torno da melhor solução obtida até o presente momento.

4.8.1.3 A caçada

Os lobos cinzentos têm a capacidade de reconhecer a localização das presas e cercá-las. A caça é guiada pelo alfa, e os lobos beta e delta também podem participar ocasionalmente da caça. Posto isto, a fim de simular matematicamente a caçada dos lobos cinzentos, supõe-se que os lobos alfa, beta e delta têm o melhor conhecimento sobre a localização potencial da presa, e assim, as três primeiras melhores soluções obtidas até o momento são armazenadas, e os outros agentes de busca (incluindo os ômegas) são sujeitos a atualizar suas posições de acordo com a posição dos melhores agentes de busca, de acordo com as Equações (4.43), (4.44) e (4.45):

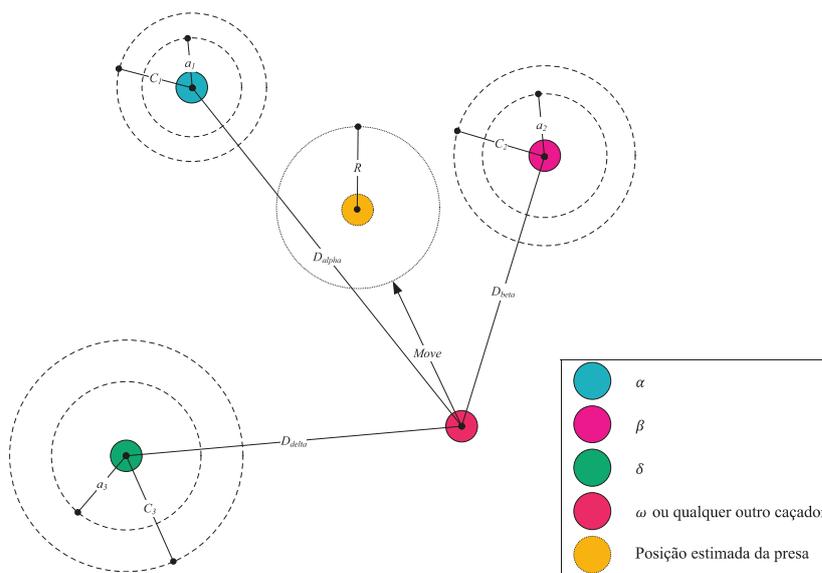
$$\vec{D}_\alpha = |\vec{C}_1 \cdot \vec{X}_\alpha - \vec{X}|, \quad \vec{D}_\beta = |\vec{C}_2 \cdot \vec{X}_\beta - \vec{X}|, \quad \vec{D}_\delta = |\vec{C}_3 \cdot \vec{X}_\delta - \vec{X}| \quad (4.43)$$

$$\vec{X}_1 = \vec{X}_\alpha - \vec{A}_1 \cdot (\vec{D}_\alpha), \quad \vec{X}_2 = \vec{X}_\beta - \vec{A}_2 \cdot (\vec{D}_\beta), \quad \vec{X}_3 = \vec{X}_\delta - \vec{A}_3 \cdot (\vec{D}_\delta) \quad (4.44)$$

$$\vec{X}(t+1) = \frac{\vec{X}_1 + \vec{X}_2 + \vec{X}_3}{3} \quad (4.45)$$

A Figura 4.6 apresenta a forma de como um agente de busca atualiza sua posição de acordo com alfa, beta, e delta em um espaço de busca bidimensional, isto é, alfa, beta e delta estimam a posição da presa, e os outros lobos atualizam suas posições aleatoriamente ao redor da presa.

Figura 4.6 – Atualização da posição no espaço de busca 2D

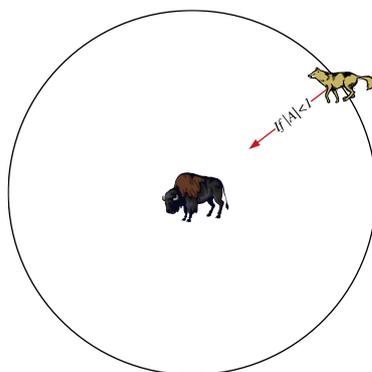


(fonte: adaptada de MIRJALILI; MIRJALILI; LEWIS, 2014)

4.8.1.4 Ataque às presas (*exploitation*)

Os lobos cinzentos finalizam a caçada atacando a presa a partir do instante em que ela para de se movimentar. Dessa forma, a fim de modelar matematicamente a aproximação da presa, o valor de \vec{a} é reduzido, e consequentemente o valor de \vec{A} também diminui, ou seja, \vec{A} é um valor aleatório no intervalo $[-2a, 2a]$, em que a decresce de 2 para 0 ao longo das iterações. Assim, quando valores aleatórios de \vec{A} estão em $[-1, 1]$, a próxima posição de um agente de busca pode estar em qualquer posição entre sua posição atual e a posição da presa. A Figura 4.7 mostra que para $|A| < 1$, os lobos são forçados a atacar em direção a presa.

Figura 4.7 – Ataque de presas x busca de presas (*exploitation*)



(fonte: adaptada de MIRJALILI; MIRJALILI; LEWIS, 2014)

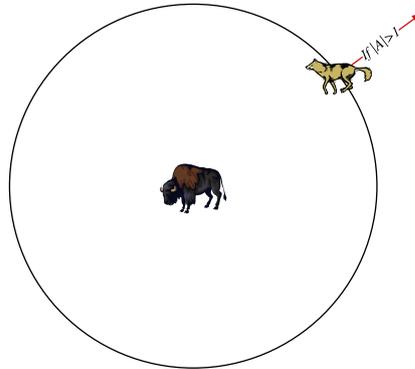
Apesar do algoritmo GWO permitir que seus agentes de busca atualizem sua posição com base na localização do alfa, beta e delta e ataque em direção à presa, todavia, o cercamento da presa consegue explorar até um certo limite sendo suscetível a estagnação em soluções locais com esses operadores, o que acaba exigindo mais operadores para enfatizar a exploração.

4.8.1.5 Procura das presas (*exploration*)

Os lobos cinzentos procuram principalmente de acordo com a posição do alfa, beta e delta, em que se divergem um do outro na busca das presas e convergem para o ataque às presas. Desse modo, o modelo matemático para representar a divergência é a utilização de \vec{A} com valores aleatórios maiores que 1 ou menores que -1 para forçar o agente de busca a divergir da presa. Isto enfatiza a exploração e permite que o algoritmo GWO pesquise globalmente. A Figura 4.8

mostras que para $|A| > 1$, os lobos cinzentos são obrigados a desviarem da presa para, esperançosamente, encontrar uma presa mais em forma.

Figura 4.8 – Ataque de presas x busca de presas



(fonte: adaptada de MIRJALILI; MIRJALILI; LEWIS, 2014)

Outro componente do GWO que favorece a exploração é o \vec{C} que contém valores entre $[0, 2]$, fornecendo pesos aleatórios para a presa a fim de enfatizar estocasticamente ($C > 1$) ou não ($C < 1$) o efeito da presa na definição da distância. Isto contribui para um comportamento mais aleatório ao longo da otimização, favorecendo a exploração e evitando um ótimo local. Vale a pena ressaltar que ao contrário de A , C não diminui linearmente. Exige-se deliberadamente que C forneça valores aleatórios o tempo todo para enfatizar a exploração não apenas durante as iterações iniciais, mas também durante as iterações finais. Este componente é muito útil no caso de estagnação do ótimo local, especialmente nas iterações finais. Em suma, dependendo da posição de um lobo, o vetor C pode dar um peso aleatório à presa e torná-la mais difícil e mais distante de ser alcançada pelos lobos, ou vice-versa. O pseudocódigo do algoritmo GWO é apresentado na Figura 4.9.

Figura 4.9 – Pseudocódigo GWO

```

Inicializar a população de lobos cinzentos  $X_i (i = 1, 2, \dots, n)$ 
Inicializar  $a, A, e C$ 
Calcular a aptidão de cada agente de busca
 $X_\alpha = o\ melhor\ agente\ de\ busca$ 
 $X_\beta = o\ segundo\ melhor\ agente\ de\ busca$ 
 $X_\delta = o\ terceiro\ melhor\ agente\ de\ busca$ 
while ( $t < Max\ número\ de\ iterações$ )
  for cada agente de busca
    Atualizar a posição do agente de busca atual pela Equação (4.45)
  end for
  Atualizar  $a, A, e C$ 
  Calcular a aptidão de todos os agentes de busca
  Atualizar  $X_\alpha, X_\beta, e X_\delta$ 
   $t = t + 1$ 
end while
retornar  $X_\alpha$ 

```

(fonte: adaptada de MIRJALILI; MIRJALILI; LEWIS, 2014)

4.8.2 *Salp Swarm Algorithm (SSA)*

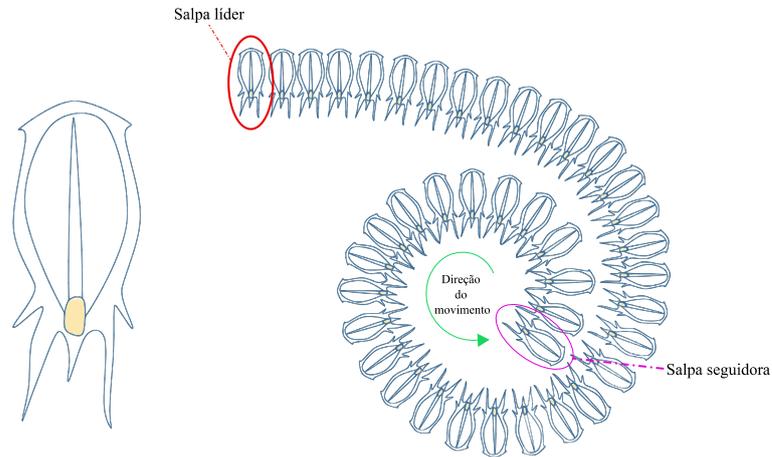
O algoritmo de enxame de salpas (SSA) é um novo método meta-heurístico de otimização baseado na população proposto por Mirjalili *et al.* (2017). A salpa é um tipo de organismo marinho que tem sua característica muito semelhante à dos peixes gelatinosos, a sua forma cilíndrica com aberturas na extremidade bombeia a água através de seus corpos gelatinosos como propulsão para avançar e se alimentar (ABUALIGAH *et al.*, 2020).

Nos oceanos profundos, as salpas frequentemente formam um enxame chamado de cadeia de salpas, e este é um dos comportamentos mais interessantes que serviu como inspiração para o desenvolvimento do método. De acordo com Faris *et al.* (2020), a principal razão deste comportamento ainda não é muito certa, porém alguns pesquisadores indicam que serve para uma melhor locomoção utilizando mudanças rápidas de coordenadas e busca eficiente de alimento (F), sendo este o alvo do enxame.

Para modelar matematicamente as cadeias de salpas, a população é primeiramente dividida em dois grupos: líder e seguidores. O líder é a salpa na frente da cadeia, enquanto o resto das salpas são considerados seguidores, e assim, o líder guia o enxame e os seguidores se sucedem. A

representação individual da salpa assim como a ilustração do comportamento em cadeia é exposto na Figura 4.10.

Figura 4.10 – Salpa individual e cadeia de salpas



(fonte: adaptada de MIRJALILI *et al.*, 2017)

Assim como em outras técnicas baseadas em enxame, a população de salpas X consiste em N agentes com dimensões d . Portanto, a posição de todas as salpas pode ser expressa por uma matriz dimensional $N \times d$, como descrito na Equação (4.46):

$$X_i = \begin{bmatrix} x_1^1 & x_2^1 & \cdots & x_d^1 \\ x_1^2 & x_2^2 & \cdots & x_d^2 \\ \vdots & \vdots & \cdots & \vdots \\ x_1^N & x_2^N & \cdots & x_d^N \end{bmatrix} \quad (4.46)$$

4.8.2.1 Modelo matemático proposto para movimentação da cadeia de salpas

A salpa líder se move em direção a fonte de alimento e, portanto, a cadeia de salpas se move automaticamente em direção a ela. Desse modo, assume-se que a fonte de alimento é o ótimo global a ser perseguido pela cadeia de salpas. A posição de atualização da salpa líder é proposta por Mirjalili *et al.* (2017) e corrigida por Faris *et al.* (2020) através da Equação (4.47):

$$x_j^1 = \begin{cases} F_j + c_1 \left[(ub_j - lb_j) c_2 + lb_j \right] & c_3 \geq 0.5 \\ F_j - c_1 \left[(ub_j - lb_j) c_2 + lb_j \right] & c_3 < 0.5 \end{cases} \quad (4.47)$$

Esta equação mostra que o líder só atualiza sua posição em relação à fonte de alimentos, em que x_j^1 denota a localização da salpa líder; F_j é a posição da fonte de alimento na dimensão j ; ub_j indica o limite superior; lb_j representa o limite inferior; c_2 e c_3 são os valores aleatórios entre $[0,1]$, determinando se a próxima posição na dimensão j deve ser em direção ao infinito positivo ou ao infinito negativo, bem como o tamanho do passo.

O coeficiente c_1 é o parâmetro mais importante do SSA, pois equilibra a diversificação (*exploration*) e intensificação (*exploitation*) durante todo o processo de busca, definido da seguinte forma:

$$c_1 = 2e^{-\left(\frac{4t}{T_{\max}}\right)^2} \quad (4.48)$$

Em que t indica a iteração; T_{\max} o número máximo de iterações. Assim, como resultado, este parâmetro consegue dar mais ênfase à tendência de diversificação nas etapas iniciais e dar mais atenção à tendência de intensificação nas últimas etapas da otimização.

A atualização da posição das salpas seguidoras é realizada através da equação de movimento de Newton em que a velocidade inicial é considerada nula e o tempo sendo a iteração. Assim, pode ser expressa da seguinte forma:

$$x_j^i = \frac{x_j^i + x_j^{i-1}}{2} \quad (4.49)$$

Em que $i \geq 2$; x_j^i indica a localização da i -ésima salpa seguidora na dimensão j . Logo o algoritmo SSA gera e evolui iterativamente alguns indivíduos aleatórios (salpas) dentro do espaço delimitador do problema. O pseudocódigo do SSA é expresso na Figura 4.11.

Figura 4.11 – Pseudocódigo SSA

```

Inicializar a população de salpas  $x_i (i = 1, 2, \dots, n)$  considerando ub e lb
while (condição final não é satisfeita)
  Calcular a aptidão de cada agente de busca (salpa)
   $F = \text{o melhor agente de busca}$ 
  Atualizar  $c_1$  pela Equação (4.48)
  for cada salpa ( $x_i$ )
    if ( $i == 1$ )
      Atualizar a posição da salpa líder pela Equação (4.47)
    else
      Atualizar a posição da salpa seguinte pela Equação (4.49)
    end
  end
  Emendar as salpas com base nos limites superior (ub) e inferior (lb) das variáveis
end
retornar  $F$ 

```

(fonte: adaptada de MIRJALILI *et al.*, 2017)

Conforme Abualigah *et al.* (2020), dentre as principais vantagens do algoritmo SSA, destacam-se: a rápida aceleração de convergência; aplicação em diversos problemas de otimização; eficiência na busca global; facilidade de ser compreendido e implementado; adequado para um espaço de busca amplo; e menor dependência das soluções locais. Entretanto, como desvantagem, a distribuição de probabilidade do algoritmo muda de geração para geração, além da convergência prematura ser uma possibilidade de ocorrência.

4.8.3 Circle-Inspired Optimization Algorithm (CIOA)

Inspirados em equações matemáticas simples relacionadas à circunferência trigonométrica de forma a dispensar conhecimentos prévios complexos de outras áreas de estudo, sendo esta prática comum em algoritmos meta-heurísticos, De Souza e Miguel (2022) desenvolveram o *Circle-Inspired Optimization Algorithm* (CIOA). O algoritmo foi submetido a diferentes tipos de problemas de otimização dentre os quais foram realizados testes em dez problemas com envolvimento de otimização restrita com aplicação em engenharia. Ademais, quatro outros problemas de otimização estrutural de treliças planas e espaciais foram testados. Os resultados obtidos são promissores, destacando a eficiência do algoritmo na resolução precisa e ágil de problemas complexos de otimização.

4.8.3.1 Inicialização do CIOA

O CIOA é inicializado gerando um vetor \vec{r} no qual o valor de cada elemento r_j é calculado por meio da Equação (4.50). Cabe salientar que cada agente de busca segue um caminho definido por dois parâmetros essenciais: um ângulo θ , escolhido pelo usuário, e um raio r , calculado pelo algoritmo com base na avaliação da função objetivo. Quanto melhor a avaliação da função objetivo realizada pelo agente de busca em particular, menor será o valor de r para esse agente na próxima iteração. Assim, o movimento dos agentes de busca é governado pela interação desses dois parâmetros.

$$r_j = \frac{c_r \cdot j^2}{N_{ag}}, \quad 1 \leq j \leq N_{ag} \quad (4.50)$$

$$c_r = \frac{\sqrt{ub - lb}}{N_{ag}} \quad (4.51)$$

Em que N_{ag} é o número de agentes, c_r a constante determinada utilizando a Equação (4.51) acima, ub e lb os limites superiores e inferiores de cada variável, respectivamente. Assim, os elementos do vetor \vec{r} são ordenados de forma ascendente, de modo que o primeiro elemento corresponda a $r_1 = c_r / N_{ag}$ e o último elemento dado por $r_{N_{ag}} = c_r \cdot N_{ag}$.

Após definir valores aleatórios para as variáveis de projeto na primeira solução, cada agente de busca passa por uma avaliação da função objetivo. Em seguida, cada agente é classificado com base na qualidade da solução encontrada. Dessa forma, é possível categorizar os agentes de busca de acordo com seu desempenho.

4.8.3.2 Laço principal do CIOA

Durante as iterações, a posição de cada agente de busca na próxima iteração é determinada pela sua classificação na iteração anterior. Os agentes com melhor desempenho, isto é, aqueles que encontraram as melhores soluções, realizarão movimentos mais curtos (utilizando raios menores do vetor \vec{r}), enquanto os agentes com pior desempenho realizarão movimentos mais longos. Outrossim, um agente de busca classificado como a j -ésima melhor solução na iteração k terá suas novas posições na iteração $k + 1$ calculadas através das Equações (4.52) e (4.53):

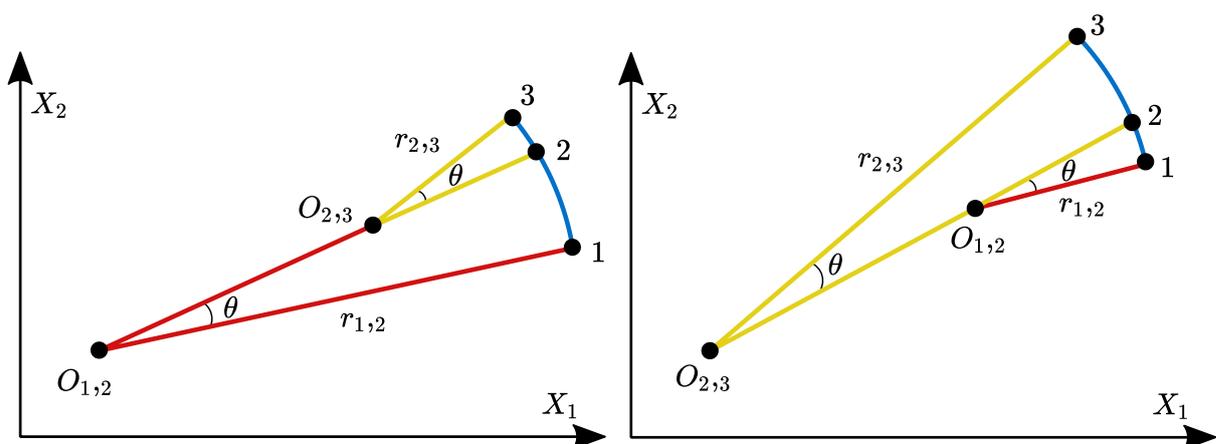
$$x_{2i}(k+1) = x_{2i}(k) - rand_1 \cdot r_j \cdot \sin(k\theta) + rand_2 \cdot r_j \cdot \sin[(k+1)\theta] \quad (4.52)$$

$$x_{2i-1}(k+1) = x_{2i-1}(k) - rand_3 \cdot r_j \cdot \cos(k\theta) + rand_4 \cdot r_j \cdot \cos[(k+1)\theta] \quad (4.53)$$

Onde $2i$ e $2i-1$ se referem aos números pares e ímpares, respectivamente. Assim, a Equação (4.52) atualiza as posições $\vec{x} = [x_2; x_4; x_6; \dots]$ e a Equação (4.53) atualiza as coordenadas $\vec{x} = [x_1; x_3; x_5; \dots]$. Cabe salientar que as variáveis *rand* são números aleatórios com distribuição uniforme entre 0 e 1. O ângulo θ é providenciado pelo usuário, e a variável r_j representa o j -ésimo elemento do vetor, isto é, o j -ésimo raio de menor comprimento.

O processo de atualização do centro do círculo consiste no envolvimento do agente de busca partindo de um ponto e movendo-se para outro ponto governado por um ângulo e raio específicos. De modo a exemplificar, a Figura 4.12 ilustra dois casos possíveis em que desconsidera a influência das variáveis aleatórias: o primeiro, no qual o agente melhora sua classificação reduzindo o raio, e o segundo, no qual piora aumentando o raio. Durante iterações consecutivas, cada agente pode alternar aleatoriamente na classificação das melhores posições. Há três casos hipotéticos de comportamento: (i) o agente de busca sempre piora sua classificação aumentando o raio; (ii) o agente sempre melhora sua classificação reduzindo o raio; (iii) ou sempre mantendo a mesma classificação com raio constante.

Figura 4.12 – Alteração de raio e atualização do centro do círculo



(fonte: DE SOUZA; MIGUEL, 2022)

Na ocasião em que a variável x_i exceda ub e lb em uma determinada iteração, a mesma receberá o valor correspondente à variável x_i do agente de busca que obteve a melhor solução na iteração mais recente. Ademais, a cada k iterações completas dos agentes de busca, isto é, $k \cdot \theta$ ultrapassando um múltiplo de 360° , o vetor \vec{r} será atualizado conforme a Equação (4.54) a fim de acelerar a convergência do algoritmo, em que \vec{r}_{novo} é o novo vetor de raios após a atualização.

$$\vec{r}_{novo} = \vec{r} \cdot (0.99) \quad (4.54)$$

4.8.3.3 Refinamento através da busca local

O laço principal apresentado anteriormente executa busca global e local simultaneamente, já que os agentes com as melhores soluções realizam pequenos movimentos de busca local e os agentes com as piores soluções exploram regiões mais amplas de busca global. No entanto, iterações dedicadas exclusivamente à busca local é necessária, na qual todos os agentes estão restritos às áreas mais promissoras do espaço de busca. A representação da proporção de iterações antes da busca exclusivamente local é introduzida pelo parâmetro $Glob_{It}$, podendo variar livremente no intervalo de 0 a 1, apesar de ser recomendado sua utilização entre 0,75 a 0,95. Quando a busca exclusivamente local começa, todos os agentes são reiniciados com as coordenadas que geraram a melhor solução até o momento. Os limites superiores e inferiores de cada variável são atualizados para limites restritos de acordo com as Equações (4.55) e (4.56), forçando as variáveis a se aproximarem dos valores que geraram a melhor solução. Se o valor de uma variável estiver fora do novo intervalo restrito, ele é atualizado para o valor mais próximo do limite correspondente.

$$ub_{b_i} = x_i^* + \frac{ub - lb}{10000} \quad (4.55)$$

$$lb_{b_i} = x_i^* - \frac{ub - lb}{10000} \quad (4.56)$$

Em que x_i^* é a variável na dimensão i que gerou a melhor solução até o momento. O pseudocódigo do algoritmo CIOA é apresentado na Figura 4.13.

Figura 4.13 – Pseudocódigo CIOA

```

Definir  $\theta$  e  $Glob_{It}$ 
Inicializar  $\vec{r}$  pela Equação (4.50)
Atribuir valores aleatórios às variáveis de projeto
Avaliar a função objetivo para cada agente de busca
while 1 ( $k \leq Glob_{It} \times$  Max número de iterações)
  Classificar cada agente de busca quanto a qualidade da solução obtida
  Atualizar a posição dos agentes de busca através das Equações (4.52) e (4.53)
  Verificar se nenhuma variável de projeto excede os limites impostos
  if  $k$  for múltiplo do valor arredondado para baixo de  $360/\theta$ 
    Atualizar  $\vec{r}$  de acordo com a Equação (4.54)
  end if
end while 1
Atribuir a todos os agentes a posição que gerou a melhor posição até o momento
Atualizar os limites de variáveis conforme as Equações (4.55) e (4.56)
while 2 ( $k \leq$  Max número de iterações)
  Repetir os procedimentos de while 1, utilizando os novos limites de variáveis
end while 2
Visualização dos resultados

```

(fonte: adaptada de DE SOUZA; MIGUEL, 2022)

Com o propósito de alcançar um equilíbrio mais adequado entre precisão e tempo de processamento, os parâmetros $Glob_{It} = 0.85$ e $\theta = 17^\circ$ recomendados por De Souza e Miguel (2022) são adotados no presente trabalho.

4.8.4 Índice de Desempenho (J)

No âmbito deste trabalho, é utilizado o índice de desempenho (**J**) como medida para avaliar as respostas das estruturas que estão sob controle. Especificamente, a função objetivo a ser adotada no processo de otimização é o índice de desempenho descrito pela Equação (4.57), que busca minimizar o valor máximo do *story-drift* (Δ_i), isto é, a máxima diferença do histórico de deslocamentos relativos entre pavimentos consecutivos.

$$\mathbf{J} = \min \left[\max (\Delta_i) \right] \quad (4.57)$$

Em que: $\Delta_i = x_i - x_{i-1}$.

Os valores limites são utilizados como referência para a avaliação do Estado Limite Último (ELU), no que se refere à danificação e o possível colapso da estrutura. Além disso, também

podem ser empregados para verificar o Estado Limite de Serviço (ELS), no que diz respeito a operacionalidade e o conforto dos usuários.

Apesar de alguns códigos possuírem limites de *story drift* sísmico específicos, existem grandes diferenças entre eles quanto à forma como o limite é especificado e aplicado. Entretanto, o controle do *story drift* é importante tanto para a capacidade de serviço (ELS) quanto para a estabilidade da estrutura (ELU). O código americano ASCE7-16 por exemplo, preconiza valores inferiores a 10 mm em relação ao ELS, ao passo que a norma ANSI 360-6 estabelece limites entre 1/200 a 1/600 da altura do pavimento também em ELS. A norma brasileira de estruturas de aço NBR 8800 (ABNT, 2008) prescreve limite de 1/500 da altura do pavimento em ELS. No que se refere ao ELU, a norma brasileira NBR 15421 (ABNT, 2006) segue as mesmas provisões da FEMA P-2082 - Disposições Sísmicas Recomendadas pelo NEHRP para Novos Edifícios e Outras Estruturas, em que a limitação do *story drift* depende da natureza da ocupação, dividida em três categorias: (i) limite de 0,02 da altura do pavimento; (ii) limite de 0,015 da altura do pavimento; e (iii) limite de 0,010 da altura do pavimento. Posto isto, o valor empregado como referência nesta dissertação para análise do índice de desempenho (**J**) se refere ao ELS, isto é, 1/500 da altura do pavimento.

Na literatura também é possível encontrar outros critérios de avaliação da estrutura submetida a ação sísmica e de ventos que não são tratados neste trabalho. Dentre esses critérios, ressaltam-se os valores RMS da aceleração, valores RMS do deslocamento, e *story drift ratio (angle)* que é a diferença do histórico de deslocamentos relativos entre andares consecutivos dividido pela altura do pavimento relativo, por exemplo.

5 VERIFICAÇÃO DAS ROTINAS COMPUTACIONAIS DESENVOLVIDAS

Com a finalidade de garantir a correta aplicação e segurança nos resultados das rotinas computacionais de autoria desenvolvidas em Python, neste capítulo serão apresentadas as verificações a partir de resultados já existentes e consolidados, disponíveis na literatura.

Com esse propósito, quatro trabalhos foram escolhidos como referência para a verificação dos programas, os quais consistem na verificação da análise modal, solução da análise dinâmica pelo método de integração, geração de sismos artificiais e resposta da estrutura submetida a sismo sem e com controle de vibração através do TMDI instalado.

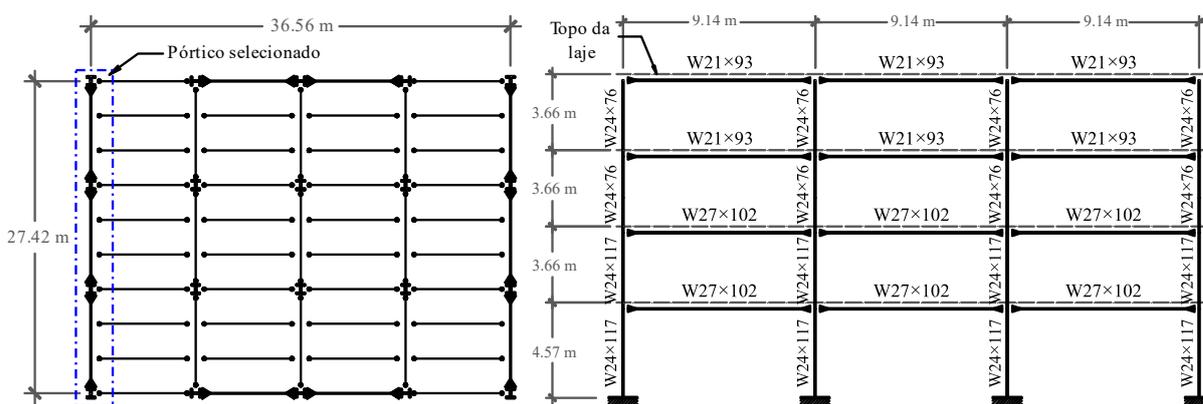
5.1 VERIFICAÇÃO DA ROTINA DA ANÁLISE MODAL

A resposta de estruturas submetidas a carregamentos dinâmicos está vinculada as suas propriedades dinâmicas que são obtidas através da análise modal, isto é, as frequências naturais e seus respectivos modos de vibração. Diferentemente dos métodos de superposição, os métodos de integração utilizados nesta pesquisa não exigem a análise modal prévia para a solução dinâmica. Entretanto, entende-se que esse passo anterior é fundamental para um melhor entendimento e análise das respostas das estruturas que posteriormente serão instalados sistemas de controle em conformidade com a excitação externa e forma modal.

Ademais, com a intenção da verificação da montagem correta da matriz de massa e rigidez, o pórtico do edifício apresentado no trabalho de Del Carpio Ramos, Mosqueda e Hashemi (2016) foi selecionado. Assim, foram calculados as frequências naturais e os modos de vibração através da rotina desenvolvida em Python, e, portanto, comparada com os resultados obtidos no *software* de elementos finitos, Abaqus®.

O pórtico em estudo se trata de um edifício de 4 pavimentos (Figura 5.1), em que o primeiro pavimento possui uma altura de 4,57 metros e os demais 3,66 metros. O comprimento total do edifício é de 27,42 metros, com 3 vãos de 9,14 metros. A estrutura em si é construída em aço com propriedades iguais a $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$, $E = 200 \text{ GPa}$, e $\nu = 0.3$. As propriedades dos perfis de aço empregados são apresentadas na Tabela 5.1.

Figura 5.1 – Planta baixa e elevação da estrutura do pórtico selecionado



(fonte: Adaptado de DEL CARPIO RAMOS; MOSQUEDA; HASHEMI, 2016)

Tabela 5.1 – Posicionamento e propriedades geométricas dos perfis

Membros	Localização	Seção	$A [\times 10^{-2} \text{m}^2]$	$I [\times 10^{-4} \text{m}^4]$
Pilar	1° e 2° andar	W24×117	2,2194	14,7346
Pilar	3° e 4° andar	W24×76	1,4452	8,7409
Viga	1° e 2° andar	W27×102	1,9355	15,0676
Viga	3° e 4° andar	W21×93	1,7613	8,6160

(fonte: Adaptado de Del Carpio Ramos; Mosqueda; Hashemi, 2016)

O pórtico foi considerado como um sistema de múltiplos graus de liberdade (MGDL), com 28 elementos e 20 nós. A estrutura foi modelada em elementos de barra de pórtico plano, isto é, elemento com 2 nós e 3 GDL por nó. No que se refere ao *software* Abaqus®, o elemento utilizado para representar cada membro do pórtico plano foi o elemento finito B23, no qual considera o elemento de viga Euler-Bernoulli elástico-linear. O elemento B23 considera a formulação de massa consistente e possui três graus de liberdade em cada nó, sendo dois graus de liberdade translacionais X (1) e Y (2) e um grau de liberdade rotacional (3) em torno do eixo Z (SIMULIA, 2012).

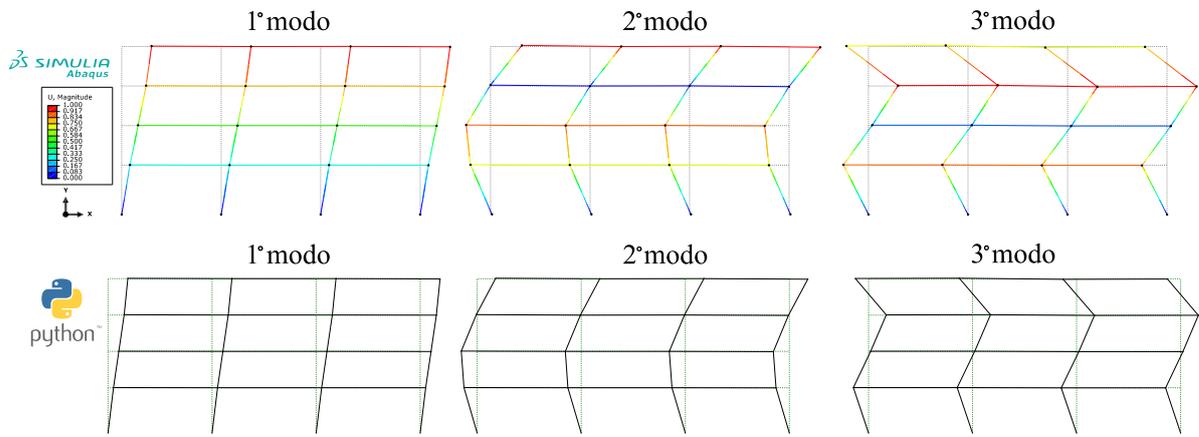
Em razão do modelo apresentar MGDL, o que resulta em m-frequências e modos de vibração, somente os três primeiros foram exibidos na Tabela 5.2 e na Figura 5.2, respectivamente. Por conseguinte, se estabelece a comparação dos resultados da análise modal calculados em Python e obtidos no Abaqus®. Constata-se que o programa está verificado, tendo em vista que o erro relativo obtido entre as frequências é bem pequeno e os modos de vibração são próximos.

Tabela 5.2 – Comparação entre as frequências naturais entre o *software* Abaqus® e a rotina computacional em Python

Modos de Vibração	Frequências naturais [Hz]		Erro relativo [%]
	Abaqus®	Python	
1°	6,151	6,151	0,000
2°	17,525	17,520	0,028
3°	34,900	34,925	0,072

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 5.2 – Comparação dos modos de vibração entre o *software* Abaqus® e a rotina computacional em Python

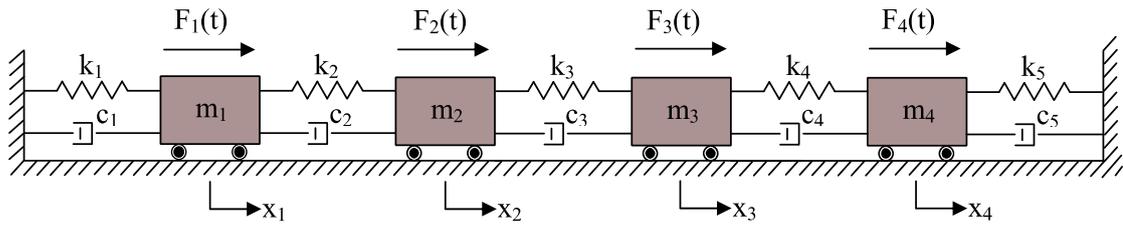


(fonte: elaborada pelo autor)

5.2 VERIFICAÇÃO DA ROTINA DA ANÁLISE DINÂMICA

Para a verificação da resposta dinâmica da estrutura mediante a rotina programada em Python e a sub-rotina em Fortran90, o método de integração Hilber-Hughes-Taylor ($\alpha - HHT$) foi desenvolvido e comparado com as soluções analíticas e a resposta de Newmark (aceleração média), para o sistema massa-mola-amortecedor empregado com 4GDL e submetido a uma força externa harmônica com condições iniciais não nulas (representadas por x_i , onde $i=1,2,3,4$) exposto por Miguel (2006). Os resultados foram avaliados em termos de deslocamentos nas durações $T = 0s$, $T = 3s$, $T = 5s$ e $T = 7$ segundos. O sistema é apresentado na Figura 5.3, e os dados são descritos na Tabela 5.3.

Figura 5.3 – Sistema de vibração forçada harmônica com 4GDL



(fonte: Adaptado de MIGUEL, 2006)

Tabela 5.3 – Dados do sistema massa-mola-amortecedor com 4GDL

GDL	m [kg]	k [N/m]	c [Ns/m]	x_0 [m]	\dot{x}_0 [m/s]	F(t) [N]
1	8	30	6	-0,500565	0,750247	$+20\text{sen}(5t) + 80\text{cos}(5t)$
2	9	45	9	-0,055132	-0,410529	$-50\text{sen}(5t) + 60\text{cos}(5t)$
3	5	50	10	-0,814934	-0,411299	$+70\text{sen}(5t) + 35\text{cos}(5t)$
4	6	20	4	0,450169	0,480426	$-45\text{sen}(5t) - 25\text{cos}(5t)$
-	-	25	5	-	-	-

(fonte: Adaptado de Miguel, 2006)

A resolução analítica da equação do movimento do sistema com MGDG excitado externamente com forças harmônicas (Equação 5.01) é apresentado em sua forma matricial na Equação 5.02, e a solução particular exata é retratada na Equação 5.03.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \vec{F}_A \text{sen}(5t) + \vec{F}_B \text{cos}(5t) \quad (5.01)$$

$$\begin{bmatrix} (-\mathbf{M}\omega^2 + \mathbf{K}) & -\mathbf{C}\omega \\ \mathbf{C}\omega & (-\mathbf{M}\omega^2 + \mathbf{K}) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \vec{A} \\ \vec{B} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \vec{F}_A \\ \vec{F}_B \end{bmatrix} \quad (5.02)$$

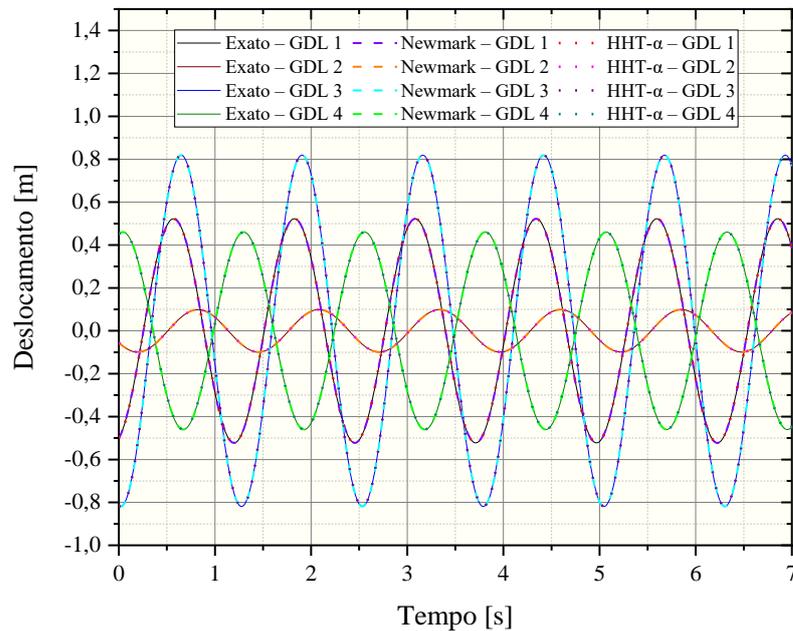
$$x_p(t) = \begin{bmatrix} 0.150049 \\ -0.08211 \\ -0.08226 \\ 0.096085 \end{bmatrix} \text{sen}(5t) + \begin{bmatrix} -0.50056 \\ -0.05513 \\ -0.81493 \\ 0.450169 \end{bmatrix} \text{cos}(5t) \quad (5.03)$$

O incremento de tempo ($\Delta t = 0.01s$) escolhido para a resolução dos métodos de integração foi estabelecido de acordo com a faixa de frequência de amostragem normalmente adquirida pelos sismógrafos. As respostas em termos de deslocamentos das soluções analíticas e numéricas de Newmark e $\alpha - HHT$ são apresentadas na Tabela 5.4 e Figura 5.4, respectivamente.

Tabela 5.4 – Resposta em deslocamento [m] para $\Delta t=0.01s$

GDL	Analítica			Newmark			$\alpha - HHT$		
	T = 0s	T = 5s	T = 7s	T = 0s	T = 5s	T = 7s	T = 0s	T = 5s	T = 7s
1	-0,5006	-0,5160	0,3881	-0,5006	-0,5159	0,3881	-0,5006	-0,5153	0,3878
2	-0,0551	-0,0438	0,0850	-0,0551	-0,0437	0,0848	-0,0551	-0,0435	0,0840
3	-0,8149	-0,7969	0,7717	-0,8149	-0,7966	0,7715	-0,8149	-0,7954	0,7709
4	0,4502	0,4335	-0,4480	0,4502	0,4332	-0,4477	0,4502	0,4319	-,4467

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 5.4 – Comparação da resposta em deslocamento [m] para $\Delta t=0.01s$ 

(fonte: elaborada pelo autor)

Verifica-se que os resultados apresentados estabelecem de um modo geral respostas certamente semelhantes entre a solução analítica e numérica. É importante salientar que os incrementos de tempo determinam a precisão dos métodos de integração. Outrossim, a variação das respostas entre os métodos de integração é relativamente baixa, pois além do $\alpha - HHT$ ser uma generalização do método de Newmark, a inclusão do amortecimento numérico (α) é relevante apenas nos altos modos ao passo que não distorce a resposta nos baixos modos de vibração, tornando-se valioso devido a oscilação espúria proveniente do método dos elementos finitos nas altas frequências.

A partir da análise dos valores tabelados, conclui-se que a rotina computacional desenvolvida em Python e a sub-rotina desenvolvida em Fortran90 está verificada, e, portanto, pode ser aplicada para a resolução de problemas dinâmicos mais sofisticados.

5.3 VERIFICAÇÃO DA ROTINA DE GERAÇÃO DO SISMO ARTIFICIAL

Com o propósito da verificação da rotina computacional desenvolvida da geração do sismo artificial não-estacionário, a pesquisa de Li e Liang (2019) foi utilizada como referência. Os autores empregam o espectro de Kanai-Tajimi (TAJIMI, 1960; KANAI, 1961; KANAI, 1961b) corrigido por Clough e Penzien (1993), com a transformação para o domínio do tempo dada por Shinozuka e Deodatis (1991) e utilização da função de modulação de Hsu e Bernard (1978) com a finalidade de avaliar o efeito do *inertor* para mitigação sísmica em comparação com o isolamento de base em uma estrutura com 2 GDL. Assim, os dados utilizados pelos referidos autores para a construção do espectro de potência no que diz respeito a frequência natural (ω_g) e taxa de amortecimento (ξ_g) da camada de solo tal como os parâmetros do segundo filtro ω_f e ξ_f , são baseados no trabalho de Kiureghian e Neuenhofer (1992), expostos na Tabela 5.5. A amplitude definida para o movimento do solo (\ddot{x}_{g0}) foi considerada 0.2g com duração total do carregamento equivalente a 30 segundos.

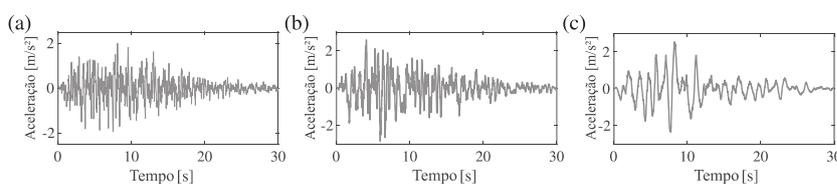
Tabela 5.5 – Parâmetros de filtragem em diferentes condições do local

Tipo do local	ω_g (rad/s)	ξ_g	ω_f (rad/s)	ξ_f
Solo rígido	15,0	0,6	1,5	0,6
Solo médio	10,0	0,4	1,0	0,6
Solo mole	5,0	0,2	0,5	0,6

(fonte: adaptada de KIUREGHIAN; NEUENHOFER, 1992)

Embora o incremento de tempo (Δt) e de frequência ($\Delta \omega$) não tenham sido informados no trabalho, adotaram-se valores de $\Delta t=0.02s$ e $\Delta f=0.2$ Hz, para uma faixa de frequência de 0 Hz a 50 Hz. Desta forma, o sismo artificial não estacionário é apresentado pelos autores no domínio do tempo para as três diferentes condições de solo, conforme ilustrado na Figura 5.5.

Figura 5.5 – Acelerogramas artificiais gerados para diferentes condições de solo: (a) rígido; (b) médio e (c) mole

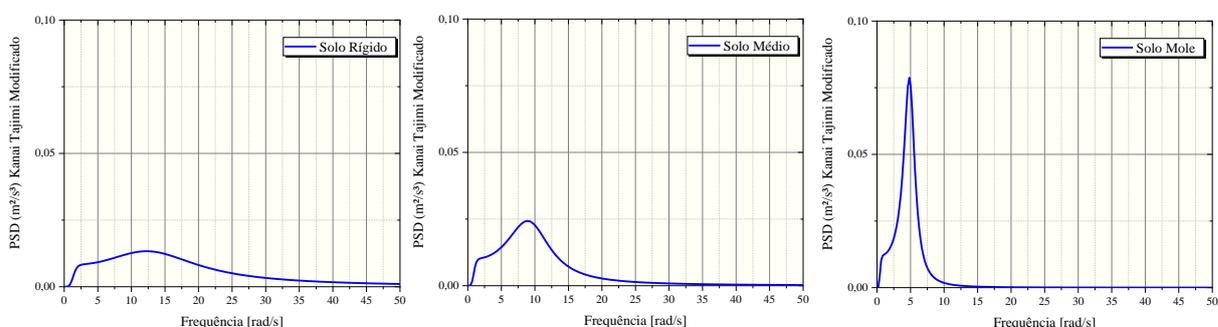


(fonte: adaptada de LI; LIANG, 2019)

Desse modo, a verificação da rotina computacional desenvolvida é realizada através da comparação do acelerograma artificial não estacionário apresentado na Figura 5.5 que é obtido a partir do espectro de potência de Kanai-Tajimi modificado aplicado para as três condições de solo diferentes (Figura 5.6).

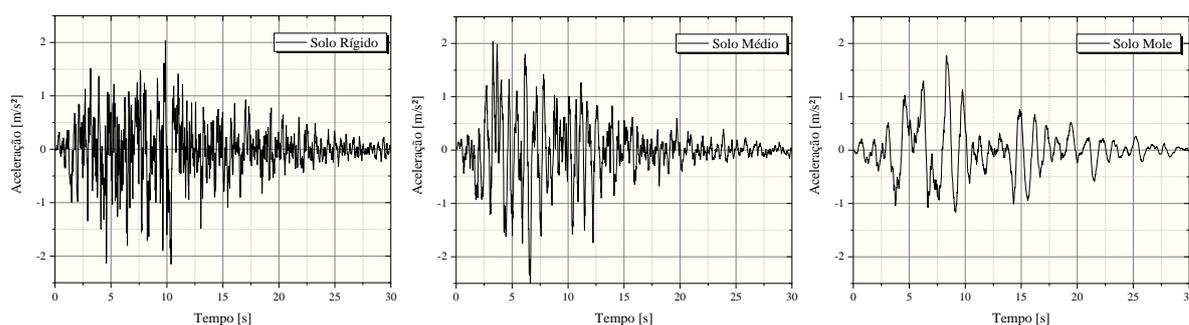
Ao comparar a Figura 5.5 com a Figura 5.7 é possível identificar as semelhanças entre os acelerogramas gerados, ainda que não sejam iguais devido à natureza aleatória do sinal gerado. Ademais, os autores não informaram no artigo o espectro de potência e nem os valores tabelados, portanto o critério de verificação é baseado na visualização dos acelerogramas.

Figura 5.6 – Espectro de potência gerado pelo método de Kanai-Tajimi modificado para diferentes condições de solo



(fonte: elaborada pelo autor)

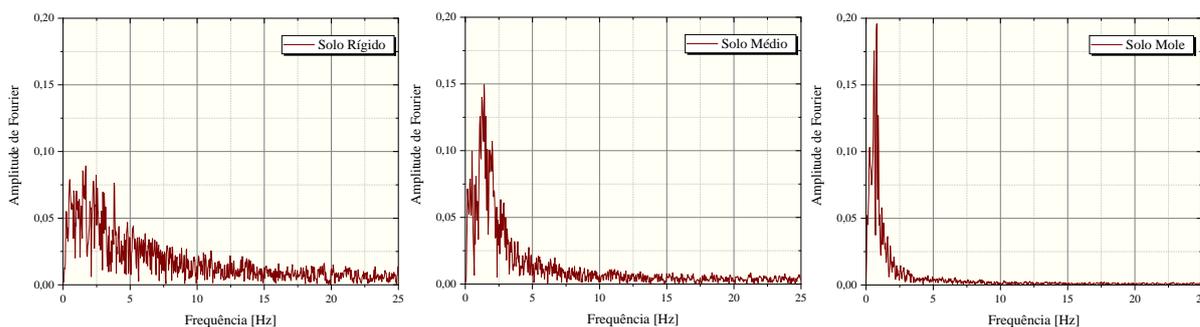
Figura 5.7 – Acelerograma artificial não estacionário gerado pelo método de Kanai-Tajimi modificado para diferentes condições de solo



(fonte: elaborada pelo autor)

A partir do acelerograma artificial não-estacionário gerado e apresentado na Figura 5.7, é realizada a transformada rápida de Fourier (FFT) apresentada na Figura 5.8, com o propósito de verificar as frequências dominantes para cada tipo de solo, sendo assim, chega-se à conclusão que as frequências obtidas estão condizentes com as frequências do solo com dupla filtragem, conforme a Tabela 5.5.

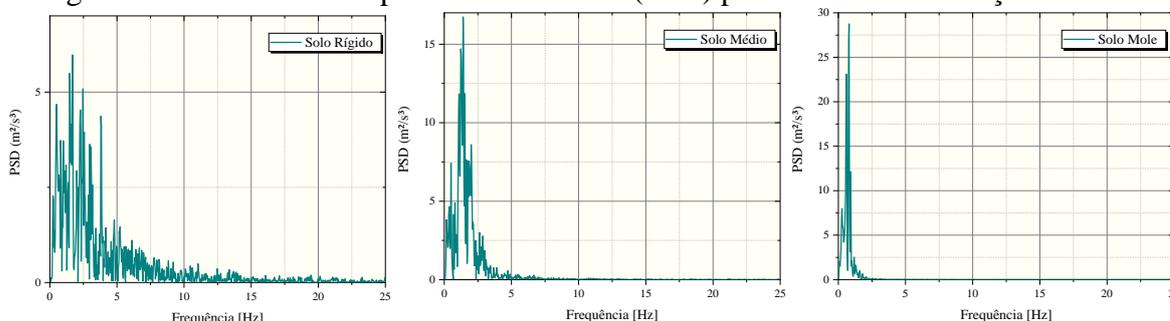
Figura 5.8 – Amplitude de Fourier para diferentes condições de solo



(fonte: elaborada pelo autor)

Os valores obtidos no que diz respeito à frequência dominante para o solo rígido é de 12,15 rad/s o que equivale aproximadamente a 1,93 Hz ; já para o solo médio, o valor encontrado refere-se a 10,26 rad/s , cerca de 1,63 Hz ; e por fim, para o solo mole a frequência obtida é 4,61 rad/s , o que corresponde a 0,73 Hz . De forma a permitir uma comparação mais precisa dos sinais de vibração aleatórios gerados, a densidade espectral de potência (PSD) também foi obtida, sendo apresentada na Figura 5.9.

Figura 5.9 – Densidade Espectral de Potência (PSD) para diferentes condições de solo



(fonte: elaborada pelo autor)

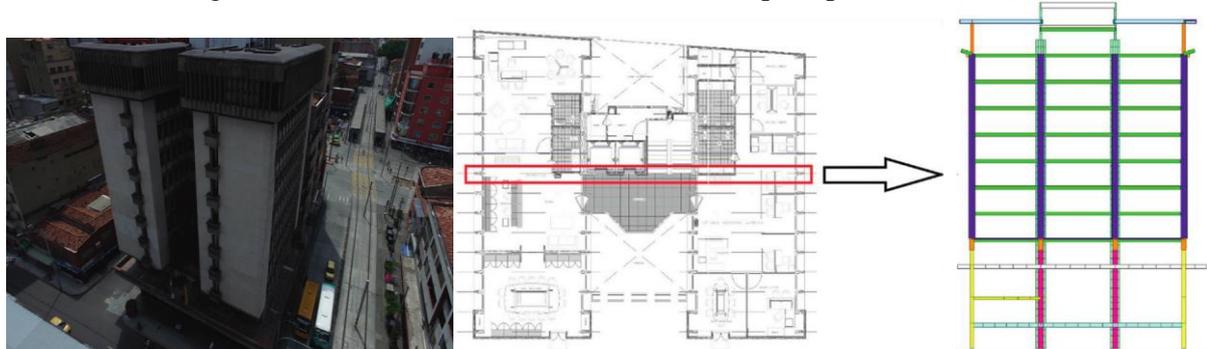
De acordo com as PSDs estabelecidas, observa-se que para os solos rígidos a energia está contida em uma faixa maior de frequência, fenômeno que quase não ocorre no solo médio e menos ainda no solo mole.

Por conseguinte, em virtude de a rotina computacional ter sido verificada, ela pode ser empregada para a geração de sismos artificiais não-estacionários para diferentes características e propriedades do local, como por exemplo, realizar cenários mais desfavoráveis incluindo o efeito de ressonância em que a frequência da excitação coincide com a frequência fundamental da estrutura, conforme será realizado nesta pesquisa.

5.4 VERIFICAÇÃO DA ROTINA DE IMPLEMENTAÇÃO DO *INERTER*

Com a finalidade de verificar a implementação do *inertor* nos absorvedores dinâmicos de vibração, o trabalho de Lara-Valencia, Farbiarz-Farbiarz e Valencia-González (2020) foi utilizado como referência. A estrutura utilizada no trabalho se trata de um edifício que abriga a Beneficência de Antioquia, sendo o órgão governamental responsável pela loteria da cidade de Medellín, Colômbia. O edifício é apresentado na Figura 5.10 ao qual possui 11 pavimentos, 2,72 metros de pé direito, com altura total equivalente a 32,14 metros, sendo representado através da estrutura de pórtico intermediária, assumindo o modelo *shear building*. As Equações (5.04) e (5.05) referem-se as matrizes de rigidez [kN/m] e de massa [Mg], respectivamente.

Figura 5.10 –Edifício Beneficência de Antioquia: planta e elevação



(fonte: LARA-VALENCIA; FARBIARZ-FARBIARZ; VALENCIA-GONZÁLEZ, 2020)

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 311765 & -172446 & 48350,9 & -13110,7 & 2932 & -658,4 & 148,5 & -33,6 & 7,6 & -1,7 & 0,3 \\ & 195016 & -116165 & 44693,4 & -9953,8 & 2225,3 & -499,5 & 112,6 & -25,4 & 5,6 & -0,9 \\ & & 183933 & -148834 & 52580 & -11700,6 & 2613,6 & -586,1 & 131,7 & -28,7 & 4,6 \\ & & & 231499 & -162559 & 55631 & -12381,3 & 2765,8 & -619,2 & 134,4 & -21,4 \\ & & & & 235389 & -163428 & 55825,5 & -12424 & 2770,6 & -599,1 & 95,2 \\ & & & & & 235584 & -163470 & 55830,3 & -12403,9 & 2673 & -424,1 \\ & & & & & & 235589 & -163450 & 55732,7 & -11971,7 & 1896,5 \\ & & Sim. & & & & & 235491 & -163018 & 53819 & -8513,8 \\ & & & & & & & & 233577 & -154509 & 38358 \\ & & & & & & & & & 195586 & -85108 \\ & & & & & & & & & & 53714 \end{bmatrix} \quad (5.04)$$

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 74,28 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 77,94 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 78,02 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 77,44 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 77,44 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & 77,44 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & 77,44 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & Sim. & & & & & 77,44 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & 77,44 & 0 & 0 \\ & & & & & & & & & 77,44 & 0 \\ & & & & & & & & & & 74,70 \end{bmatrix} \quad (5.05)$$

A matriz de amortecimento é calculada como uma matriz de amortecimento de Rayleigh proporcional às matrizes de rigidez e de massa, com 5% de razão de amortecimento para o primeiro e último modos de vibração. A Tabela 5.6 apresenta a verificação das propriedades modais do edifício comparadas com o autor.

Tabela 5.6 – Comparação das propriedades modais do edifício

Modo	Lara-Valencia <i>et. al</i> (2020)		Elaborada pelo autor	
	Frequência (rad/s)	Período (s)	Frequência (rad/s)	Período (s)
1	2,28	2,76	2,28	2,758
2	7,26	0,866	7,26	0,866
3	13,26	0,474	13,26	0,474
4	20,36	0,309	20,36	0,309
5	28,33	0,222	28,33	0,222
6	37,88	0,166	37,88	0,166
7	49,9	0,126	49,9	0,126
8	63,42	0,099	63,42	0,099
9	75,04	0,084	75,04	0,084
10	82,96	0,076	82,96	0,076
11	91,65	0,069	91,64	0,069

(fonte: elaborada pelo autor)

A excitação sísmica utilizada no trabalho para avaliar a resposta da estrutura foi a componente Norte-Sul do sismo El Centro, ocorrido nos Estados Unidos no dia 18/05/1940 com magnitude de momento equivalente a 6.9. Apesar dos autores não mencionarem o método utilizado para a resolução da análise dinâmica, para fins de comparação, no presente estudo utilizou-se o método de Newmark com aceleração constante, para o passo de tempo $\Delta t = 0,02$. Dessa forma, a Tabela 5.7 apresenta a comparação das respostas dinâmicas para a estrutura sem controle:

Tabela 5.7 – Comparação das respostas da estrutura sem controle

Pavimentos	Lara -Valencia <i>et. al</i> (2020)	Elaborada pelo autor
	Máximo deslocamento (m)	Máximo deslocamento (m)
1	0,028	0,0274
2	0,0801	0,0774
3	0,1552	0,1553
4	0,2115	0,2123
5	0,2583	0,2588
6	0,2936	0,2926
7	0,3167	0,3147
8	0,3449	0,3437
9	0,3812	0,3825
10	0,407	0,4073
11	0,4253	0,4245

(fonte: elaborada pelo autor)

O dispositivo mecânico *inertor* foi implementado no absorvedor dinâmico de vibração convencional, isto é, considerando o modelo de massa e inércia em série com o sistema em paralelo de rigidez e amortecimento. Portanto, o TMDI foi aplicado no último pavimento (11°) levando em conta também o efeito da inércia no andar anterior (10°). Diferentes valores de relação de massa do TMDI (μ), taxa de inércia (β_{TMDI}), taxa de amortecimento (ζ_{TMDI}) e taxa de frequência (ν_{TMDI}) foram utilizados pelos autores, e são descritos na Tabela 5.8. A verificação do absorvedor dinâmico de vibração TID não foi realizada tendo em vista que o processo é similar ao TMDI.

Tabela 5.8 – Parâmetros do TMDI utilizados pelos autores

	$\beta_{\text{TMDI}} = 5\%$		$\beta_{\text{TMDI}} = 10\%$		$\beta_{\text{TMDI}} = 20\%$		$\beta_{\text{TMDI}} = 30\%$		$\beta_{\text{TMDI}} = 40\%$		$\beta_{\text{TMDI}} = 50\%$	
	ζ_{TMDI}	ν_{TMDI}	ζ_{TMDI}	ν_{TMDI}	ζ_{TMDI}	ν_{TMDI}	ζ_{TMDI}	ν_{TMDI}	ζ_{TMDI}	ν_{TMDI}	ζ_{TMDI}	ν_{TMDI}
$\mu = 2\%$	0,04	0,97	0,03	0,97	0,02	0,98	0,01	0,98	0,01	0,99	0,01	0,99
$\mu = 5\%$	0,06	0,94	0,05	0,95	0,05	0,96	0,05	0,96	0,05	0,97	0,04	0,97

(fonte: LARA-VALENCIA; FARBIARZ-FARBIARZ; VALENCIA-GONZÁLEZ, 2020)

A Tabela 5.9 apresenta os resultados calculados no presente trabalho comparados aos valores encontrados pelos autores, no que diz respeito ao controle de vibração considerando o *inertor*, utilizando a relação de massa igual a 2% e 5%.

Tabela 5.9 – Resposta da estrutura controlada pelo TMDI

	Lara -Valencia <i>et. al</i> (2020)		Elaborada pelo autor	
	Deslocamento no 11° pavimento [m]		Deslocamento no 11° pavimento [m]	
	$\mu = 2\%$	$\mu = 5\%$	$\mu = 2\%$	$\mu = 5\%$
$\beta_{\text{TMDI}} = 5\%$	0,4	0,3334	0,3998	0,3338
$\beta_{\text{TMDI}} = 10\%$	0,4081	0,3562	0,408	0,3568
$\beta_{\text{TMDI}} = 20\%$	0,4132	0,3774	0,4132	0,3775
$\beta_{\text{TMDI}} = 30\%$	0,4147	0,3868	0,4148	0,3867
$\beta_{\text{TMDI}} = 40\%$	0,4156	0,3919	0,4156	0,3916
$\beta_{\text{TMDI}} = 50\%$	0,416	0,3945	0,416	0,3939

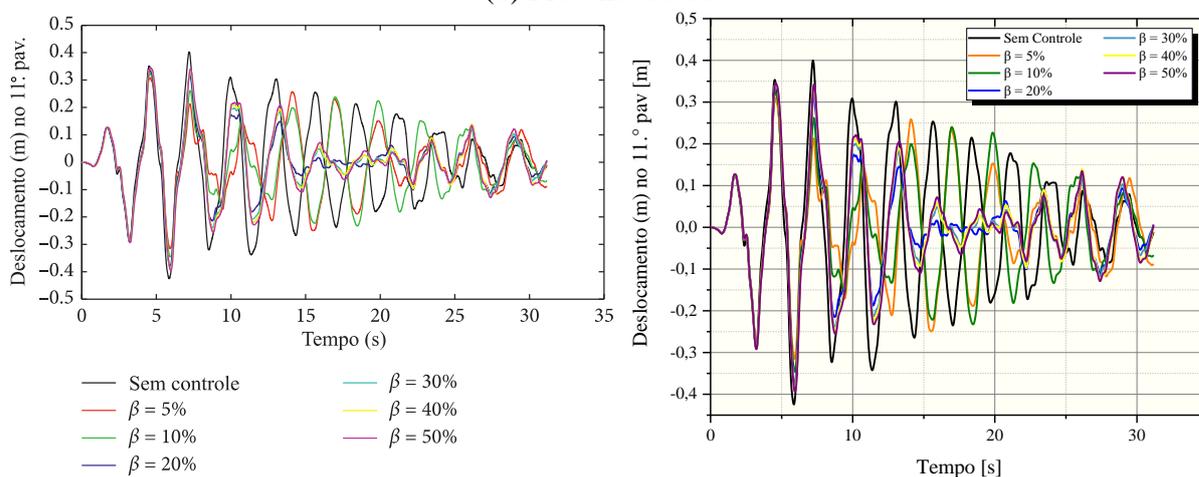
(fonte: elaborada pelo autor)

Os valores de deslocamento observados no último pavimento apresentaram similaridades; contudo, é importante destacar algumas diferenças sutis entre os resultados, possivelmente decorrente da falta de informação acerca do método empregado pelos autores para a resolução da análise dinâmica.

Com relação à análise, constatou-se que o *inertor* acoplado com o TMD contribui para a minimização da resposta da estrutura em termos de deslocamento. Somado a isso, verificou-se que valores menores de taxa de inertância (β_{TMDI}) considerando valores maiores de relação de massa (μ), resultam em melhores controles.

Os valores de Lara-Valencia *et. al* (2020) são comparados aos resultados obtidos no presente estudo no que diz respeito ao histórico de deslocamentos do 11.º pavimento do edifício na situação sem controle e com controle, considerando $\mu = 5\%$ com diferentes valores de β_{TMDI} , apresentados na Figura 5.11 (a) e (b), respectivamente.

Figura 5.11 – Comparação dos deslocamentos do 11.º Pav: (a) Lara-Valencia *et. al* (2020) e (b) Presente estudo



(fonte: elaborada pelo autor)

Dessa forma é verificado tal semelhança entre os históricos de deslocamentos comparados no 11.º pavimento. Ademais, a estrutura com controle reduz a resposta ao longo do carregamento e os diferentes valores de β_{TMDI} influenciam de forma distinta o comportamento da estrutura, sendo este um parâmetro relevante a ser analisado.

Portanto, é possível afirmar que a rotina computacional desenvolvida de forma a contemplar o dispositivo mecânico *inertor* para o controle de vibração de estruturas de edifício submetidas à demanda sísmica está verificada.

6 EXEMPLOS APLICADOS: RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos para os três edifícios estudados, após a verificação de todas as rotinas desenvolvidas. As respostas das estruturas sem controle e com controle são comparadas. O sistema de controle é realizado através de absorvedores dinâmicos de vibração, isto é, TMD, TID e TMDI, cujos parâmetros são otimizados utilizando três algoritmos meta-heurísticos (GWO, SSA e CIOA). A otimização é efetuada com o objetivo de minimizar o índice de desempenho (*story-drift*) em situações as quais os edifícios são submetidos a demandas sísmicas artificiais no cenário de ressonância. Em seguida, o comportamento das estruturas é avaliado quando submetidas a diferentes demandas sísmicas naturais, utilizando os parâmetros já otimizados. É importante ressaltar que os valores numéricos discutidos durante a análise dos resultados estão disponíveis nos apêndices ao final deste trabalho.

6.1 ESTRUTURAS ANALISADAS

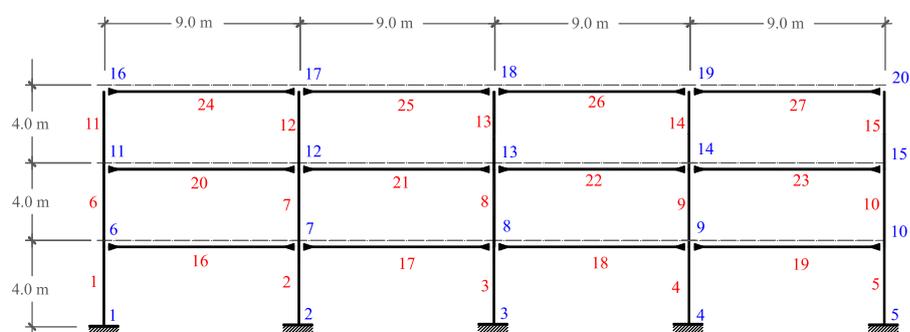
No presente estudo, três edifícios construídos em aço com diferentes características propostos por Han, Kim e Baek (2018) são utilizados como estruturas modelo a serem analisadas. Os parâmetros físicos do aço de massa específica, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson são considerados iguais para as três estruturas, isto é, $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$, $E = 200 \text{ GPa}$ e $\nu = 0,3$. Os edifícios são modelados utilizando elementos de barra de pórtico plano, isto é, elemento com 2 nós e 3 GDL por nó. Os nós da base referentes aos apoios são idealizados fixos, e a ligação entre os elementos são consideradas rígidas (*Moment Frames*). A matriz de massa dos edifícios é da forma consistente, e a taxa de amortecimento inerente do aço é especificada com o valor de $\xi = 1,5\%$ para os dois primeiros modos de vibração de maneira a empregar a matriz de amortecimento de Rayleigh.

A relevância do estudo em estruturas com diferentes características tais como a altura do edifício, pé direito, vãos entre pilares e variações das seções transversais dos elementos estruturais enriquece a avaliação do comportamento e desempenho dos absorvedores dinâmicos de vibração acoplados quando os edifícios são submetidos a demandas sísmicas que possuem uma ampla faixa de frequência, conforme apresentado nas seções anteriores.

6.1.1 Edifício de 3 Pavimentos

O edifício em questão apresentado na Figura 6.1 trata-se de um pórtico plano de 3 andares com 20 nós, conforme proposto por Han, Kim e Baek (2018). Cada pavimento possui uma altura de 4,0 metros, totalizando 12,0 metros de altura. Além disso, a estrutura é composta por quatro vãos, sendo que a distância entre eles é de 9,0 metros, totalizando 36,0 metros de comprimento. A massa total da estrutura considerando apenas os elementos estruturais é equivalente à 16.567,012 kg. O posicionamento e as propriedades dos perfis de aço empregados são apresentados na Tabela 6.1.

Figura 6.1 – Edifício de 3 pavimentos



(fonte: adaptada de HAN; KIM; BAEK, 2018)

Tabela 6.1 – Posicionamento e propriedades geométricas dos perfis

Tipo de Elemento	ID do Elemento	Seção	A [$\times 10^{-2} \text{ m}^2$]	I [$\times 10^{-4} \text{ m}^4$]
Pilar	1, 6	W14×68	1,2903	3,0052
	2, 3, 7, 8	W14×109	2,0645	5,1613
	4, 9, 14	W14×61	1,1548	2,6639
	5, 10, 15	W14×82	1,5548	3,667
	11, 12, 13	W14×53	1,0064	2,2518
Viga	16, 17, 18, 19	W21×68	1,2903	6,1602
	20, 21, 22, 23	W21×62	1,1806	5,5359
	24, 25, 26 e 27	W18×50	0,9484	3,3299

(fonte: elaborada pelo autor)

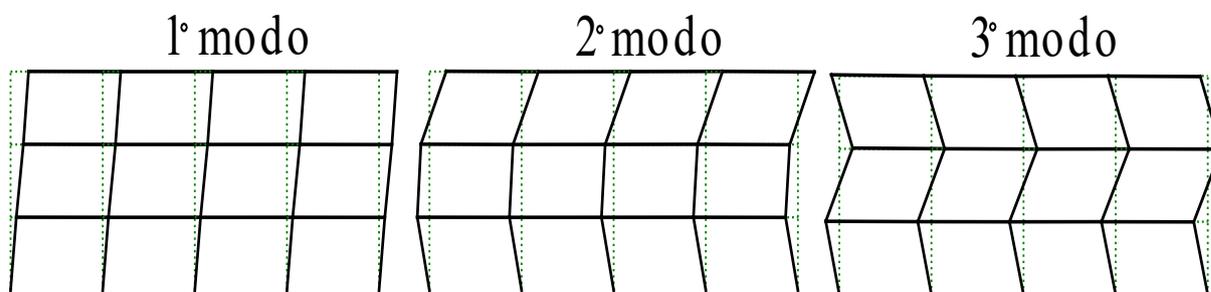
As características dinâmicas do edifício são determinadas através da análise modal por meio da rotina computacional desenvolvida em Python 3. Embora o pórtico plano em questão apresente 60 GDL, apenas as 10 primeiras frequências naturais não amortecidas são listadas na Tabela 6.2. Adicionalmente, os três primeiros modos de vibração estão ilustrados na Figura 6.2.

Tabela 6.2 – Dez primeiras frequências e períodos do Edifício de 3 pavimentos

Modos de Vibração	f_n [Hz]	ω_n [rad/s]	Períodos [s]
1°	6,0738	38,1628	0,1646
2°	17,1537	107,7799	0,0583
3°	30,3697	190,8185	0,0329
4°	32,1767	202,1722	0,0311
5°	37,3906	234,9321	0,0267
6°	42,0039	263,9183	0,0238
7°	47,1823	296,4551	0,0212
8°	48,5367	304,9651	0,0206
9°	50,6766	318,4105	0,0197
10°	53,6384	337,02	0,01864

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.2 – Três primeiros modos de vibração do Edifício de 3 pavimentos

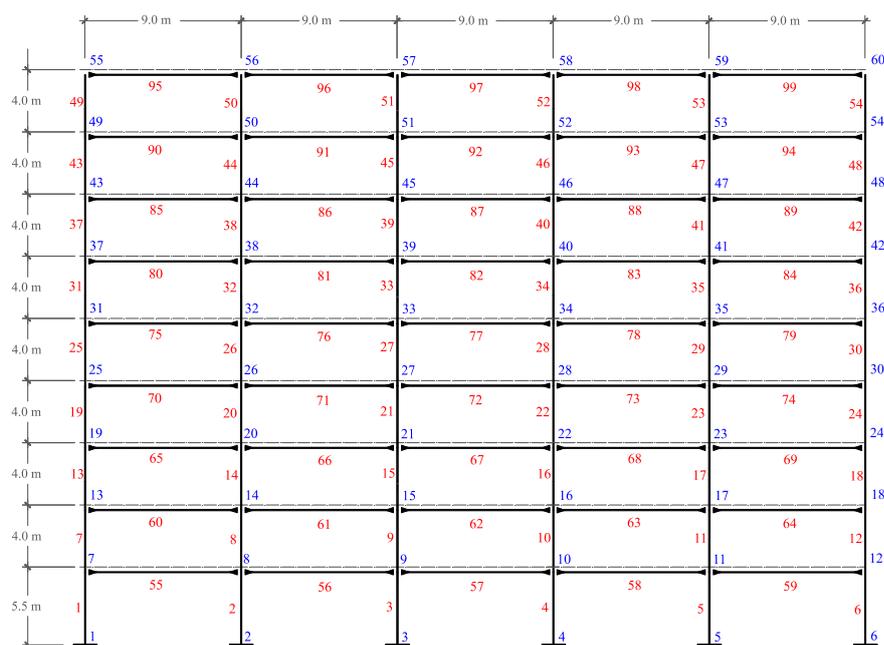


(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.2 Edifício de 9 Pavimentos

O seguinte edifício em questão apresentado na Figura 6.3 trata-se de um pórtico plano de 9 andares com 60 nós, de acordo com Han, Kim e Baek (2018). O primeiro pavimento possui uma altura de 5,5 metros enquanto os demais altura de 4,0 metros, totalizando 37,5 metros de altura. A estrutura é composta por cinco vãos, sendo que a distância entre eles é de 9,0 metros, resultando em 45,0 metros de comprimento. A massa total da estrutura considerando apenas os elementos estruturais é equivalente à 78.936,40 kg. O posicionamento e as propriedades dos perfis de aço empregados são apresentados na Tabela 6.3.

Figura 6.3 – Edifício 9 pavimentos



(fonte: adaptada de HAN; KIM; BAEK, 2018)

Tabela 6.3 – Posicionamento e propriedades geométricas dos perfis

Tipo de Elemento	ID do Elemento	Seção	A [$\times 10^{-2} \text{ m}^2$]	I [$\times 10^{-4} \text{ m}^4$]
Pilar	1, 6, 7, 12	W14×145	2,7548	7,1176
	2, 3, 4, 5, 8, 9, 10, 11	W14×211	4	11,0718
	13, 18, 19, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36	W14×109	2,0645	5,1613
	14, 15, 16, 17, 20, 21, 22, 23	W14×132	2,5032	6,3683
	37, 42, 43, 48	W14×61	1,1548	2,6639
	38, 39, 40, 41, 44, 45, 46, 47	W14×74	1,4064	3,309
	49, 50, 51, 52, 53, 54	W14×48	0,9097	2,0146
Viga	55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64	W27×94	1,7871	13,6108
	65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74	W24×76	1,4452	8,7409
	75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84	W24×68	1,2968	7,617
	85, 86, 86, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94	W21×55	1,0452	4,745
	95, 96, 97, 98 e 99	W16×40	0,7613	2,1561

(fonte: elaborada pelo autor)

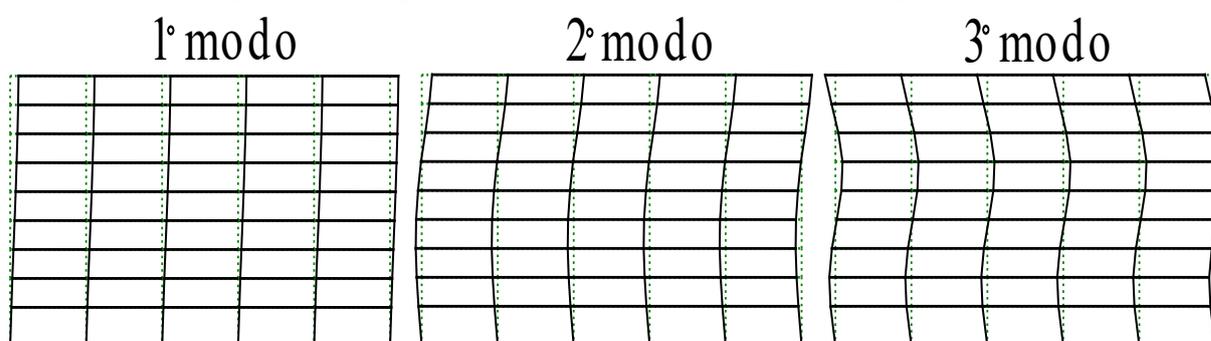
As características dinâmicas do edifício são determinadas através da análise modal por meio da rotina computacional desenvolvida em Python 3. Apesar do pórtico plano apresentar 180 GDL, apenas as 10 primeiras frequências naturais não amortecidas são listadas na Tabela 6.4. Ademais, os três primeiros modos de vibração estão ilustrados na Figura 6.4.

Tabela 6.4 – Dez primeiras frequências e períodos do Edifício de 9 pavimentos

Modos de Vibração	f_n [Hz]	ω_n [rad/s]	Períodos [s]
1°	2,2948	14,4187	0,4358
2°	5,7234	35,9612	0,1747
3°	9,3099	58,4958	0,1074
4°	13,7414	86,3398	0,0728
5°	18,0953	113,6961	0,0553
6°	23,86	149,9168	0,0419
7°	26,9925	169,5989	0,037
8°	27,6145	173,507	0,0362
9°	28,8905	181,5244	0,0346
10°	29,181	183,3496	0,0343

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.4 – Três primeiros modos de vibração do Edifício de 9 pavimentos



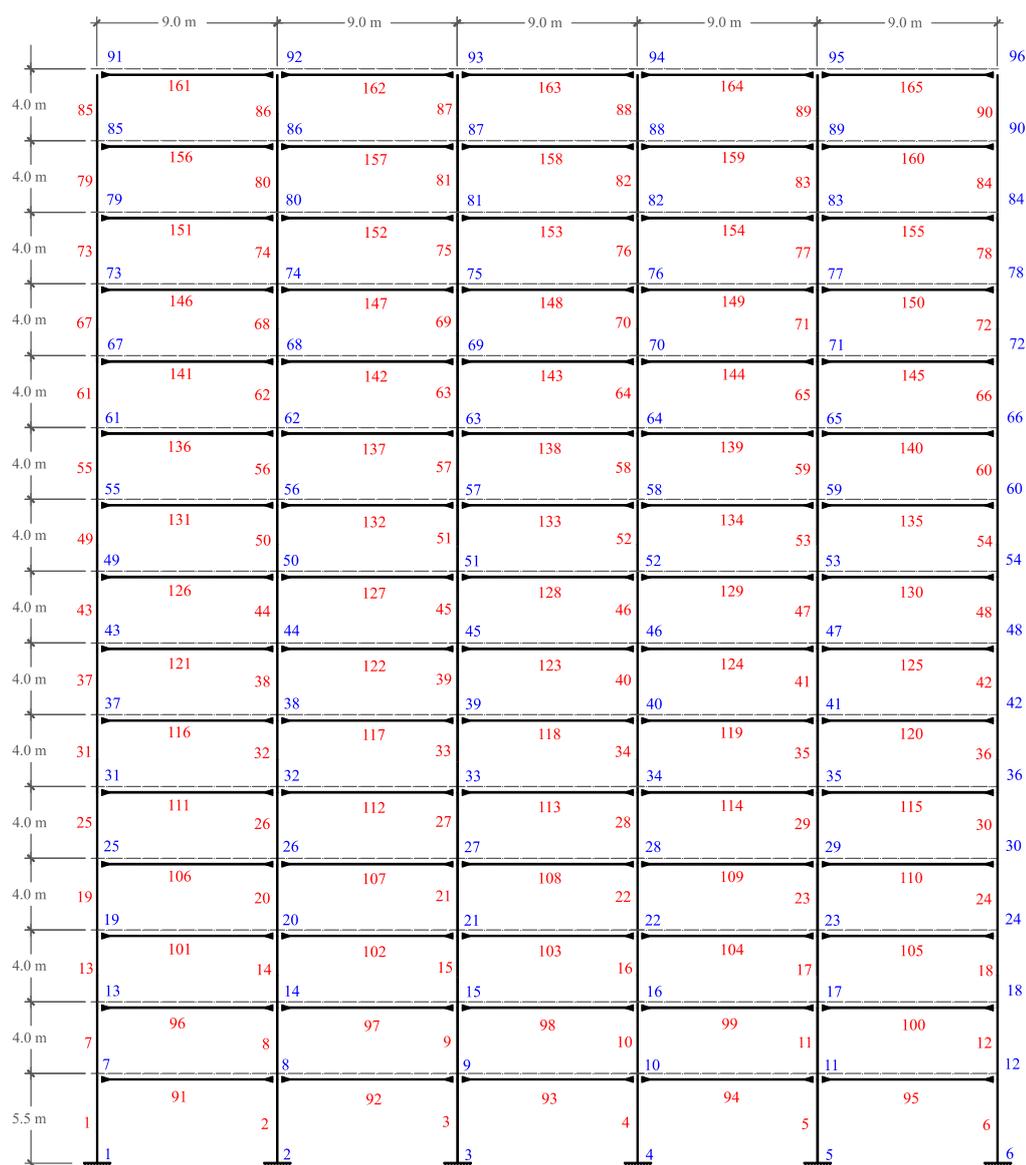
(fonte: elaborada pelo autor)

6.1.3 Edifício de 15 Pavimentos

O edifício subsequente apresentado na Figura 6.5 trata-se de um pórtico plano de 15 andares com 96 nós, como indicado por Han, Kim e Baek (2018). O primeiro pavimento possui uma altura de 5,5 metros enquanto os restantes possuem altura de 4,0 metros, totalizando 61,5 metros de altura. Ademais, a estrutura é composta por cinco vãos, sendo que a distância entre eles é de 9,0 metros, perfazendo 45,0 metros de comprimento. A massa total da estrutura considerando apenas os elementos estruturais é equivalente à 176.733,03 kg. O posicionamento e as propriedades dos perfis de aço empregados são apresentados na Tabela 6.5.

As propriedades dinâmicas da estrutura são determinadas através da análise modal por meio da rotina computacional desenvolvida em Python 3. Apesar do pórtico plano apresentar 288 GDL, apenas as 10 primeiras frequências naturais não amortecidas são listadas na Tabela 6.6. Ademais, os três primeiros modos de vibração estão ilustrados na Figura 6.6.

Figura 6.5 – Edifício 15 pavimentos



(fonte: adaptada de HAN; KIM; BAEK, 2018)

Tabela 6.5 – Posicionamento e propriedades geométricas dos perfis

Tipo de Elemento	ID do Elemento	Seção	$A [\times 10^{-2} \text{ m}^2]$	$I [\times 10^{-4} \text{ m}^4]$
Pilar	1, 6, 7, 12	W14×283	5,3742	15,9833
	2, 3, 4, 5, 8, 9, 10, 11	W14×342	6,5161	20,3953
	13, 18, 19, 24	W14×233	4,4193	12,5286
	14, 15, 16, 17, 20, 21, 22, 23	W14×257	4,8774	14,1519
	25, 30, 31, 36, 38, 39, 40, 41, 44, 45, 46, 47	W14×176	3,3419	8,9074
	26, 27, 28, 29, 32, 33, 34, 35	W14×211	4	11,0718
	37, 42, 43, 48, 50, 51, 52, 53, 56, 57, 58, 59	W14×132	2,5032	6,3683
	49, 54, 55, 60, 62, 63, 64, 65, 68,	W14×109	2,0645	5,1613

	69, 70, 71			
	61, 66, 67, 72	W14×74	1,4064	3,309
	73, 78, 79, 84	W14×61	1,1548	2,6639
	74, 75, 76, 77, 80, 81, 82, 83	W14×68	1,2903	3,0052
	85, 86, 87, 88, 89, 90	W14×48	0,9097	2,0146
Viga	91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100	W33×118	2,2387	24,5577
	101, 102, 103, 104, 105, 106, 107, 108, 109, 110	W30×116	2,2064	20,5202
	111, 112, 113, 114, 115, 116, 117, 118, 119, 120	W30×99	1,8774	16,6076
	121, 122, 123, 124, 125, 126, 127, 128, 129, 130	W27×94	1,7871	13,6108
	131, 132, 133, 134, 135, 136, 137, 138, 139, 140	W24×84	1,5935	9,8647
	141, 142, 143, 144, 145, 146, 147, 148, 149, 150	W24×68	1,2968	7,617
	151, 152, 153, 154, 155, 156, 157, 158, 159, 160	W21×55	1,0452	4,745
	161, 162, 163, 164, 165	W16×40	0,7613	2,1561

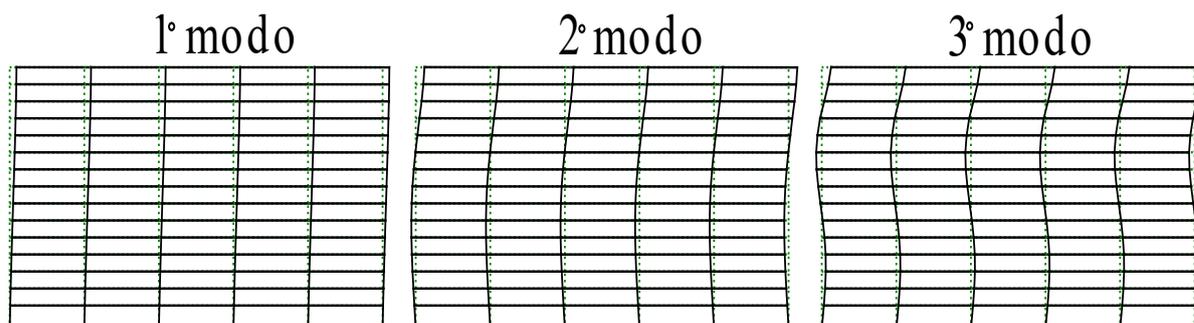
(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela 6.6 – Dez primeiras frequências e períodos do Edifício de 15 pavimentos

Modos de Vibração	f_n [Hz]	ω_n [rad/s]	Períodos [s]
1°	1,6344	10,2692	0,6118
2°	3,7691	23,682	0,2653
3°	6,1011	38,3343	0,1639
4°	8,5689	53,84	0,1167
5°	11,3521	71,3273	0,0881
6°	14,1498	88,9058	0,0707
7°	17,0591	107,1855	0,0586
8°	18,428	115,7865	0,0543
9°	19,2561	120,9896	0,0519
10°	19,7643	124,1828	0,0506

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.6 – Três primeiros modos de vibração do Edifício de 15 pavimentos



(fonte: elaborada pelo autor)

6.2 DEMANDA SÍSMICA

A demanda sísmica submetida nas três estruturas analisadas ocorre em duas etapas distintas: (i) é gerado um sismo artificial não-estacionário específico para cada edifício, considerando sua configuração de ressonância. Esse sismo tem o propósito de criar um cenário mais desfavorável para posteriormente ser empregado no processo de otimização dos dispositivos de controle; (ii) são aplicados seis sismos naturais com diferentes características nas três estruturas em estudo. Esse conjunto de sismos tem como objetivo verificar o desempenho dos dispositivos de controle otimizados no cenário dos sismos artificiais.

6.2.1 Sismos artificiais

Os sismos artificiais utilizados neste estudo são gerados por meio da função de Kanai-Tajimi (TAJIMI, 1960) corrigida por Clough e Penzien (1993). Na determinação dos parâmetros de filtragem, é considerado o solo médio como referência, enquanto para o cenário de ressonância, a frequência do solo (ω_g) é ajustada à frequência fundamental (ω_n) de cada edifício analisado.

A geração do acelerograma é realizada utilizando o método proposto por Shinozuka e Deodatis (1991), que transforma o sinal para o domínio do tempo com duração total de 30 segundos. Além disso, a não-estacionariedade é obtida pela função de modulação determinística proposta por Hsu e Bernard (1978). Dessa forma, são gerados três sinais de sismos artificiais: Sismo Artificial 1 (SAr1), aplicado ao edifício de 3 pavimentos; Sismo Artificial 2 (SAr2), aplicado ao edifício de 9 pavimentos; e Sismo Artificial 3 (SAr3), aplicado ao edifício de 15 pavimentos. As características de cada sismo artificial gerado são apresentadas na Tabela 6.7 a seguir.

Tabela 6.7 – Característica dos sismos artificiais não-estacionários

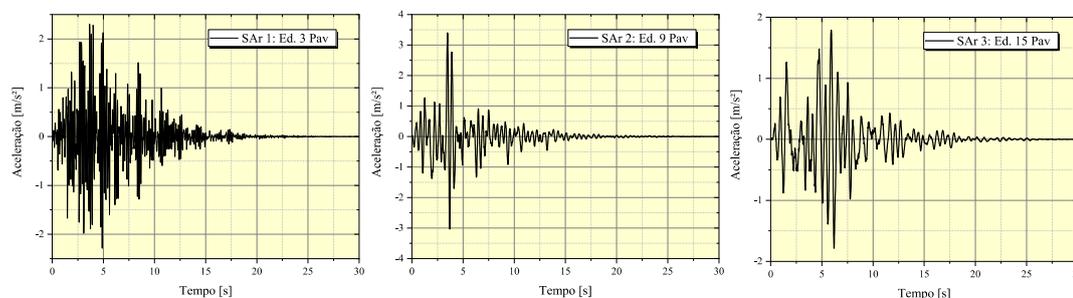
Sismo	Edifício	Modo Vib.	ω_n [rad/s]	ξ_g	ω_f [rad/s]	ξ_f	PGA [g]	dt [s]
SAr1	3 Pav.	1°	38,1628	0,4	1,0	0,6	0,4	0,01
SAr2	9 Pav.	1°	14,4187	0,4	1,0	0,6	0,4	0,01
SAr3	15 Pav.	1°	10,2692	0,4	1,0	0,6	0,4	0,01

(fonte: elaborada pelo autor)

Os espectros de potência apresentados na Figura 6.8 obtidos dos sismos artificiais (Figura 6.7) destacam os picos de energia mais significativos próximos às frequências fundamentais. Ademais, é evidente constatar que, apesar de ter sido estipulado um valor de 0,4g para gerar a

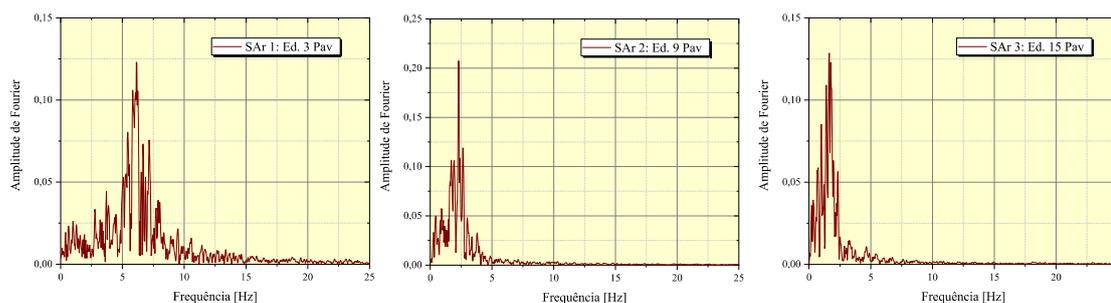
densidade espectral de potência (PSD), os valores obtidos a partir do acelerograma não alcançaram o limite de 0,4g, tendo em vista que não foram normalizados.

Figura 6.7 – Acelerograma: sismos artificiais não-estacionários



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.8 – Espectro de Fourier: sismos artificiais



(fonte: elaborada pelo autor)

6.2.2 Sismos naturais

Conforme mencionado na seção 4.4, os dados relacionados aos sismos naturais com diferentes durações e aspectos distintos podem ser obtidos de forma gratuita a partir das bases de dados disponíveis na *internet*. As características dos sismos são destacadas na Tabela 6.8.

Tabela 6.8 – Característica dos sismos considerados neste estudo

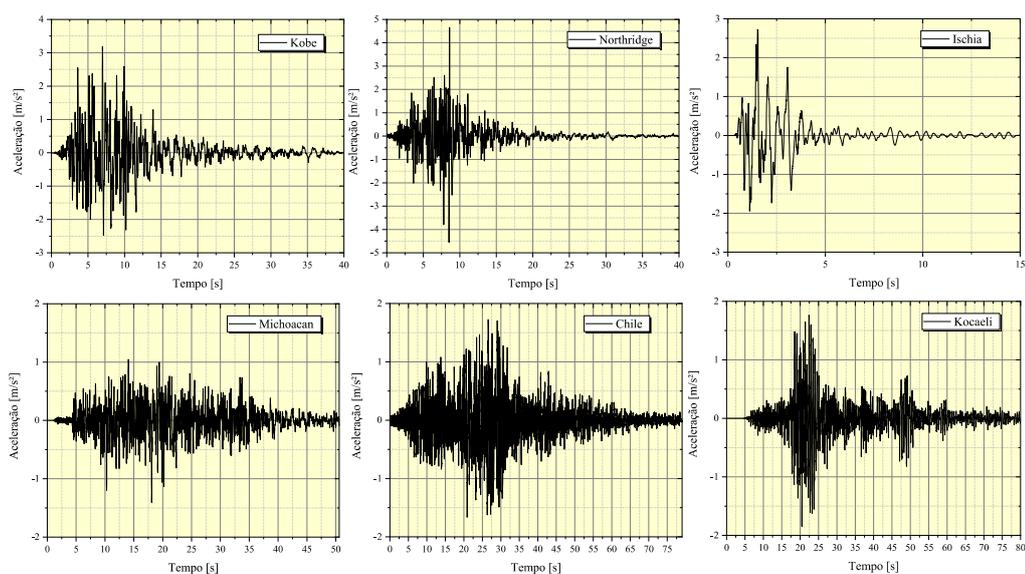
Falha	Tipo	Nome	Data	Estação	País	Hip. [Km]	Mw	PGA [g]	dt [s]	Base de dados
Próx.	Rocha	Kobe	16/01/1995	Kakogawa	JP	17,9	6,9	0,324	0,01	PEER
	Solo	Northridge	17/01/1994	UCLA Grounds	US	18	6,7	0,474	0,02	PEER
	Solo	Ischia	21/08/2017	IOCA	IT	1,5	3,9	0,278	0,005	ITACA
Dist.	Rocha	Michoacan	19/09/1985	Caleta De Campos	MX	38,3	8,1	0,144	0,005	USGS

Solo	Chile	03/03/1985	Valparaiso	CL	129,2	8	0,175	0,005	USGS
Solo	Kocaeli	17/08/1999	Fatih	TR	64,5	7,5	0,188	0,005	PEER

(fonte: elaborada pelo autor)

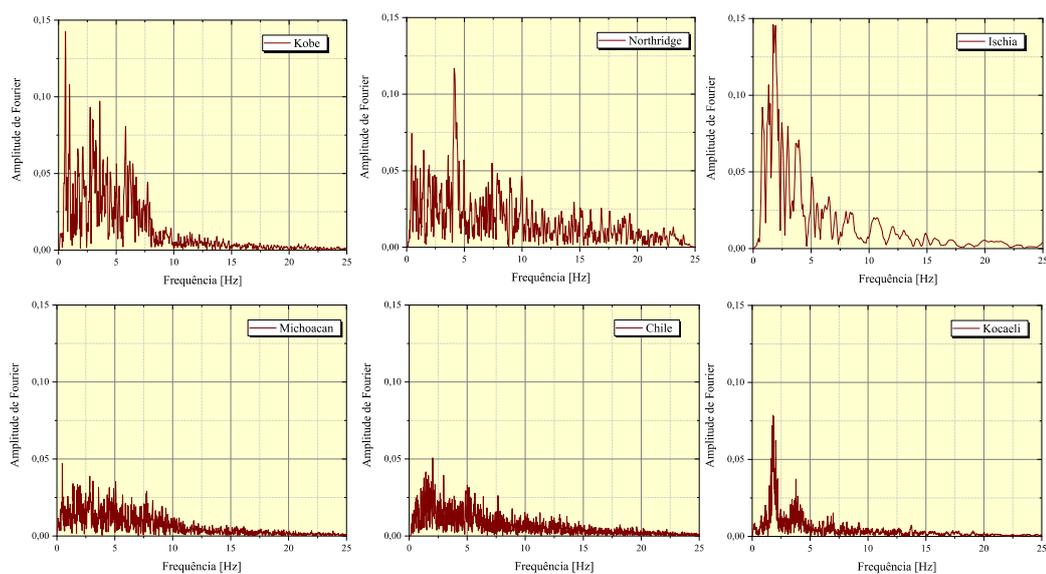
Os acelerogramas naturais são ilustrados na Figura 6.9. Além disso, os espectros de potência correspondentes são apresentados na Figura 6.10.

Figura 6.9 – Acelerograma: sismos naturais



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.10 – Espectro de Fourier: sismos naturais



(fonte: elaborada pelo autor)

Com base nos acelerogramas e nos espectros de potência gerados, é importante destacar que os sismos com falha distante apresentam longa duração, porém com valores de energia menores em comparação aos sismos de falha próxima, os quais apresentam energia liberada mais elevada, entretanto com duração mais curta. É importante ressaltar que a faixa relevante de energia dos seis sismos naturais abrange as frequências fundamentais dos três edifícios investigados.

6.3 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO APLICADO AOS ABSORVEDORES DINÂMICOS DE VIBRAÇÃO *INERTER*

No contexto da mitigação da resposta dinâmica dos três edifícios analisados quando submetidos a demandas sísmicas naturais previamente mencionadas, propõe-se o controle de movimento através da utilização de um absorvedor dinâmico de vibração passivo e linear. São examinadas duas estratégias de controle, sendo uma delas sem a consideração do *inertor* e as outras duas levando em consideração o *inertor*, isto é, o TMD clássico, TID, bem como sua generalização, conhecido como TMDI, respectivamente.

Para alcançar o melhor desempenho dos dispositivos de controle, são utilizados três algoritmos meta-heurísticos: o GWO, o SSA e o recente CIOA. Esses dispositivos de controle são otimizados na situação mais desfavorável, ou seja, na configuração de ressonância gerada pela demanda sísmica artificial. Os valores dos parâmetros dos algoritmos de otimização, como a quantidade de agentes de busca e o número de iterações, são cuidadosamente analisados em cada caso. Essa análise é apresentada de forma mais detalhada posteriormente.

O processo de otimização neste estudo refere-se a um problema bidimensional que envolve a escolha de dois parâmetros como variáveis de projeto para otimização. Este processo se aplica aos três absorvedores dinâmicos de vibração, e as variáveis de projeto em questão são a taxa de frequência (ν) e a taxa de amortecimento (ζ). Essas variáveis são consideradas restrições laterais e possuem valores contínuos, o que significa que o problema não requer a penalização da função objetivo.

No que se refere aos limites em que as variáveis de projeto são otimizadas, faixas comuns utilizadas em TMDs clássicos na prática da engenharia são selecionadas como ponto de partida razoável para o processo de seleção de parâmetros do TMD, TID e TMDI, de acordo com a Equação 6.01.

Os valores da relação de massa (μ) são constantes e estabelecidos em 2% e 5%, enquanto os valores da taxa de inertância (β) variam em 5%, 20%, e 50%. Adicionalmente, os valores de μ e β também são atribuídos a zero, permitindo examinar, além da configuração do TMDI, as configurações TMD e TID. Sendo assim, a Tabela 6.9 apresenta de forma sucinta a configuração do conjunto dos 11 parâmetros fixos (Ω_i) em que $i=1,2,3,\dots,11$ para a subsequente otimização da relação de massa e taxa de inertância. Os parâmetros do TMD são denotados por Ω_4 e Ω_8 , enquanto que os parâmetros do TID são descritos por Ω_1 , Ω_2 e Ω_3 . Por sua vez, os parâmetros do TMDI são representados por Ω_5 , Ω_6 , Ω_7 , Ω_9 , Ω_{10} e Ω_{11} .

Tabela 6.9 – Parâmetros fixos (Ω) dos dispositivos de controle

μ	$\beta = 0 \%$	$\beta = 5 \%$	$\beta = 20 \%$	$\beta = 50 \%$
0 %	- [†]	Ω_1	Ω_2	Ω_3
2 %	Ω_4	Ω_5	Ω_6	Ω_7
5 %	Ω_8	Ω_9	Ω_{10}	Ω_{11}

(fonte: elaborada pelo autor)

A função objetivo descrita na Equação 6.01 trata-se de minimizar a maior diferença absoluta do *story-drift*, o qual é utilizado como um índice de desempenho (\mathbf{J}). O critério de limite para a verificação do desempenho estrutural é estabelecido pela NBR 8800 (ABNT, 2008) e corresponde a 1/500 da altura do pavimento.

$$\begin{aligned}
 &\text{Encontrar : } \nu \text{ e } \zeta \text{ que minimizam } \max(\Delta_i) \\
 &\quad \quad \quad \mathbf{x} \in \mathcal{R}^n \\
 &\text{Sujeito} \quad \quad \quad \text{à :} \quad \quad \quad 0.1 \leq \nu \leq 2.0 \\
 &\quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad 0.01 \leq \zeta \leq 0.9
 \end{aligned}
 \tag{6.01}$$

[†] Ausência desses parâmetros implica na estrutura sem controle

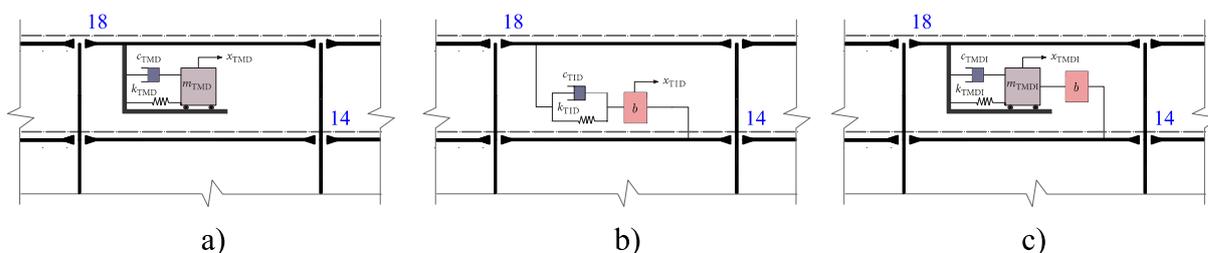
Caicedo *et al.* (2021) destacam que, embora os autores Pietrosanti, De Angelis e Basili (2017) e Ruiz *et al.*, (2018) tenham proposto faixas mais amplas para as variáveis de projeto, tais suposições podem ser consideradas irrealistas do ponto de vista da análise estrutural. Isso se deve ao fato de que a consideração de taxas de frequência muito altas resultaria em uma seção estrutural inadequada, enquanto valores de taxa de amortecimento acima de 1,0 indicariam um amortecimento supercrítico.

6.4 CENÁRIO 1: EDIFÍCIO DE 3 PAVIMENTOS

Nesta subseção, é realizada a avaliação das respostas do edifício de 3 pavimentos modelado como pórtico plano nos cenários sem e com controle, sendo que na configuração com controle, os absorvedores dinâmicos de vibração são posicionados no último pavimento.

Com base na Figura 6.11 apresentada a seguir, constata-se que o TMD está situado apenas no nó 18 do último pavimento. Já os absorvedores dinâmicos de vibração com o *inertor* (TID e TMDI) são representados pela interconexão de dois nós, isto é, o nó 18 do último pavimento e o nó 14 do penúltimo andar.

Figura 6.11 – Posicionamento dos absorvedores: (a) TMD (b) TID (c) TMDI



(fonte: elaborada pelo autor)

6.4.1 Processo de otimização: valores ótimos encontrados

A otimização é realizada para a estrutura submetida à demanda sísmica artificial previamente mencionada no cenário de ressonância. Devido ao aspecto aleatório dos algoritmos meta-heurísticos, são realizadas 3 simulações para cada respectivo algoritmo, isto é, GWO, SSA e CIOA. O número de agentes de busca, a quantidade de iterações assim como o tempo total de duração de cada simulação é apresentada na Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Dados das simulações no processo de otimização

Algoritmo	Simulação	Número Agentes	Quantidade Iterações	Duração média [min]
GWO (G)	1	50	600	40,16
	2	50	600	39,07
	3	50	600	38,27
SSA (S)	1	50	600	38,96
	2	50	600	40,04
	3	50	600	40,59
CIOA (C)	1	50	600	39,11
	2	50	600	40,54
	3	50	600	40,45

(fonte: elaborada pelo autor)

Para o edifício de 3 pavimentos, manteve-se constante o número de agentes e de iterações em todas as simulações, tendo em vista a convergência identificada para os três algoritmos de otimização, como indicado pelas curvas de convergência que serão apresentadas adiante. É válido salientar que o algoritmo GWO convergiu rapidamente, o que sugere que a quantidade de iterações empregada não foi completamente necessária.

Foram realizadas 99 simulações para o edifício de 3 pavimentos, correspondendo a uma simulação para cada um dos 11 parâmetros fixos (Ω) em cada algoritmo de otimização. É relevante salientar que o método de integração foi reescrito em Fortran90, devido às 99 chamadas do método no processo de otimização. Após análises, observou-se que a utilização de uma linguagem de programação de nível mais baixo reduziu, em média, em 20 vezes o tempo de duração de cada simulação. Em relação à duração média total acumulada das 99 simulações para o edifício de três pavimentos, esta foi de aproximadamente 66 horas.

Os valores ótimos da taxa de amortecimento e da taxa de frequência encontrados em cada simulação são apresentados na Tabela 6.11.

No cenário de ressonância gerado pela demanda sísmica artificial, que representa a situação mais desfavorável na qual o processo de otimização foi realizado, observou-se que o TMDI apresentou uma mitigação maior na resposta da estrutura em comparação com o TID e TMD. Ademais, verificou-se que o TID reduziu mais a resposta quando comparado ao TMD. Esses resultados indicam que a adição do *inertor* ao sistema melhora o desempenho da estrutura nesse cenário específico.

Tabela 6.11 – Resultados ótimos em *story-drift* (J) do Edifício 3PAV

μ	$\beta = 0\%$			$\beta = 5\%$			$\beta = 20\%$			$\beta = 50\%$			Si.
	J	v	ζd	J	v	ζd	J	v	ζd	J	v	ζd	
0%	-	-	-	0,00437	1,06277	0,03176	0,00308	1,12168	0,09737	0,00252	1,17253	0,13299	1G
	-	-	-	0,00437	1,06277	0,03176	0,00308	1,12221	0,09788	0,00252	1,17267	0,13291	2G
	-	-	-	0,00437	1,06278	0,03177	0,00308	1,12185	0,09754	0,00252	1,17264	0,13294	3G
	-	-	-	0,00437	1,06239	0,03103	0,00308	1,1205	0,09623	0,00252	1,17018	0,13539	1S
	-	-	-	0,00437	1,06258	0,03136	0,00308	1,12117	0,09687	0,00252	1,16956	0,13602	2S
	-	-	-	0,00447	1,07355	0,04541	0,00308	1,1209	0,09661	0,00253	1,1665	0,13906	3S
	-	-	-	0,00561	1,07968	0,13937	0,00389	1,22062	0,19508	0,00252	1,16926	0,13632	1C
	-	-	-	0,00557	1,15126	0,13677	0,00325	1,12196	0,07498	0,00257	1,19827	0,12451	2C
	-	-	-	0,00571	1,16045	0,15465	0,00366	1,10035	0,13571	0,00263	1,19179	0,15478	3C
2%	0,00839	0,2442	0,02335	0,00312	1,23388	0,08291	0,00292	1,09408	0,04687	0,00229	1,22025	0,16334	1G
	0,00839	0,44026	0,22345	0,00312	1,23387	0,08296	0,00292	1,09407	0,04689	0,00229	1,22023	0,16338	2G
	0,00839	1,09691	0,03174	0,00312	1,23388	0,08294	0,00292	1,09407	0,04689	0,00229	1,22036	0,16332	3G
	0,00839	0,83176	0,65619	0,00312	1,23366	0,08113	0,00317	1,16197	0,18776	0,00229	1,22039	0,16332	1S
	0,00839	1,3677	0,85276	0,00311	1,23388	0,08295	0,00317	1,16198	0,18776	0,00229	1,22001	0,16343	2S
	0,00839	0,17152	0,67903	0,00312	1,23385	0,08273	0,00293	1,09354	0,04905	0,00229	1,22034	0,16333	3S
	0,00839	0,51453	0,32122	0,00348	1,19441	0,05752	0,00351	1,20032	0,2762	0,00238	1,17277	0,19188	1C
	0,00839	1,91112	0,6089	0,00433	1,39234	0,20579	0,0034	1,19134	0,13555	0,00266	1,23461	0,27781	2C
	0,00839	1,73829	0,14507	0,0045	1,39257	0,26994	0,00335	1,11629	0,08274	0,00293	1,03918	0,49349	3C
5%	0,00839	1,17918	0,83521	0,0022	1,34535	0,07584	0,0022	1,15028	0,08272	0,00215	1,1972	0,20152	1G
	0,00839	1,72787	0,13305	0,0022	1,34538	0,07574	0,0022	1,15034	0,08262	0,00215	1,19732	0,20148	2G
	0,00839	1,54334	0,68808	0,0022	1,34535	0,07579	0,0022	1,15035	0,08259	0,00215	1,19736	0,20145	3G
	0,00839	0,21612	0,34598	0,00221	1,34674	0,07134	0,00221	1,15449	0,07254	0,00215	1,20011	0,1998	1S
	0,00839	1,46877	0,28991	0,00221	1,3467	0,07147	0,0022	1,15028	0,08271	0,00215	1,19879	0,20059	2S
	0,00839	1,68766	0,8891	0,00221	1,34188	0,08138	0,0022	1,15048	0,08232	0,00215	1,19995	0,19989	3S
	0,00839	1,86833	0,87738	0,00241	1,32974	0,11773	0,00245	1,15365	0,12311	0,00261	1,05813	0,36801	1C
	0,00839	1,36999	0,7209	0,00294	1,37653	0,2395	0,00239	1,12334	0,09588	0,00242	1,20844	0,13256	2C
	0,00839	1,08942	0,31418	0,0027	1,30557	0,13752	0,00248	1,13144	0,13848	0,00241	1,30874	0,17992	3C

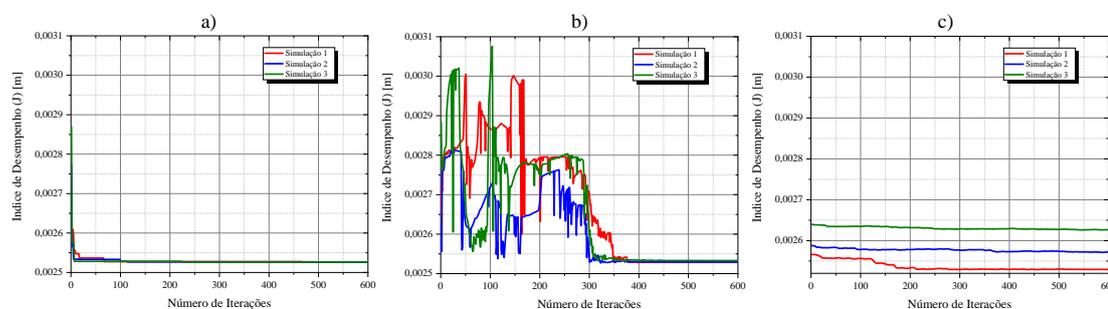
(fonte: elaborada pelo autor)

Os valores destacados em negrito correspondem às melhores variáveis de projeto encontradas por cada algoritmo, que minimizaram a função objetivo, ou seja, aquelas que resultaram no menor valor do índice de desempenho (**J**) para cada absorvedor dinâmico de vibração. É importante notar que, no caso do TMD, todas as simulações resultaram no mesmo valor do índice de desempenho, independentemente das variáveis de projeto utilizadas, o que justifica a ausência de destaques nesse caso. Além disso, observa-se que os parâmetros fixos (Ω) que mais reduziram a resposta foram aqueles com relação de massa igual a 5% e taxa de inércia igual a 50%.

As figuras 6.12 e 6.13 exibem as curvas de convergência para os três algoritmos de otimização, considerando as três simulações realizadas para cada um deles, com os dispositivos de controle *inert* e suas melhores configurações, a saber:

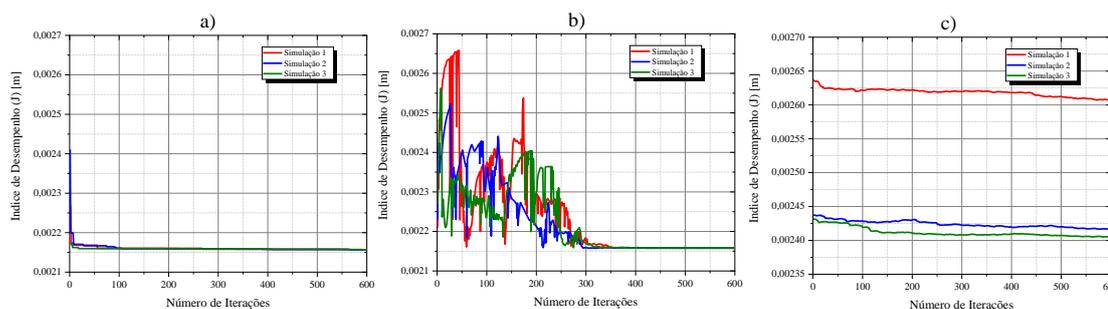
- $\beta = 50\%$ para o TID, considerando os 3 algoritmos de otimização;
- $\mu = 5\%$ e $\beta = 50\%$ para o TMDI, referentes ao GWO e SSA;
- $\mu = 2\%$ e $\beta = 50\%$ para o TMDI, relacionado ao CIOA.

Figura 6.12 – Curvas de convergência TID: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.13 – Curvas de convergência TMDI: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA



(fonte: elaborada pelo autor)

É notável que o algoritmo GWO apresenta uma rápida convergência nas três simulações, tanto para o TID quanto para o TMDI. Por outro lado, o SSA apresenta uma maior aleatoriedade, o que resulta em uma convergência geralmente ocorrendo após a 400ª iteração. Por fim, o algoritmo CIOA apresenta certa estabilidade, alcançando valores finais diferentes da função objetivo nas três simulações, tanto para o TID quanto para o TMDI. Esse comportamento pode ser explicado pela baixa quantidade de agentes de busca considerada nesse algoritmo, devido à pequena aleatoriedade presente em cada simulação.

Assim, a fim de avaliar a resposta dinâmica controlada do edifício de 3 pavimentos sob demandas sísmicas naturais, foram selecionadas as melhores variáveis de projeto para o TID e TMDI com base nas simulações realizadas (conforme Tabela 6.12). No entanto, para o TMD, todos os valores do índice de desempenho obtidos foram iguais, apesar das diferentes variáveis de projeto testadas, tornando impossível identificar uma configuração ideal para a taxa de frequência e taxa de amortecimento do TMD. Apenas para fins de comparação com TID e TMDI, será utilizado arbitrariamente os valores de ν e ζ_d obtidos na 3ª simulação pelo algoritmo GWO, para uma relação de massa igual a 5%.

Tabela 6.12 – Valores ótimos selecionados

Absorvedor Dinâmico de Vibração	Algoritmo	Si.	μ	β	J	ν	ζ_d
TMD	GWO	3°	5%	-	0,008390223	1,54334	0,68808
TID	GWO	1°	-	50%	0,002526013	1,17253	0,13299
TMDI	GWO	2°	5%	50%	0,002156756	1,19732	0,20148

(fonte: elaborada pelo autor)

6.4.2 Resultados: resposta da estrutura sem e com controle

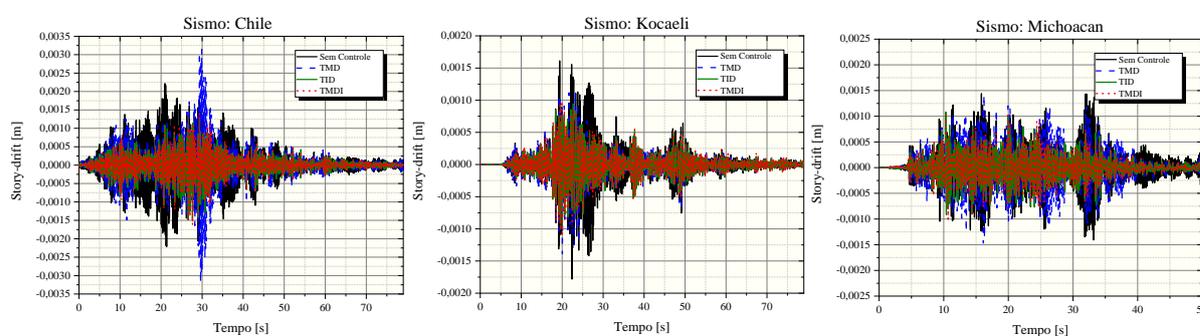
Após os valores ótimos serem obtidos no que diz respeito a minimização do *story-drift* no cenário gerado pela demanda sísmica artificial mais desfavorável, isto é, ressonância, esses valores ótimos são utilizados como os parâmetros dos absorvedores e a avaliação do

desempenho dos sistemas de controle sob demanda sísmica natural é realizada em termos dos *story-drifts*.

Conforme o Apêndice A, nenhum dos pavimentos ultrapassaram o critério de limite em relação ao *story-drift*, para nenhum dos 6 sismos aplicados. Ainda, a resposta máxima em *story-drift* aconteceu no pavimento 2, em todos os cenários de sismos aplicados.

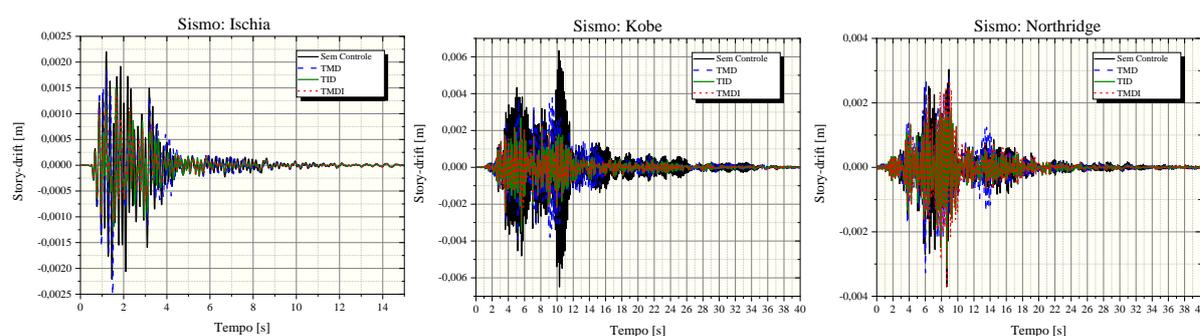
As respostas temporais em deslocamentos são apresentadas nas Figuras 6.14 e 6.15 para o pavimento com maior deslocamento, isto é, o segundo andar.

Figura 6.14 – Comparação *story-drift* no 2º andar: Sismos com falha distante



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.15 – Comparação *story-drift* no 2º andar: Sismos com falha próxima



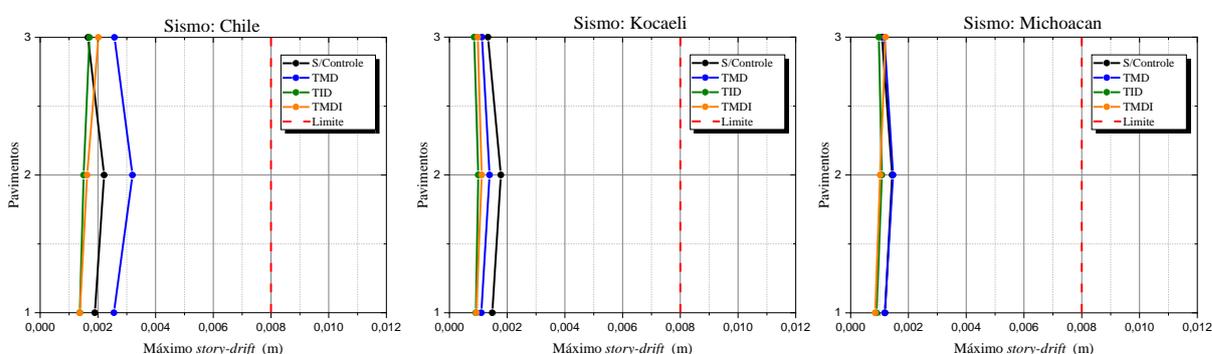
(fonte: elaborada pelo autor)

Verifica-se que para os sismos distantes onde o tempo de duração é maior, o TMDI e o TID reduziram a resposta de forma semelhante ao longo do carregamento. Para o sismo Chile, Kocaeli e Michoacan, o TID e TMDI apresentaram maior desempenho na redução dos deslocamentos da estrutura comparado ao TMD.

No que diz respeito aos sismos com falha próxima, o sismo Ischia e o sismo Northridge, os três dispositivos apresentaram desempenho semelhante ao reduzir os *story-drifts*. Ao passo que para o sismo Kobe, ocorre uma redução maior da resposta, além disso, o TID e TMDI comparados ao TMD obtiveram um melhor desempenho.

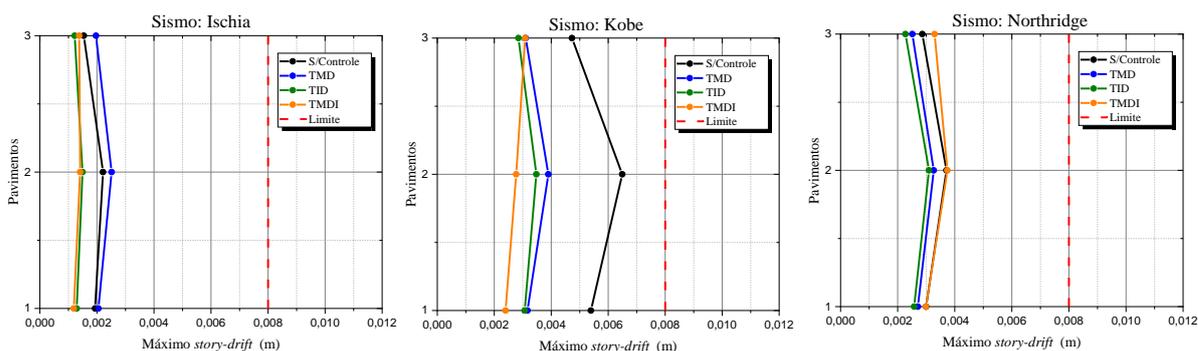
Como forma de visualizar os valores tabelados no Apêndice A, a comparação dos máximos valores dos *story-drifts* da estrutura submetida aos sismos com falha distante e falha próxima são apresentados nas Figuras 6.16 e 6.17, respectivamente. O critério limite para o *story-drift* entre os pavimentos é considerado 0,008 metros.

Figura 6.16 – Comparação máximo *story-drift* [m]: Sismos com falha distante



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.17 – Comparação máximo *story-drift*: Sismos com falha próxima



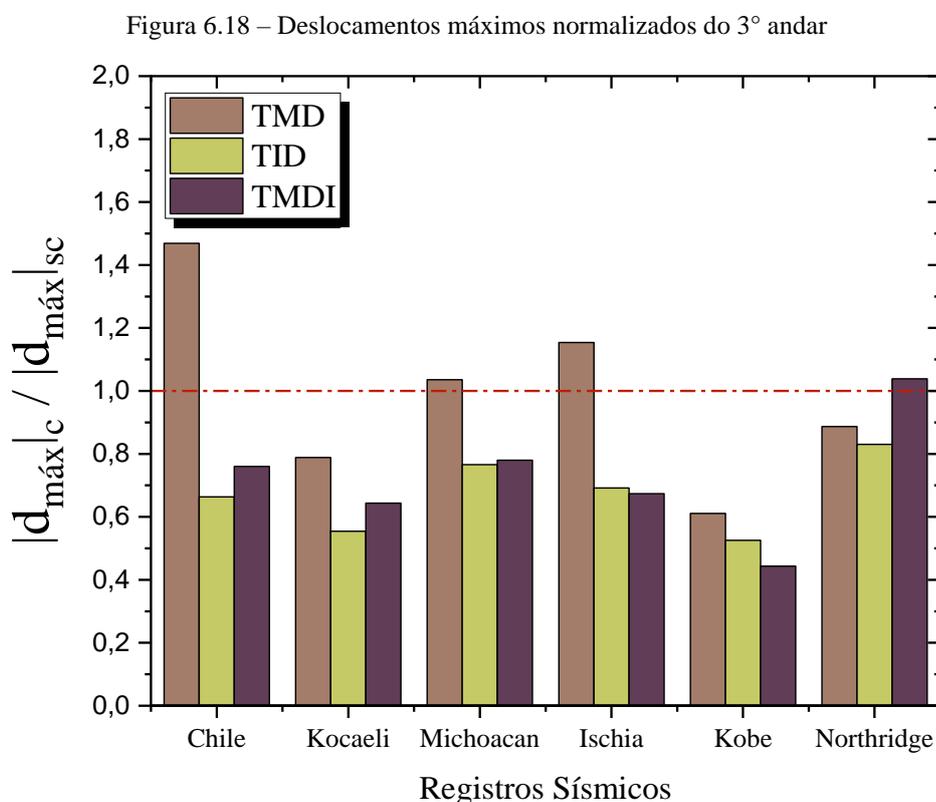
(fonte: elaborada pelo autor)

Na Figura 6.16, para o sismo Chile verifica-se que a inclusão do TMD ultrapassa os valores dos *story-drifts* máximos sem controle, enquanto o TMDI excede o limite apenas no último pavimento. Para o sismo Kocaeli, todos os dispositivos de controle reduziram a resposta, e o TID foi o que obteve o melhor desempenho. Em relação ao sismo Michoacan, o TID e o TMDI

resultaram em reduções significativas, exceto para o último pavimento, no qual o TMDI não reduziu a resposta.

A partir da Figura 6.17 observa-se os resultados referentes aos sismos com falha próxima. Para o sismo Ischia o TMDI e o TID reduziram mais a resposta quando comparado ao TMD. No que se refere ao sismo Kobe, todos os sistemas de controle reduziram a resposta, entretanto o TMDI obteve o melhor desempenho. Em relação ao sismo Northridge, o TMD e o TID reduziram a resposta em todos os pavimentos, embora o TID obteve o melhor resultado. Entretanto, o TMDI piorou a resposta no último pavimento.

Apesar do objetivo principal consistir na avaliação do desempenho dos *story-drifts*, o comportamento dos absorvedores no que diz respeito ao controle dos deslocamentos máximos também foi verificado. A Figura 6.18 apresenta os deslocamentos máximos em valores absolutos referente ao último pavimento controlado $|d_{\text{máx}}|_c$, sendo este normalizado pelo máximo deslocamento sem controle em valores absolutos $|d_{\text{máx}}|_{sc}$, para cada demanda sísmica natural.



(fonte: elaborada pelo autor)

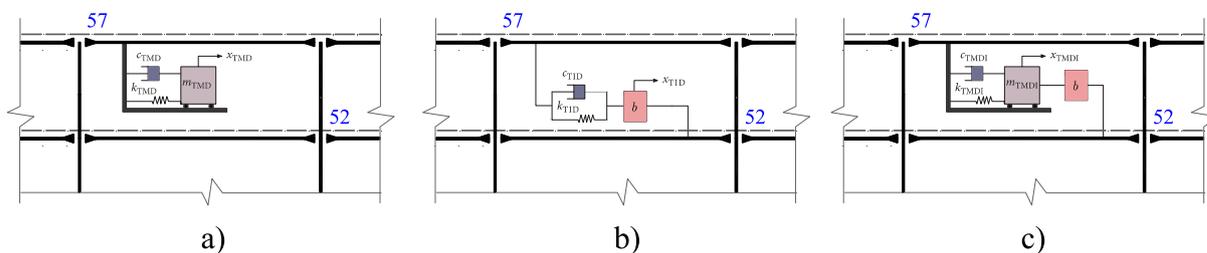
A partir da Figura 6.18 verifica-se que no geral, o TID obtém o melhor desempenho na redução dos deslocamentos máximos para este edifício. Outrossim, o dispositivo TMD piora a resposta nos sismos do Chile, Michoacan e Ischia, ao passo que o TMDI piora a resposta no sismo Northridge.

6.5 CENÁRIO 2: EDIFÍCIO DE 9 PAVIMENTOS

Nesta subseção, procede-se à avaliação das respostas do edifício de 9 pavimentos modelado como um pórtico plano, tanto no cenário sem controle quanto com controle. Na configuração com controle, os absorvedores dinâmicos de vibração são posicionados no último pavimento.

Com base na Figura 6.19 apresentada a seguir, constata-se que o TMD está situado apenas no nó 57 do último pavimento. Já os absorvedores dinâmicos de vibração com o *inertor* (TID e TMDI) são representados pela interconexão de dois nós, isto é, o nó 57 do último pavimento e o nó 52 do penúltimo andar.

Figura 6.19 – Posicionamento dos absorvedores: (a) TMD (b) TID (c) TMDI



(fonte: elaborada pelo autor)

6.5.1 Processo de otimização: valores ótimos encontrados

Nesta parte, a otimização é realizada na estrutura submetida à demanda sísmica artificial mencionada anteriormente, no cenário de ressonância. Devido à natureza aleatória dos algoritmos meta-heurísticos, cada algoritmo é executado três vezes. Três simulações são executadas para cada algoritmo, a saber: GWO, SSA e CIOA. O número de agentes de busca, a quantidade de iterações e a duração total de cada simulação são apresentados na Tabela 6.13.

Tabela 6.13 – Dados das simulações no processo de otimização

Algoritmo	Simulação	Número Agentes	Quantidade Iterações	Duração média [min]
GWO (G)	1	50	50	10,57
	2	50	50	10,92
	3	50	50	12,14
SSA (S)	1	20	800	95,47
	2	20	800	97,07
	3	20	800	97,37
CIOA (C)	1	30	600	89,05
	2	30	600	91,44
	3	30	600	91,53

(fonte: elaborada pelo autor)

Para esta estrutura de 9 pavimentos, foram avaliados o número de agentes e de iterações para cada algoritmo de otimização com base na curva de convergência e no tempo de duração. Três simulações foram realizadas para cada algoritmo de otimização e para cada um dos 11 parâmetros fixos (Ω), totalizando 99 simulações realizadas. O tempo médio de duração total acumulado das 99 simulações foi aproximadamente de 107,8 horas.

Os valores ótimos da taxa de amortecimento e da taxa de frequência encontrados em cada simulação são apresentadas na Tabela 6.14.

Para a situação ao qual o processo de otimização foi submetido, isto é, cenário mais desfavorável na situação de ressonância gerada pela demanda sísmica artificial, observa-se que o TMDI teve melhor desempenho ao mitigar a resposta de *story-drift* da estrutura quando comparado ao TID e ao TMD. Adicionalmente, o TID reduziu a resposta comparado ao TMD. Esses resultados evidenciam que a inclusão do *inertor* melhora o desempenho da estrutura para este cenário.

Tabela 6.14 – Resultados ótimos em *story-drift* (J) do Edifício 9PAV

μ	$\beta = 0\%$			$\beta = 5\%$			$\beta = 20\%$			$\beta = 50\%$			Si.	
	J	v	ζd	J	v	ζd	J	v	ζd	J	v	ζd		
0%	-	-	-	0,02367	1,03676	0,01	0,0221	1,10932	0,01	0,02060	1,27091	0,05647	1G	
	-	-	-	0,02367	1,03684	0,01	0,0221	1,10914	0,01	0,02061	1,26106	0,05101	2G	
	-	-	-	0,02367	1,03687	0,01	0,01066	1,35538	0,9	0,02062	1,25469	0,04684	3G	
	-	-	-	0,02367	1,03695	0,01	0,0221	1,10858	0,01	0,02061	1,27859	0,06028	1S	
	-	-	-	0,02367	1,03389	0,01	0,0221	1,1076	0,01	0,02060	1,26618	0,05376	2S	
	-	-	-	0,02367	1,03675	0,01	0,0221	1,10908	0,01	0,02060	1,26613	0,05373	3S	
	-	-	-	0,02404	1,00874	0,14636	0,02298	1,04918	0,03892	0,02085	1,34492	0,08046	1C	
	-	-	-	0,02373	1,01908	0,01553	0,02312	1,1654	0,07094	0,02083	1,33867	0,07979	2C	
	-	-	-	0,02372	1,01414	0,01043	0,02286	1,17762	0,01172	0,02071	1,31187	0,07353	3C	
	2%	0,02422	0,54943	0,267	0,00888	1,21762	0,01379	0,01409	1,15175	0,06004	0,01621	1,35313	0,23337	1G
		0,02422	1,51145	0,70203	0,00887	1,21734	0,01382	0,01409	1,15432	0,06161	0,0162	1,32222	0,20944	2G
		0,02422	1,41929	0,34949	0,00889	1,21859	0,01458	0,0141	1,14761	0,05704	0,01621	1,3551	0,23455	3G
0,02422		1,46333	0,54593	0,00888	1,21837	0,01463	0,01412	1,1647	0,06687	0,01621	1,34849	0,23013	1S	
0,02422		1,75332	0,16445	0,00894	1,22372	0,01875	0,01409	1,15406	0,06151	0,01621	1,31489	0,20316	2S	
0,02422		0,44607	0,85715	0,00888	1,21807	0,01439	0,01409	1,14867	0,05775	0,01622	1,36677	0,24062	3S	
0,02422		1,7369	0,57	0,01129	1,23352	0,05933	0,01605	1,15908	0,1302	0,01696	1,6305	0,32284	1C	
0,02422		1,40185	0,31895	0,01528	1,27156	0,20688	0,01618	1,19629	0,1486	0,01654	1,46034	0,29149	2C	
0,02422		0,92333	0,23792	0,00994	1,2744	0,03197	0,01805	1,36582	0,28101	0,01678	1,38658	0,31306	3C	
0,02422		0,4677	0,58465	0,00826	1,81232	0,14604	0,00908	1,66389	0,25934	0,01066	1,35521	0,9	1G	
0,02422	0,56631	0,48608	0,00826	1,81301	0,14641	0,00908	1,66309	0,25969	0,01066	1,35538	0,9	2G		
0,02422	0,26239	0,65202	0,00827	1,81617	0,14762	0,00908	1,66327	0,26019	0,01066	1,35556	0,9	3G		
0,02422	1,16747	0,7728	0,00827	1,82074	0,1496	0,00908	1,66449	0,25961	0,01066	1,35457	0,89558	1S		
0,02422	1,59076	0,1367	0,00828	1,81253	0,14053	0,00908	1,66449	0,25961	0,01072	1,34692	0,8473	2S		
0,02422	0,27244	0,03081	0,00826	1,81222	0,14622	0,00908	1,66451	0,25957	0,01067	1,3533	0,88808	3S		
0,02422	1,25754	0,77618	0,00834	1,89234	0,17247	0,00933	1,72775	0,22324	0,01142	1,92733	0,70085	1C		
0,02422	0,52645	0,15871	0,00844	1,81923	0,17163	0,00908	1,66516	0,25854	0,01066	1,3558	0,9	2C		
0,02422	1,11254	0,14864	0,0083	1,82036	0,13909	0,00908	1,66406	0,25971	0,01121	1,61671	0,76007	3C		

(fonte: elaborada pelo autor)

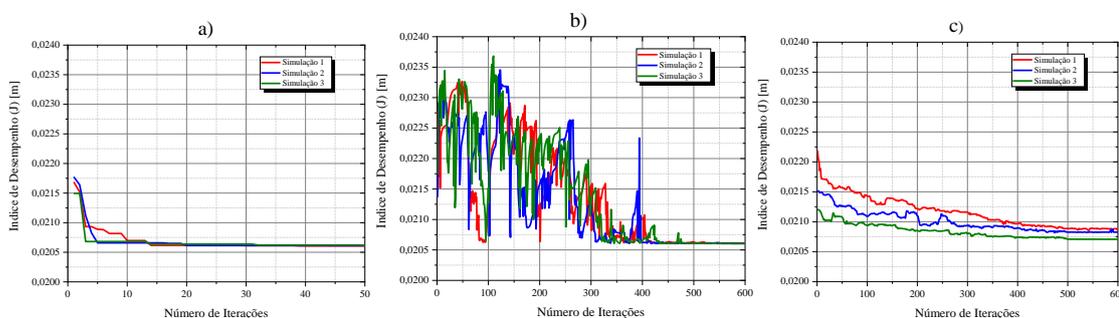
Os valores destacados em negrito referem-se as melhores variáveis de projeto encontradas por cada algoritmo de forma a minimizar a função objetivo, isto é, aquelas que obtêm o menor valor do índice de desempenho (J) para cada absorvedor dinâmico de vibração. Observa-se que para o TMD todas as simulações chegaram no mesmo valor do índice de desempenho, mesmo com variáveis de projeto distintas, por isso não foram destacadas. Outrossim, verifica-se que os parâmetros fixos (Ω) que mais reduziram a resposta para o TID são aqueles com taxa de

inertância igual a 50% ao passo que para o TMDI são os valores de relação de massa igual a 5 % e taxa de inertância igual a 5%.

As curvas de convergência apresentadas na Figura 6.20 e Figura 6.21 considerando as 3 simulações dos 3 algoritmos de otimização são apresentadas para os dispositivos de controle *inert* com suas melhores configurações, a saber:

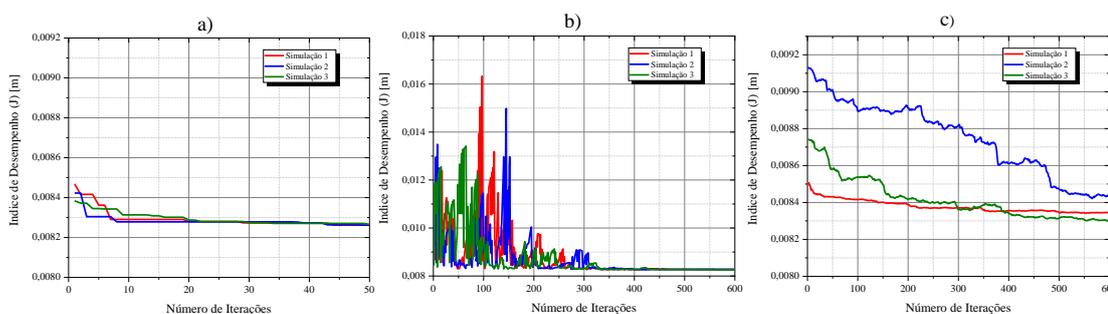
- $\beta = 50\%$ para o TID, considerando os 3 algoritmos de otimização;
- $\mu = 5\%$ e $\beta = 5\%$ para o TMDI, referentes aos 3 algoritmos de otimização.

Figura 6.20 – Curvas de convergência TID: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.21 – Curvas de convergência TMDI: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA



(fonte: elaborada pelo autor)

É notável que o algoritmo GWO apresenta uma rápida convergência nas três simulações, tanto para o TID quanto para o TMDI. Por outro lado, o SSA apresenta uma maior aleatoriedade, o que resulta em uma convergência geralmente ocorrendo após a 500ª iteração. Por fim, o algoritmo CIOA apresenta certa estabilidade após a 500ª iteração, alcançando valores distintos de convergência para cada simulação. Esse comportamento pode ser explicado pela baixa quantidade de agentes de busca considerada nesse algoritmo, devido à pequena aleatoriedade presente em cada simulação.

Portanto, para a avaliação da resposta dinâmica controlada do edifício de 9 pavimentos submetido a demandas sísmicas naturais, as melhores variáveis de projeto são escolhidas para o TID e TMDI de acordo com as simulações realizadas (Tabela 6.15). Entretanto, para o TMD, todos os valores do índice de desempenho encontrados foram os iguais com variáveis de projeto distintas. Sendo assim, não é possível definir a melhor configuração da taxa de frequência e da taxa de amortecimento para o TMD. Não obstante, apenas para fins de comparação com TID e o TMDI, será escolhido de forma arbitrária os valores de ν e ζ_d obtido do algoritmo SSA na 1ª simulação, para uma relação de massa igual a 5%.

Tabela 6.15 – Valores ótimos selecionados

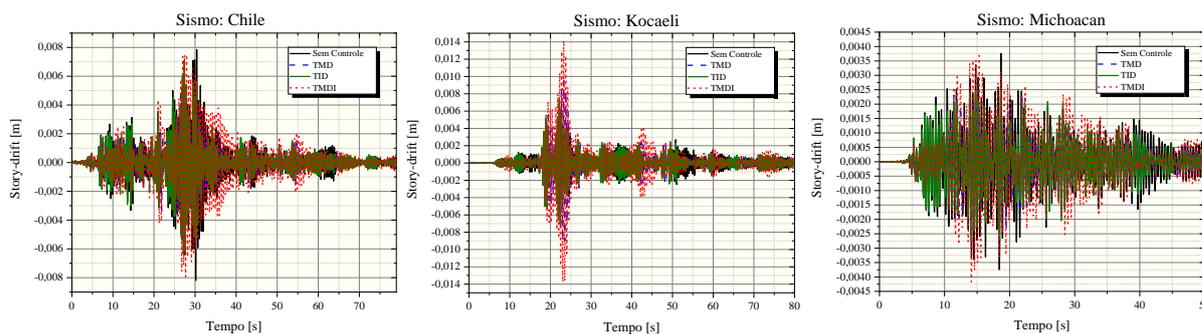
Absorvedor Dinâmico de Vibração	Algoritmo	Si.	μ	β	J	ν	ζ_d
TMD	GWO	1°	5%	-	0,02422	1,16747	0,7728
TID	SSA	2°	-	50%	0,020604359	1,26618	0,05376
TMDI	SSA	3°	5%	5%	0,008261041	1,81222	0,14622

(fonte: elaborada pelo autor)

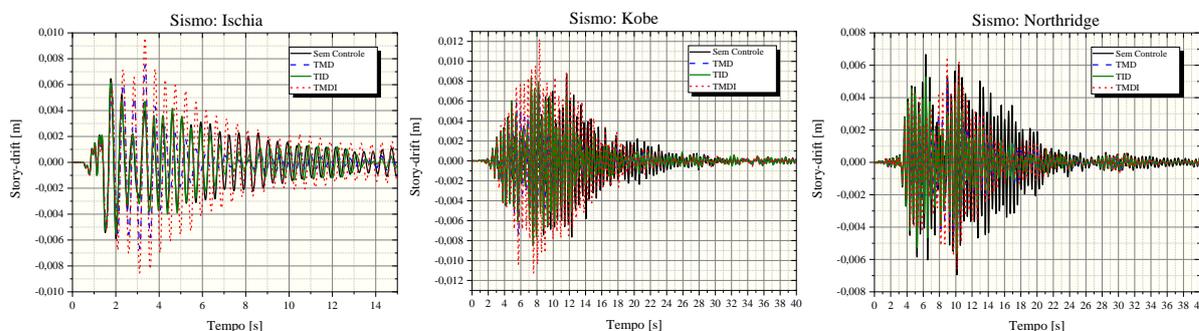
6.5.2 Resultados: resposta da estrutura sem e com controle

Após a obtenção dos valores ótimos para minimização do deslocamento entre andares no cenário de ressonância gerado pela demanda sísmica artificial mais desfavorável, esses valores são adotados como parâmetros dos absorvedores. Em seguida, é avaliado o desempenho dos sistemas de controle em situações de demanda sísmica natural, tendo como critério de avaliação o deslocamento entre andares.

De acordo com o Apêndice A, nenhum dos pavimentos excedeu o critério de limite em relação ao *story-drift* para nenhum dos 6 sismos aplicados. Além disso, a resposta máxima em *story-drift* ocorreu no pavimento 1 em todos os cenários de sismos aplicados. As respostas em deslocamento ao longo do tempo para o pavimento com o maior deslocamento, ou seja, o primeiro andar, são mostradas nas Figuras 6.22 e 6.23.

Figura 6.22 – Comparação *story-drift* no 1º andar: Sismos com falha distante

(fonte: elaborada pelo autor)

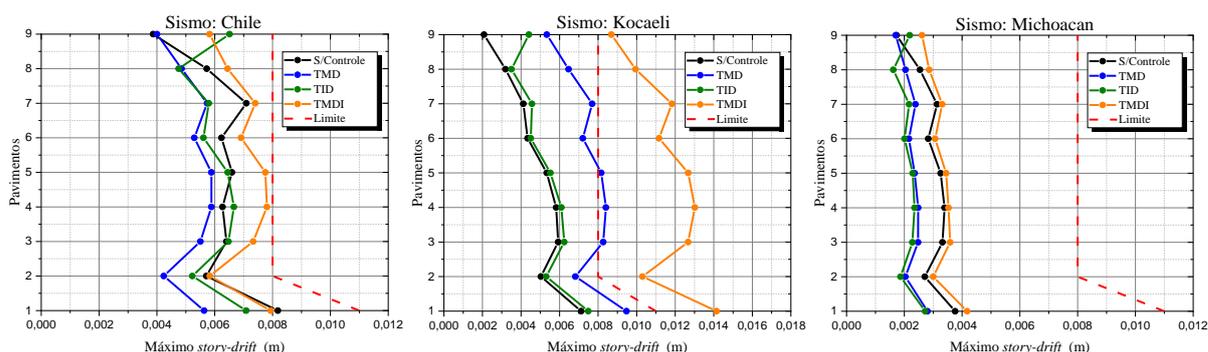
Figura 6.23 – Comparação *story-drift* no 1º andar: Sismos com falha próxima

(fonte: elaborada pelo autor)

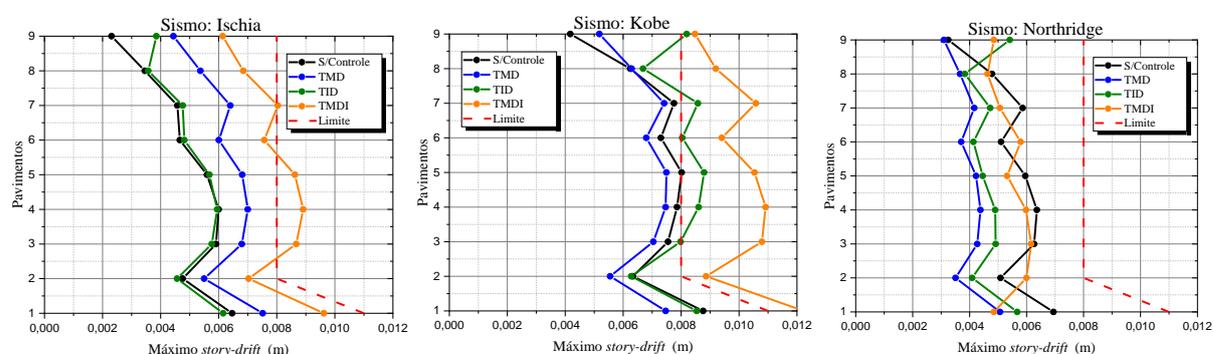
A partir da Figura 6.22 verifica-se que para os sismos distantes em que o tempo de duração do evento é maior, os dispositivos de controle TMD, TID e TMDI não apresentaram bom desempenho. Ao passo que o TMDI reduz a resposta no início do evento, tanto para o sismo Chile, Kocaeli e Michoacan, todavia, ao longo do evento o TMDI aumenta os deslocamentos relativos entre pavimentos em relação à estrutura sem controle.

Na Figura 6.23 observa-se que para os sismos com falha próxima o comportamento do edifício de 9 pavimentos com controle procede de forma similar, isto é, ao passo que o TMD, TID e TMDI reduzem a resposta ao final do evento, o TMDI amplia os deslocamentos relativos entre pavimentos durante os sismos Ischia, Kobe e Northridge no início e meio do evento.

De modo a observar os resultados tabelados no Apêndice B, a comparação dos máximos valores do *story-drift* da estrutura submetida aos sismos com falha distante e falha próxima são apresentados na Figura 6.24 e 6.25, respectivamente. O critério limite para o *story-drift* entre os pavimentos é considerado 0,011 m para o primeiro pavimento e 0,008 m para os demais.

Figura 6.24 – Comparação máximo *story-drift*: Sismos com falha distante

(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.25 – Comparação máximo *story-drift*: Sismos com falha próxima

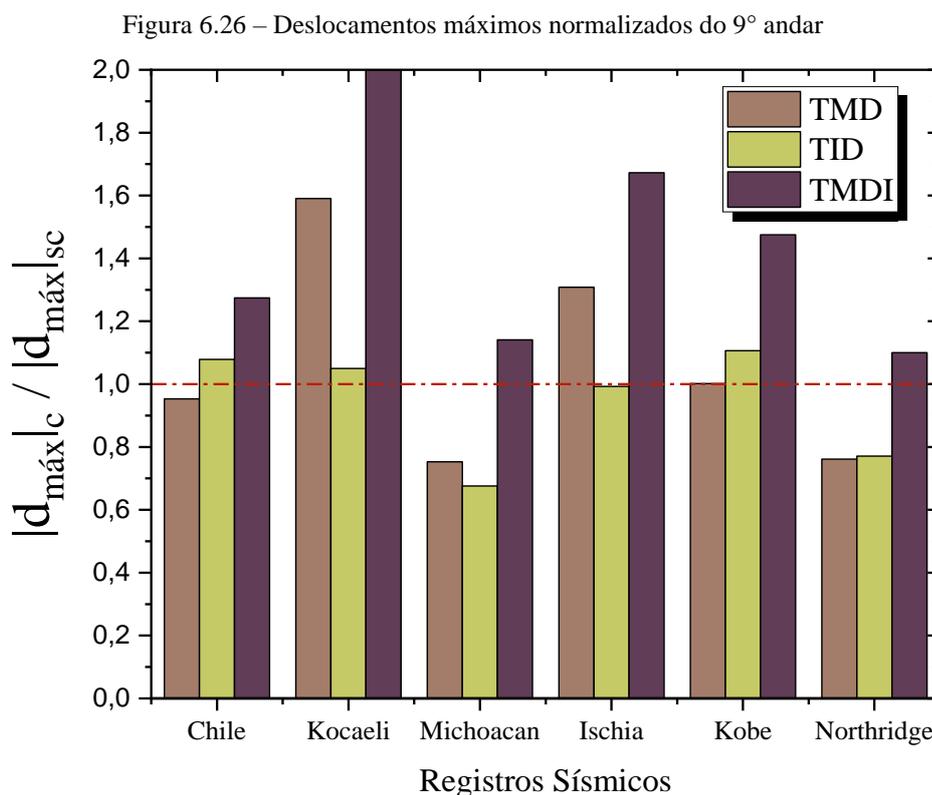
(fonte: elaborada pelo autor)

A partir da Figura 6.24 verifica-se que para o sismo Chile a inclusão do TMDI provoca deslocamentos que ultrapassam os valores dos *story-drifts* máximos sem controle, enquanto o TID ultrapassa apenas no quarto pavimento. Além disso, o TMD obteve o melhor desempenho em reduzir as respostas. Para o sismo Kocaeli, todos os dispositivos de controle ultrapassam os valores dos deslocamentos relativos máximos sem controle, inclusive, o TMDI ultrapassa o critério limite em todos os pavimentos, enquanto o TMD ultrapassa no 3º, 4º e 5º andar. Para o sismo Michoacan, os dispositivos TMD e TID obtêm bom desempenho ao atenuar a resposta dinâmica. Em contrapartida, o dispositivo TMDI provoca amplificação dos deslocamentos relativos.

As repostas das estruturas sem controle e com controle submetidas à sismos com falha próxima são apresentadas na Figura 6.25. Para o sismo Ischia, em geral nenhum dispositivo reduziu a resposta dinâmica em termos de deslocamentos relativos, exceto o TID para o segundo e terceiro pavimento. Para o sismo Kobe, o TMD obteve o melhor desempenho ao passo que os dispositivos de controle TID e TMDI ultrapassam os valores dos deslocamentos máximos

relativos sem controle. O critério limite é ultrapassado com a inclusão do TMDI em todos os andares. O TID ultrapassa o critério limite nos 4º, 5º, 7º e 9º pavimentos. No sismo Northridge, os dispositivos de controle TMD e TID reduzem a resposta dinâmica estrutural em termos de deslocamentos relativos em todos os pavimentos ainda que o TMD apresenta um desempenho superior comparado ao TID. Contudo, o dispositivo de controle TMDI atua fora de fase no 2º, 6º e 9º pavimento de forma a ultrapassar os valores máximos do *story-drift* da estrutura sem controle.

Embora o objetivo consista em avaliar o desempenho dos *story-drifts*, o comportamento dos absorvedores no que diz respeito ao controle dos deslocamentos máximos também foi avaliado. A Figura 6.26 apresenta os deslocamentos máximos em valores absolutos referente ao último pavimento controlado $|d_{máx}|_c$, sendo este normalizado pelo máximo deslocamento sem controle em valores absolutos $|d_{máx}|_{sc}$, para cada demanda sísmica natural.



(fonte: elaborada pelo autor)

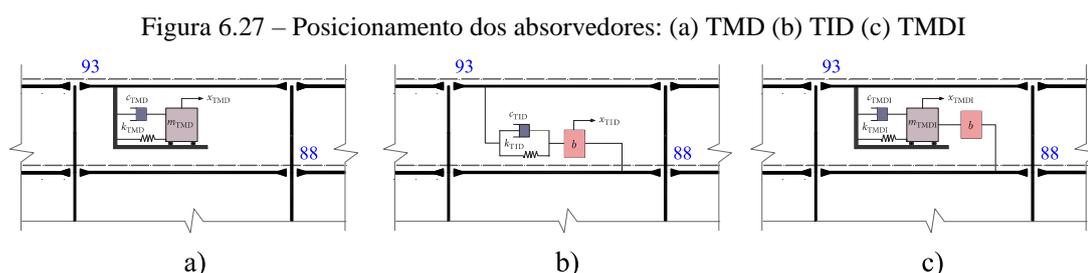
Verifica-se que de modo geral o TMDI não foi eficiente em mitigar a resposta do edifício de 9 pavimentos em nenhum dos sismos aplicados. O dispositivo de controle TMD apresenta bom desempenho em dois sismos com falha distante (Chile e Michoacan) e um sismo com falha

próxima (Northridge) ao passo que o TID reduz a resposta em deslocamentos máximos para os sismos Michocan (falha distante) e Northridge (falha próxima).

6.6 CENÁRIO 3: EDIFÍCIO DE 15 PAVIMENTOS

Nesta subseção, é realizada a avaliação das respostas do edifício de 15 pavimentos modelado como pórtico plano no cenário sem quanto com controle, sendo que na configuração com controle, os absorvedores dinâmicos de vibração são posicionados no último pavimento.

Com base na Figura 6.27 apresentada a seguir, constata-se que o TMD está situado apenas no nó 93 do último pavimento. Já os absorvedores dinâmicos de vibração com o *inertor* (TID e TMDI) são representados pela interconexão de dois nós, isto é, o nó 93 do último pavimento e o nó 88 do penúltimo andar.



(fonte: elaborada pelo autor)

6.6.1 Processo de otimização: valores ótimos encontrados

A otimização é realizada para a estrutura submetida a demanda sísmica artificial previamente mencionada no cenário de ressonância. Ademais, devido ao aspecto aleatório dos algoritmos meta-heurísticos, é realizado 3 simulações para cada respectivo algoritmo, isto é, GWO, SSA e CIOA. O número de agentes de busca, a quantidade de iterações assim como o tempo total de duração de cada simulação é apresentada na Tabela 6.16.

Tabela 6.16 – Dados das simulações no processo de otimização

Algoritmo	Simulação	Número Agentes	Quantidade Iterações	Duração média [min]
GWO (G)	1	50	50	26,17
	2	50	50	25,5
	3	50	50	25,88
SSA (S)	1	10	600	85,81
	2	10	600	86,22
	3	10	600	86,73
CIOA (C)	1	10	600	88,34
	2	10	600	85,72
	3	10	600	84,71

(fonte: elaborada pelo autor)

Para este edifício de 15 pavimentos foram avaliados o número de agentes e de iterações em cada algoritmo de otimização com base na curva de convergência e no tempo de duração. Em cada um dos três algoritmos de otimização são realizadas três simulações para cada um dos 11 parâmetros fixos (Ω), resultando em 99 simulações, com duração média total acumulada de 110 horas.

Os valores ótimos da taxa de amortecimento e da taxa de frequência encontrados após as 99 simulações são apresentadas na Tabela 6.17.

Para a situação ao qual o processo de otimização foi submetido, isto é, cenário mais desfavorável na situação de ressonância gerada pela demanda sísmica artificial, observa-se que o TMDI teve melhor desempenho ao mitigar a resposta de *story-drift* da estrutura quando comparado ao TID e ao TMD. Adicionalmente, o TID reduziu a resposta comparado ao TMD. Esses resultados evidenciam que a inclusão do *inertor* melhora o desempenho da estrutura para este cenário.

Tabela 6.17 – Resultados ótimos em *story-drift* (J) do Edifício 15PAV

μ	$\beta = 0\%$			$\beta = 5\%$			$\beta = 20\%$			$\beta = 50\%$			Si.
	J	v	ζ_d	J	v	ζ_d	J	v	ζ_d	J	v	ζ_d	
0%	-	-	-	0,01788	1,00855	0,01	0,01741	1,08496	0,01	0,01689	1,24832	0,03535	1G
	-	-	-	0,01788	1,00873	0,01	0,01741	1,08482	0,01	0,01689	1,24407	0,03127	2G
	-	-	-	0,01788	1,00848	0,01	0,01741	1,08513	0,01	0,0169	1,25221	0,03928	3G
	-	-	-	0,01801	2	0,79272	0,01741	1,07883	0,01	0,01692	1,27338	0,05631	1S
	-	-	-	0,01801	2	0,89689	0,01741	1,08445	0,01	0,01709	1,32497	0,09564	2S
	-	-	-	0,01801	2	0,82696	0,01741	1,08956	0,01	0,01693	1,27848	0,06014	3S
	-	-	-	0,01801	2	0,88283	0,01741	1,08454	0,01	0,01689	1,24339	0,03054	1C
	-	-	-	0,01788	1,00777	0,01	0,01741	1,08653	0,01	0,01691	1,26587	0,05063	2C
	-	-	-	0,01801	2	0,88862	0,01741	1,08442	0,01	0,01689	1,24311	0,03024	3C
2%	0,01804	1,38467	0,73922	0,01055	1,21396	0,10793	0,01351	1,11113	0,12613	0,01486	1,21013	0,35714	1G
	0,01804	1,07518	0,75102	0,01056	1,2148	0,1086	0,0135	1,12052	0,13769	0,01486	1,20977	0,35764	2G
	0,01804	0,63696	0,09997	0,01055	1,21084	0,1057	0,01351	1,11584	0,13222	0,01486	1,20991	0,35706	3G
	0,01804	1,99648	0,53882	0,01058	1,23347	0,12067	0,01356	1,15916	0,17406	0,01504	1,29988	0,64742	1S
	0,01804	1,61834	0,79023	0,01057	1,2262	0,11635	0,01353	1,1506	0,16722	0,01499	1,27772	0,58733	2S
	0,01804	0,26391	0,60467	0,01056	1,21799	0,11084	0,01354	1,15187	0,1683	0,01509	1,3284	0,71324	3S
	0,01804	1,98417	0,6376	0,01055	1,2158	0,10924	0,01355	1,1551	0,17095	0,01493	1,25117	0,50745	1C
	0,01804	1,97551	0,88068	0,01056	1,20354	0,10006	0,0136	1,16966	0,18119	0,015	1,28272	0,6028	2C
	0,01804	1,44722	0,31008	0,01057	1,23268	0,12023	0,01352	1,14477	0,16208	0,01499	1,27692	0,58474	3C
5%	0,01804	0,6917	0,04299	0,00788	1,24561	0,16352	0,01038	1,02985	0,56825	0,0106	0,78082	0,9	1G
	0,01804	1,79412	0,4521	0,00788	1,24553	0,16239	0,01038	1,02974	0,57406	0,0106	0,7811	0,9	2G
	0,01804	1,48117	0,27605	0,00788	1,24542	0,16491	0,01038	1,02759	0,57204	0,0106	0,78089	0,9	3G
	0,01804	1,54004	0,68004	0,00836	1,25533	0,41368	0,01038	1,02805	0,57067	0,01062	0,79698	0,86094	1S
	0,01804	1,19174	0,3331	0,00847	1,26458	0,45044	0,0104	1,0107	0,60913	0,01064	0,8118	0,82536	2S
	0,01804	1,72416	0,45734	0,00793	1,2445	0,19445	0,01043	0,99366	0,9	0,01093	0,1	0,01459	3S
	0,01804	0,51837	0,6536	0,00859	1,27743	0,49008	0,01043	0,98732	0,88145	0,0106	0,78528	0,88968	1C
	0,01804	0,523	0,41816	0,00789	1,24649	0,15977	0,01043	0,99219	0,9	0,01094	0,1	0,10353	2C
	0,01804	0,19163	0,05065	0,00858	1,27758	0,48877	0,01043	0,99347	0,9	0,01068	0,75861	0,83612	3C

(fonte: elaborada pelo autor)

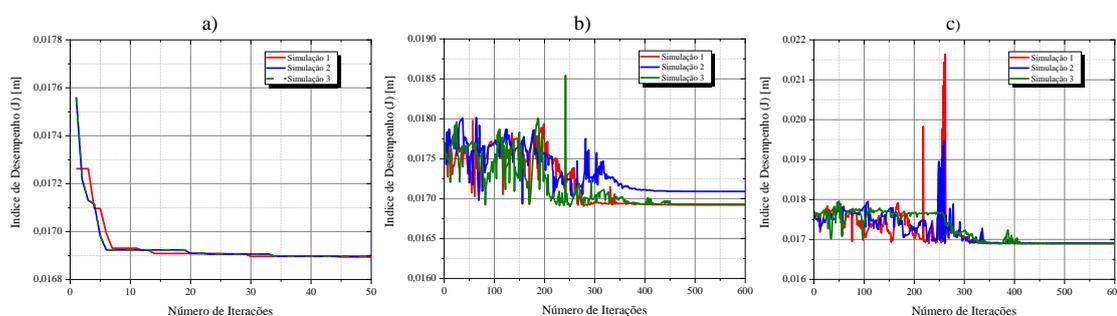
Os valores destacados em negrito referem-se a melhores variáveis de projeto encontradas por cada algoritmo de forma a minimizar a função objetivo, isto é, aquelas que obtêm o menor valor do índice de desempenho (J) para cada absorvedor dinâmico de vibração. Observa-se que para o TMD todas as simulações chegaram no mesmo valor do índice de desempenho, mesmo com variáveis de projeto distintas, por isso não foram destacadas. Outrossim, verifica-se que os parâmetros fixos (Ω) que mais reduziram a resposta para o TID são aqueles com taxa de

inertância igual a 50% ao passo que para o TMDI são os valores de relação de massa igual a 5 % e taxa de inertância igual a 5%.

As curvas de convergência apresentadas na Figura 6.28 e Figura 6.29 considerando as 3 simulações dos 3 algoritmos de otimização são apresentadas para os dispositivos de controle *inert* com suas melhores configurações, a saber:

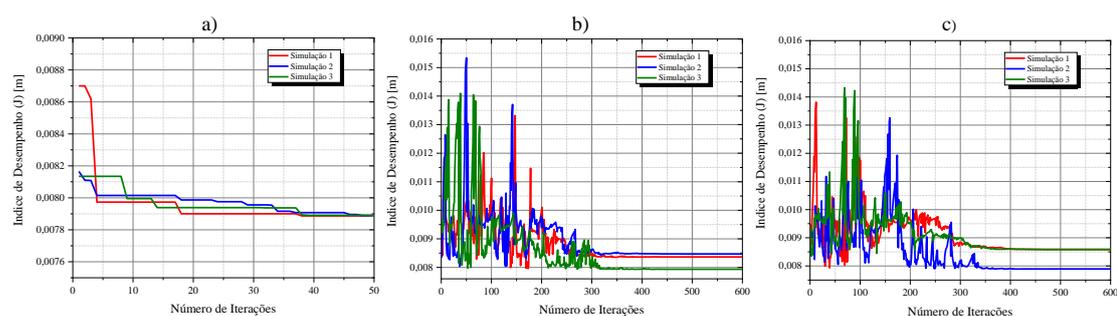
- $\beta = 50\%$ para o TID, considerando os 3 algoritmos de otimização;
- $\mu = 5\%$ e $\beta = 5\%$ para o TMDI, referentes aos 3 algoritmos de otimização.

Figura 6.28 – Curvas de convergência TID: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.29 – Curvas de convergência TMDI: (a) GWO (b) SSA (c) CIOA



(fonte: elaborada pelo autor)

Observa-se que o algoritmo GWO apresenta convergência nas três simulações realizadas para o TID na 20ª iteração, e para o TMDI 45ª iteração. Por outro lado, o SSA apresenta maior grau de aleatoriedade, resultando em uma convergência geralmente ocorrendo após a 450ª iteração. Finalmente, o algoritmo CIOA apresenta certa estabilidade após a 410ª iteração, alcançando valores distintos de convergência para cada simulação no TMDI. Este comportamento pode ser

atribuído à baixa quantidade de agentes de busca considerada nesse algoritmo, devido à pequena aleatoriedade presente em cada simulação.

Desse modo, para a avaliação da resposta dinâmica controlada do edifício de 15 pavimentos submetido a demandas sísmicas naturais, as melhores variáveis de projeto são escolhidas para o TID e TMDI de acordo com as simulações realizadas (Tabela 6.18). Entretanto, para o TMD, todos os valores do índice de desempenho encontrados foram os iguais com variáveis de projeto distintas. Sendo assim, não é possível definir a melhor configuração da taxa de frequência e da taxa de amortecimento para o TMD. Não obstante, apenas para fins de comparação com TID e o TMDI, será escolhido de forma arbitrária os valores de ν e ζ_d obtido do algoritmo CIOA na 1ª simulação, para uma relação de massa igual a 5%.

Tabela 6.18 – Valores ótimos selecionados

Absorvedor Dinâmico de Vibração	Algoritmo	Si.	μ	β	J	ν	ζ_d
TMD	CIOA	1°	5%	-	0,01804	0,51837	0,6536
TID	GWO	1°	-	50%	0,01689364	1,24832	0,03535
TMDI	GWO	1°	5%	5%	0,00788714	1,24561	0,16352

(fonte: elaborada pelo autor)

6.6.2 Resultados: resposta da estrutura sem e com controle

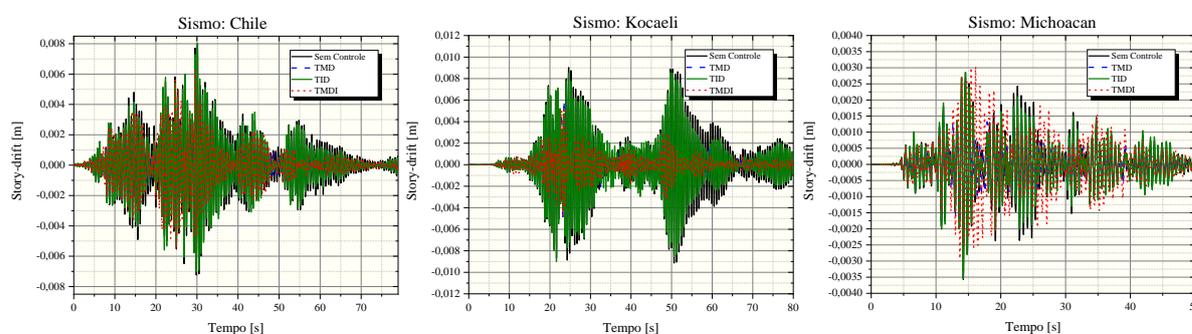
Após obter os valores ótimos para minimizar o deslocamento entre andares no cenário de ressonância gerado pela demanda sísmica artificial mais desfavorável, esses valores são adotados como parâmetros dos absorvedores. Em seguida, o desempenho dos sistemas de controle é avaliado em situações de demanda sísmica natural, tendo como critério de avaliação o deslocamento relativo entre andares.

De acordo com o Apêndice C, os pavimentos 5°, 6°, 7°, 8°, 9°, 10°, 11°, 12° e 13° excederam o critério limite em relação ao *story-drift* para o sismo Kocaeli. No que diz respeito ao sismo Ischia, os andares excedidos são 3°, 4°, 5°, 6°, 7°, 8°, 9°, 10°, 11°, 12° e 13°. Devido ao sismo

Kobe, o edifício excedeu o critério limite estabelecido para os andares 7°, 9°, 10°, 11°, 12° e 13°.

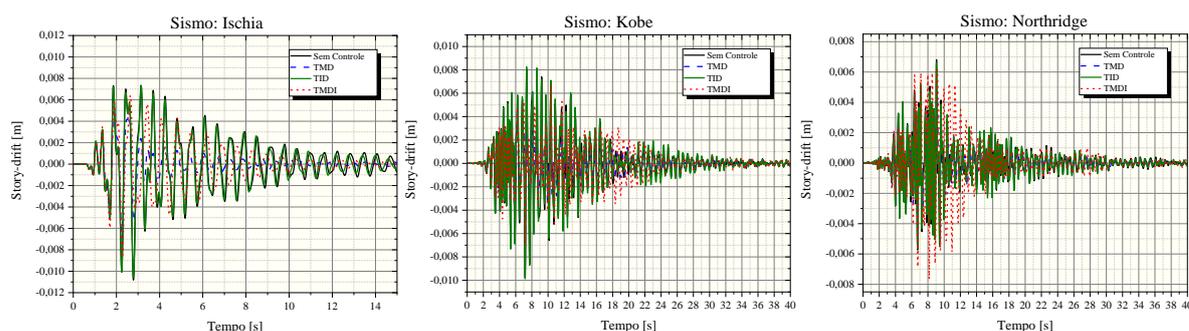
No que se refere a resposta máxima em *story-drift*, os maiores valores ocorreram em pavimentos distintos para cada sismo aplicado. Isto é, para o sismo Chile e Kocaeli, os maiores *story-drift* sucederam no 9° pavimento; para o sismo Michoacan, o 7° andar obtém os maiores deslocamentos relativos; e para os sismos Ischia, Kobe e Northridge, os maiores *story-drift* ocorre no 11° pavimento. O histórico de deslocamentos máximos entre andares para cada sismo aplicado é exposto na Figura 6.30 e 6.31.

Figura 6.30 – Comparação *story-drift*: Sismos com falha distante



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.31 – Comparação *story-drift*: Sismos com falha próxima



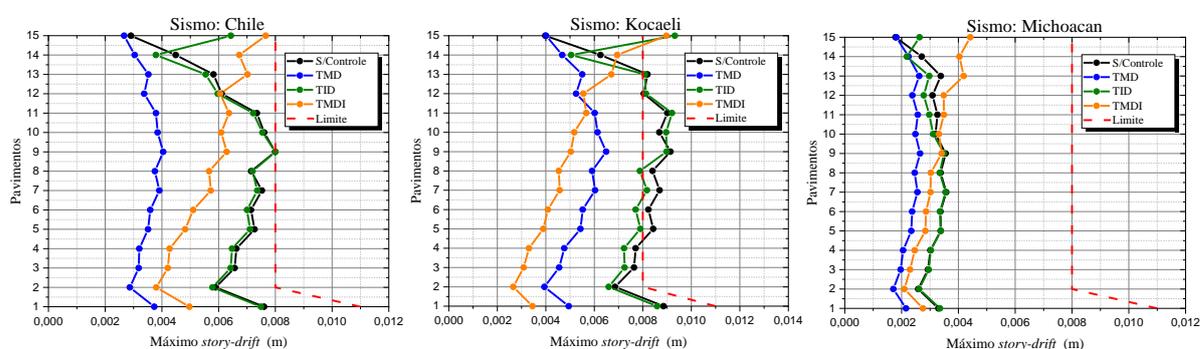
(fonte: elaborada pelo autor)

Observa-se que, nos casos de sismos distantes com maior duração, o dispositivo TMDI apresenta um bom desempenho na redução da resposta dinâmica em comparação com os dispositivos TMD e TID. Além disso, o dispositivo TMD demonstra uma melhor mitigação dos resultados em comparação com o TID.

Nos casos de sismos com falha próxima, os dispositivos de controle TMD, TID e TMDI apresentam uma redução insatisfatória na resposta. Além disso, o dispositivo TMDI agrava a situação da estrutura durante o sismo Northridge.

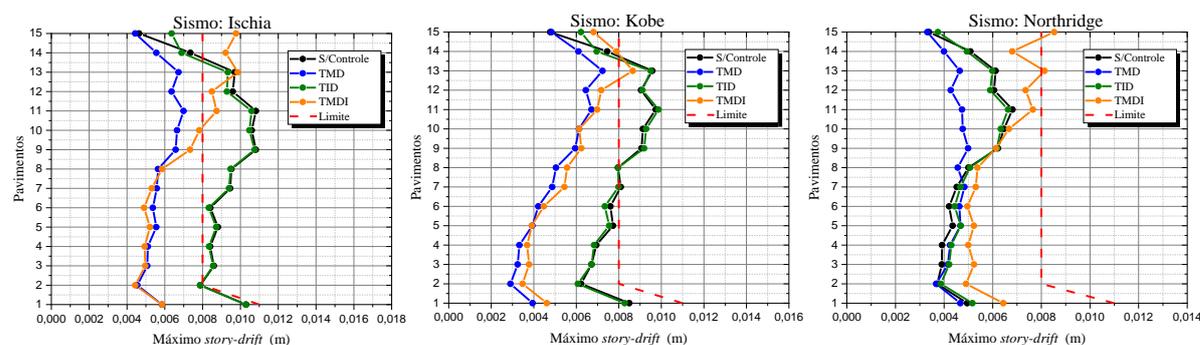
Conforme os resultados apresentados no Apêndice C, a comparação dos máximos valores do *story-drift* da estrutura submetida aos sismos com falha distante e falha próxima são apresentados na Figura 6.32 e 6.33, respectivamente. O critério limite para o *story-drift* entre os pavimentos é considerado 0,011 m para o primeiro pavimento e 0,008 m para os demais.

Figura 6.32 – Comparação máximo *story-drift*: Sismos com falha distante



(fonte: elaborada pelo autor)

Figura 6.33 – Comparação máximo *story-drift*: Sismos com falha próxima



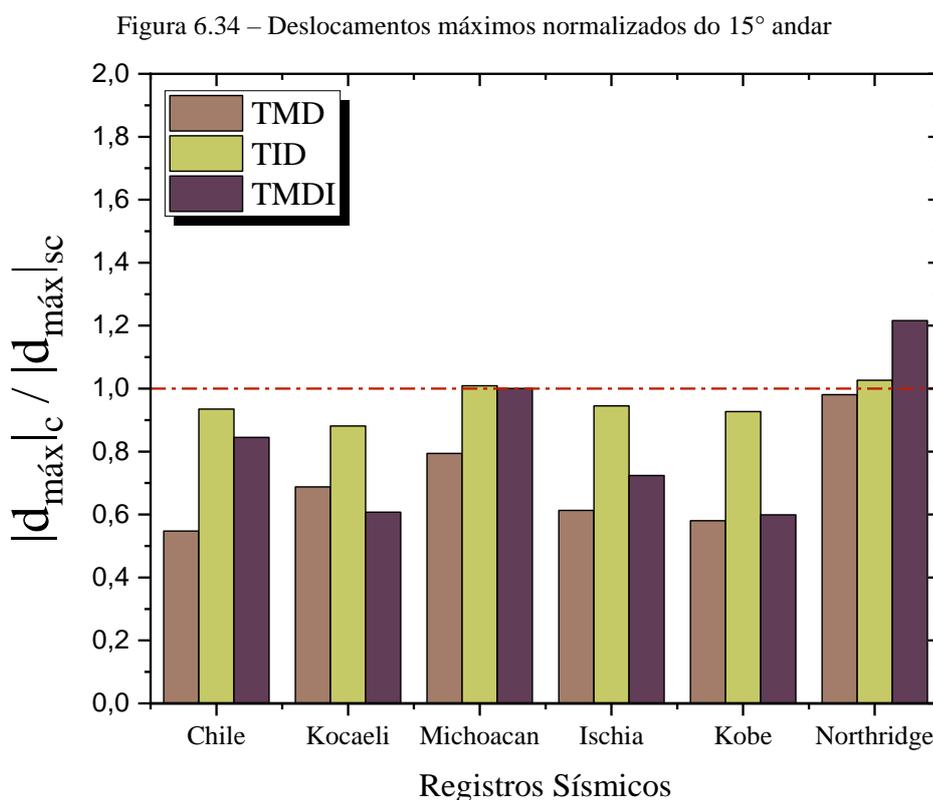
(fonte: elaborada pelo autor)

A partir da Figura 6.32 verifica-se que para o sismo Chile, Kocaeli e Michoacan o dispositivo de controle TMD obtém bom desempenho ao mitigar a resposta dinâmica. O dispositivo TMDI apresenta um desempenho eficiente até o 12º pavimento para o sismo Chile, 13º pavimento para o sismo Kocaeli e 9º pavimento para o sismo Michoacan, entretanto, nos andares subsequentes os resultados são desfavoráveis a estrutura, amplificando ainda mais os *story-drifts*. O dispositivo TID além de não obter um bom desempenho na mitigação da resposta para

o sismo Chile, entretanto, no último pavimento os resultados são superiores comparados a estrutura sem controle. O desempenho insatisfatório do TID é agravado para o sismo Kocaeli no qual os deslocamentos relativos entre andares excedem os critérios limite nos pavimentos 7°, 9°, 10°, 11°, 12°, 13° e 15°. Além disso, durante o sismo Michoacan, o comportamento do TID de modo geral é ineficiente: o dispositivo apresenta um desempenho satisfatório apenas nos pavimentos 10°, 11°, 12°, 13° e 14°, enquanto no último andar, os resultados superam a resposta da estrutura sem controle.

As respostas das estruturas sem controle e com controle, quando submetidas a sismos de falha próxima, são ilustradas na Figura 6.33. Para o sismo Ischia, o dispositivo de controle TMD apresenta desempenho eficiente ao reduzir as respostas em todos os pavimentos. Embora o TMDI seja capaz de reduzir as respostas dinâmicas até o décimo andar, seu desempenho nos andares superiores é insuficiente, ultrapassando o critério limite e resultando em deslocamentos relativos maiores em comparação com a estrutura sem controle, especificamente nos pavimentos 13°, 14° e 15°. O desempenho do TID é insatisfatório em todos os pavimentos, já que a resposta dinâmica é semelhante à estrutura sem controle, exceto no último andar, onde a adição deste dispositivo resulta em deslocamentos superiores comparados a estrutura sem controle. Para o sismo Kobe, o dispositivo TMD apresenta bom desempenho ao mitigar as repostas em todos os pavimentos. O dispositivo de controle TMDI demonstra um desempenho eficiente até o 12° pavimento. No entanto, nos pavimentos subsequentes, seu comportamento se torna insatisfatório, uma vez que o critério limite é excedido no 13° andar e os resultados superam a resposta da estrutura sem controle nos pavimentos 14° e 15°. Os resultados obtidos pelo dispositivo TID são semelhantes à resposta dinâmica da estrutura sem controle, uma vez que o critério limite é excedido nos pavimentos 9°, 10°, 11°, 12° e 13°. Além disso, no 15° pavimento, os resultados ultrapassam a resposta da estrutura sem controle. Durante o sismo Northridge, os dispositivos de controle apresentam comportamentos distintos. O TMD demonstra um desempenho eficiente na redução da resposta dinâmica nos pavimentos acima do 7° andar. No entanto, o dispositivo TID apresenta resultados insatisfatórios, pois a estrutura controlada por ele se comporta de maneira semelhante à estrutura sem controle. Os deslocamentos relativos entre os andares na estrutura controlada pelo TMDI excedem os valores da estrutura sem controle em todos os pavimentos, indicando um desempenho deficiente do dispositivo. Além disso, no 15° andar, o critério limite é excedido.

Embora o objetivo consista na análise do desempenho dos *story-drift*, o comportamento dos absorvedores dinâmicos de vibração no que diz respeito ao controle dos deslocamentos máximos também foi avaliado. A Figura 6.34 apresenta os deslocamentos máximos em valores absolutos referente ao último pavimento controlado $|d_{\text{máx}}|_c$, sendo este normalizado pelo máximo deslocamento sem controle em valores absolutos $|d_{\text{máx}}|_{sc}$, para cada demanda sísmica natural.



(fonte: elaborada pelo autor)

Na Figura 6.34, observa-se que, de modo geral, o TMD apresenta um excelente desempenho na redução dos deslocamentos máximos do edifício de 15 pavimentos quando submetido a diferentes tipos de sismos. No entanto, os dispositivos de controle TID e TMDI apresentaram um desempenho insatisfatório ao mitigar a resposta da estrutura durante os sismos Michoacan e Northridge. Porém, para os demais sismos, tanto o TID quanto o TMDI demonstraram ser eficientes na redução dos deslocamentos, embora o dispositivo TMDI tenha apresentado um desempenho superior em comparação com o TID.

7 CONCLUSÕES

Este estudo teve como objetivo avaliar a inclusão do dispositivo mecânico *inertor* em absorvedores dinâmicos de vibração passivos e lineares. Para isso, comparou-se o desempenho de um TMD convencional com um TMD com *inertor* adicionado (TMDI), bem como o desempenho de um TID (um sistema sem a massa do TMD). Essa comparação foi realizada por meio da otimização das variáveis de projeto correspondentes a taxa de frequência e taxa de amortecimento dos absorvedores dinâmicos de vibração aplicados em três edifícios com diferentes características, utilizando três algoritmos meta-heurísticos. As variáveis de projeto foram otimizadas para cada um dos 11 parâmetros fixos configurados pela relação de massa e taxa de inertância. O processo de otimização foi avaliado em condições de demanda sísmica artificial na situação de ressonância e em seguida os valores ótimos encontrados para os dispositivos de controle nas três estruturas foram verificados sob demanda sísmica natural considerando os efeitos de sismos com falha distante e falha próxima.

Os resultados indicaram que, em geral, os algoritmos de otimização convergiram bem. No entanto, quanto maior a quantidade de agentes e número de iterações, mais as curvas tendem a convergir, porém maior o custo computacional vinculado. Observou-se que, para edifícios com poucos pavimentos, o critério de limite não foi violado, enquanto para o edifício de 15 pavimentos, o critério de limite foi violado em alguns pavimentos e em certas demandas sísmicas. Foi constatado que a inclusão do *inertor* pode ser uma alternativa atrativa quanto à mitigação das respostas das dinâmicas somado à redução ou mesmo ausência da massa do TMD, no caso do TID, viabilizando ainda mais o custo de implementação. No entanto, é importante ressaltar que embora para demanda sísmica artificial o dispositivo *inertor* melhorou a resposta das três estruturas em termos de *story-drift*, por sua vez, nos sismos naturais, em que o grau de aleatoriedade é superior comparado a demanda sísmica gerada neste trabalho, em alguns cenários o *inertor* pode piorar os resultados, ao invés de melhorar a resposta.

Em conclusão, o dispositivo *inertor* é uma solução recente para mitigação de vibrações em estruturas de construção civil e ainda necessita de mais estudos e implementações reais no que diz respeito aos absorvedores dinâmicos de vibração.

7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para o avanço e aprimoramento desta pesquisa, tendo em vista a relevância do tema são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros:

- ✚ Estudar a resposta da estrutura a ser controlada considerando a não-linearidade física (NLF) e geométrica (NLG) da estrutura comparando o desempenho do dispositivo *inertor*, assim como verificar o equilíbrio energético de forma a constatar o quão não-linear possa ser o problema;
- ✚ Realizar testes experimentais com o *inertor*, e avaliar possíveis não-linearidades do dispositivo tal como a sua aplicação em estruturas reais;
- ✚ Avaliar o desempenho do dispositivo *inertor* considerando o efeito da interação solo-estrutura (ISS);
- ✚ Investigar a eficiência da aplicação do dispositivo *inertor* para diferentes sistemas de controle de vibração como por exemplo os semiativos e os híbridos;
- ✚ Avaliar a eficácia do dispositivo *inertor* em outros tipos de estruturas e para outros tipos de excitações dinâmicas, e.g., ventos, pessoas, equipamentos e máquinas;
- ✚ Aplicar a otimização baseada na confiabilidade estrutural de modo a considerar as incertezas na demanda e na capacidade avaliando a probabilidade de falha;
- ✚ Realizar a otimização multiobjetivo incluindo outras funções objetivo, e também adicionar mais variáveis de projeto, como o posicionamento e os parâmetros do dispositivo de forma conjunta, bem como explorar outros algoritmos de otimização;
- ✚ Explorar a eficácia do dispositivo de controle *inertor* aplicado a pórticos espaciais e/ou para elementos finitos mais sofisticados do que o elemento unidimensional de viga considerado.

REFERÊNCIAS

ABUALIGAH, L. et al. Salp swarm algorithm: a comprehensive survey. **Neural Computing and Applications**, v. 32, n. 15, p. 11195–11215, 2020.

AKBAY, Z.; AKTAN, H. M. **Actively regulated friction slip devices**. Proc. 6th Canadian Conf. on Earthquake Engrg. **Anais...**1991

AKKAR, S.; SUCUOĞLU, H. **Basic Earthquake Engineering: From Seismology to Analysis and Design** Ankara, Turkey: METU, 2014.

ALVES FILHO, A. **Elementos Finitos—A base da tecnologia CAE**. [s.l.] Saraiva Educação SA, 2018.

ARORA, J. **Introduction to optimum design**. [s.l.] Elsevier, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes a sismos - procedimentos. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASSUMPCÃO, M. *et al.* **Intraplate earthquakes**. [s.l.] Cambridge University Press, 2014.

ASSUMPCÃO, M. A regional magnitude scale for Brazil. **Bulletin of the Seismological Society of America**, v. 73, n. 1, p. 237–246, 1983.

ASSUMPCÃO, M. DE S. *et al.* Terremotos no Brasil: preparando-se para eventos raros. **Boletim SBGf**, n. 96, p. 25–29, 2016.

ATASHPAZ-GARGARI, E.; LUCAS, C. **Imperialist competitive algorithm: an algorithm for optimization inspired by imperialistic competition**. 2007 IEEE congress on evolutionary computation. **Anais...Ieee**, 2007

BAKER, J. W. An introduction to probabilistic seismic hazard analysis. **White paper version**, v. 2, n. 1, p. 79, 2013.

BALENDRA, T. **Vibration of buildings to wind and earthquake loads**. [s.l.] Springer Science & Business Media, 2012.

BATHE, K.-J. **Finite element procedures**. [s.l.] Klaus-Jurgen Bathe, 2006.

BOLT, B. A. The nature of earthquake ground motion. In: **The seismic design handbook**. [s.l.] Springer, 2001. p. 1–45.

BOOTH, E. D.; KEY, D. **Earthquake design practice for buildings**. [s.l.] Thomas Telford London, 2006.

BRASIL, R. M.; DA SILVA, M. A. **Otimização de projetos de engenharia**. [s.l.] Editora Blucher, 2019.

BÜCHHOLDT, HANS A. **Structural Dynamics for Engineers**. [s.l.: s.n.].

CAICEDO, D. *et al.* Seismic response of high-rise buildings through metaheuristic-based optimization using tuned mass dampers and tuned mass dampers inerter. **Journal of Building Engineering**, v. 34, p. 101927, 2021.

CHANG, C. C. Mass dampers and their optimal designs for building vibration control. **Engineering Structures**, v. 21, n. 5, p. 454–463, 1999.

CHANG, K.-C. *et al.* Effect of ambient temperature on viscoelastically damped structure. **Journal of Structural Engineering**, v. 118, n. 7, p. 1955–1973, 1992.

CHEN, M. Z. Q. *et al.* The missing mechanical circuit element. **IEEE Circuits and Systems Magazine**, v. 9, n. 1, p. 10–26, 2009.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering**. [s.l.] Prentice Hall, 2012.

CLARK, A. J. **Multiple passive tuned mass dampers for reducing earthquake induced building motion**. Proceedings of the 9th world conference on earthquake engineering, Tokyo-Kyoto, Japan. **Anais...**1988

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. [s.l.] McGraw-Hill, 1975.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. 2nd edn McGraw-Hill. **New York**, p. 195–200, 1993.

CONNOR, J.; LAFLAMME, S. **Structural motion engineering**. [s.l.] Springer, 2014.

ČREPINŠEK, M.; LIU, S.-H.; MERNIK, M. Exploration and exploitation in evolutionary algorithms: A survey. **ACM computing surveys (CSUR)**, v. 45, n. 3, p. 1–33, 2013.

CRONE, A. J. *et al.* Paleoseismicity of two historically quiescent faults in Australia: implications for fault behavior in stable continental regions. **Bulletin of the Seismological Society of America**, v. 93, n. 5, p. 1913–1934, 2003.

DE ANGELIS, M. *et al.* Optimal tuning and assessment of inertial dampers with grounded inerter for vibration control of seismically excited base-isolated systems. **Engineering Structures**, v. 196, p. 109250, 2019.

DE ANGELIS, M.; PERNO, S.; REGGIO, A. Dynamic response and optimal design of structures with large mass ratio TMD. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 41, n. 1, p. 41–60, 2012.

DE DOMENICO, D.; RICCIARDI, G. An enhanced base isolation system equipped with optimal tuned mass damper inerter (TMDI). **Earthquake engineering & structural dynamics**, v. 47, n. 5, p. 1169–1192, 2018.

DE SOUZA, O. A. P.; MIGUEL, L. F. F. CIOA: Circle-Inspired Optimization Algorithm, an algorithm for engineering optimization. **SoftwareX**, v. 19, p. 101192, 2022.

DEL CARPIO RAMOS, M.; MOSQUEDA, G.; HASHEMI, M. J. Large-Scale Hybrid

Simulation of a Steel Moment Frame Building Structure through Collapse. **Journal of Structural Engineering**, v. 142, n. 1, p. 04015086, 2016.

DEN HARTOG, J. P. **Mechanical vibrations**. [s.l.] Courier Corporation, 1985.

DJEROUNI, S. *et al.* Optimum double mass tuned damper inerter for control of structure subjected to ground motions. **Journal of Building Engineering**, v. 44, p. 103259, 2021.

EBERHART, R.; KENNEDY, J. **A new optimizer using particle swarm theory**. MHS'95. Proceedings of the sixth international symposium on micro machine and human science. **Anais...Ieee**, 1995

ELNASHAI, A. S.; DI SARNO, L. **Fundamentals of earthquake engineering: from source to fragility**. [s.l.] John Wiley & Sons, 2015.

ENG, M. B. P. D. P.; UANG, C.-M.; SE, R. S. **Ductile design of steel structures**. [s.l.] McGraw-Hill Education, 2011.

ESKANDAR, H. *et al.* Water cycle algorithm—A novel metaheuristic optimization method for solving constrained engineering optimization problems. **Computers & Structures**, v. 110, p. 151–166, 2012.

FARIS, H. *et al.* Salp swarm algorithm: theory, literature review, and application in extreme learning machines. **Nature-inspired optimizers**, p. 185–199, 2020.

FERNANDES, W. L. *et al.* Comparison between recent implicit time integration methods with frequency dissipation for nonlinear structural applications. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 19, 2022.

FIRESTONE, F. A. a New Analogy Between Mechanical and Electrical Systems. **The Journal of the Acoustical Society of America**, v. 4, n. 3, p. 249–267, 1933.

FRAHM, H. **Device for damping vibrations of bodies**. Google Patents, , 18 abr. 1911.

FU, Z.-F.; HE, J. **Modal analysis**. [s.l.] Elsevier, 2001.

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.

GÉRADIN, M.; RIXEN, D. J. **Mechanical vibrations: theory and application to structural dynamics**. [s.l.] John Wiley & Sons, 2014.

GIARALIS, A.; MARIAN, L. Use of inerter devices for weight reduction of tuned mass-dampers for seismic protection of multi-story building: the Tuned Mass-Damper-Inerter (TMDI). **Active and Passive Smart Structures and Integrated Systems 2016**, v. 9799, n. April, p. 97991G, 2016.

GIARALIS, A.; PETRINI, F. Wind-induced vibration mitigation in tall buildings using the tuned mass-damper-inerter (TMDI). **J. Struct. Eng**, v. 143, n. 9, p. 4017127, 2017.

GIARDINI, D. *et al.* The GSHAP global seismic hazard map. 1999.

- GLOVER, F.; KOCHENBERGER, G. **Handbook of Metaheuristics Kluwer**, Boston, 2003.
- GOLDBERG, D. E. **Genetic algorithms**. [s.l.] Pearson Education India, 2013.
- GONÇALVES, M. S.; LOPEZ, R. H.; MIGUEL, L. F. F. Search group algorithm: a new metaheuristic method for the optimization of truss structures. **Computers & Structures**, v. 153, p. 165–184, 2015.
- GONZALEZ-BUELGA, A. *et al.* An electromagnetic vibration absorber with harvesting and tuning capabilities. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 22, n. 11, p. 1359–1372, 2015.
- HAFTKA, R. T.; GÜRDAL, Z. **Elements of Structural Optimization**. Dordrecht: Springer Netherlands, 1992. v. 11
- HAN, S. W.; KIM, T. O.; BAEK, S. J. Seismic performance evaluation of steel ordinary moment frames. **Earthquake Spectra**, v. 34, n. 1, p. 55–76, 2018.
- HILBER, H. M.; HUGHES, T. J. R.; TAYLOR, R. L. Algorithms in Structural Dynamics. **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, v. 5, n. June 1976, p. 283–292, 1977.
- HINGA, B. D. R. **Ring of Fire: An Encyclopedia of the Pacific Rim's Earthquakes, Tsunamis, and Volcanoes: An Encyclopedia of the Pacific Rim's Earthquakes, Tsunamis, and Volcanoes**. [s.l.] ABC-CLIO, 2015.
- HOANG, N.; FUJINO, Y.; WARNITCHAI, P. Optimal tuned mass damper for seismic applications and practical design formulas. **Engineering structures**, v. 30, n. 3, p. 707–715, 2008.
- HOLLAND JOHN, H. Adaptation in natural and artificial systems. **Ann Arbor: University of Michigan Press**, 1975.
- HOLMES, J. D. **Wind loading of structures**. [s.l.] CRC press, 2007.
- HOUSNER, GW. *et al.* Structural control: past, present, and future. **Journal of engineering mechanics**, v. 123, n. 9, p. 897–971, 1997.
- HSU, T.; BERNARD, M. C. A random process for earthquake simulation. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 6, n. 4, p. 347–362, 1978.
- HU, Y. *et al.* Analysis and optimisation for inerter-based isolators via fixed-point theory and algebraic solution. **Journal of sound and vibration**, v. 346, p. 17–36, 2015.
- HUGHES, T. J. R. **The finite element method: linear static and dynamic finite element analysis**. [s.l.] Courier Corporation, 2012.
- HWANG, J.-S.; KIM, J.; KIM, Y.-M. Rotational inertia dampers with toggle bracing for vibration control of a building structure. **Engineering Structures**, v. 29, n. 6, p. 1201–1208, 2007.
- IKAGO, K. *et al.* Modal response characteristics of a multiple-degree-of-freedom structure incorporated with tuned viscous mass dampers. **Journal of Asian Architecture and Building**

Engineering, v. 11, n. 2, p. 375–382, 2012.

IKAGO, K.; SAITO, K.; INOUE, N. Seismic control of single-degree-of-freedom structure using tuned viscous mass damper. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 41, n. 3, p. 453–474, 2012.

JOHN, E. D. A.; WAGG, D. J. Design and testing of a frictionless mechanical inerter device using living-hinges. **Journal of the Franklin Institute**, v. 356, n. 14, p. 7650–7668, 2019.

JUNG, H.-J. *et al.* State-of-the-art of semiactive control systems using MR fluid dampers in civil engineering applications. **Structural Engineering and Mechanics**, v. 17, n. 3–4, p. 493–526, 2004.

KANAI, K. **3. On the Spectrum of Strong Earthquake Motions** *Bull. Earthq. Res. Inst.*, 1961.

KAVEH, A. *et al.* Robust optimum design of a tuned mass damper inerter. **Acta Mechanica**, v. 231, n. 9, p. 3871–3896, 2020.

KAVEH, A.; FAHIMI FARZAM, M.; HOJAT JALALI, H. Statistical seismic performance assessment of tuned mass damper inerter. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 27, n. 10, p. e2602, 2020.

KAYNIA, A. M.; VENEZIANO, D.; BIGGS, J. M. Seismic effectiveness of tuned mass dampers. **Journal of the Structural Division**, v. 107, n. 8, p. 1465–1484, 1981.

KELLY, J. M.; SKINNER, R. I.; HEINE, A. J. Mechanisms of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures. **Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering**, v. 5, n. 3, p. 63–88, 1972.

KIRKPATRICK, S.; GELATT JR, C. D.; VECCHI, M. P. Optimization by simulated annealing. **science**, v. 220, n. 4598, p. 671–680, 1983.

KIUREGHIAN, A. DER; NEUENHOFER, A. Response spectrum method for multi-support seismic excitations. **Earthquake engineering & structural dynamics**, v. 21, n. 8, p. 713–740, 1992.

KLOSE, C. D. Mechanical and statistical evidence of the causality of human-made mass shifts on the Earth's upper crust and the occurrence of earthquakes. **Journal of Seismology**, v. 17, n. 1, p. 109–135, 2013.

KUMAR, M.; KULKARNI, A. J.; SATAPATHY, S. C. Socio evolution & learning optimization algorithm: A socio-inspired optimization methodology. **Future Generation Computer Systems**, v. 81, p. 252–272, 2018.

LARA-VALENCIA, L. A.; FARBIARZ-FARBIARZ, Y.; VALENCIA-GONZÁLEZ, Y. Design of a tuned mass damper inerter (TMDI) based on an exhaustive search optimization for structural control of buildings under seismic excitations. **Shock and Vibration**, v. 2020, 2020.

LAWSON, A. C.; REID, H. F. **The California Earthquake of April 18, 1906: Report of the State Earthquake Investigation Commission...** [s.l.] Carnegie institution of

Washington, 1910. v. 87

LAZAR, I. F.; NEILD, S. A.; WAGG, D. J. Using an inerter-based device for structural vibration suppression. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 43, n. 8, p. 1129–1147, 2014.

LAZAR, I. F.; NEILD, S. A.; WAGG, D. J. Performance analysis of cables with attached tuned-inerter-dampers. In: **Dynamics of Civil Structures, Volume 2**. [s.l.] Springer, 2015. p. 433–441.

LI, J.; CHEN, J. **Stochastic dynamics of structures**. [s.l.] John Wiley & Sons, 2009.

LI, J.; YU, K. A truly self-starting implicit family of integration algorithms with dissipation control for nonlinear dynamics. **Nonlinear Dynamics**, v. 102, n. 4, p. 2503–2530, 2020.

LI, L.; LIANG, Q. Effect of inerter for seismic mitigation comparing with base isolation. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 26, n. 10, p. e2409, 2019.

LIMA, S. DE S.; SANTOS, S. H. DE C. **Análise dinâmica das estruturas**. [s.l.] Editora Ciência Moderna, 2008.

LIN, M.-H.; TSAI, J.-F.; YU, C.-S. A review of deterministic optimization methods in engineering and management. **Mathematical Problems in Engineering**, v. 2012, 2012.

LIU, X. *et al.* Model identification methodology for fluid-based inerters. **Mechanical Systems and Signal Processing**, v. 106, p. 479–494, 2018.

LOPES, A. E. D. E. V.; NUNES, L. C. Intensidades sísmicas de terremotos: formulação de cenário sísmico no Brasil. **Revista USP**, n. 91, p. 90–103, 2011.

LORD, R. **The theory of sound**Dover, New York, , 1945.

LU, L. *et al.* Inertial mass damper for mitigating cable vibration. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 24, n. 10, p. e1986, 2017.

MA, R.; BI, K.; HAO, H. Inerter-based structural vibration control: a state-of-the-art review. **Engineering Structures**, v. 243, p. 112655, 2021.

MADHEKAR, S.; MATSAGAR, V. **Passive Vibration Control of Structures**. [s.l.] CRC Press, 2022.

MAHMOODI, P. Structural dampers. **Journal of the Structural division**, v. 95, n. 8, p. 1661–1672, 1969.

MAKRIS, N.; CONSTANTINOU, M. C.; REINHORN, A. M. **Viscous dampers: testing, modeling and application in vibration and seismic isolation**. [s.l.] National Center for Earthquake Engineering Research Buffalo, NY, USA, 1990.

MARIAN, L.; GIARALIS, A. Optimal design of a novel tuned mass-damper-inerter (TMDI) passive vibration control configuration for stochastically support-excited structural systems. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v. 38, n. March, p. 156–164, 2014.

- MARKOU, A. A.; OLIVETO, G.; ATHANASIOU, A. Response simulation of hybrid base isolation systems under earthquake excitation. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 84, p. 120–133, 2016.
- MCGUIRE, R. K. **Seismic hazard and risk analysis**. [s.l.] Earthquake Engineering Research Institute, 2004.
- MCGUIRE, W.; GALLAGHER, R. H.; SAUNDERS, H. **Matrix structural analysis**. 1982.
- MENDONÇA, P. DE T. R.; FANCELLO, E. A. **O Método de Elementos Finitos aplicado à Mecânica dos Sólidos**. [s.l.: s.n.].
- MIGUEL, L. F. F. **Introdução ao Estudo de Vibrações**. 1° ed. Porto Alegre: 2006.
- MIGUEL, L. F. F.; LOPEZ, R. H.; MIGUEL, L. F. F. Multimodal size, shape, and topology optimisation of truss structures using the Firefly algorithm. **Advances in Engineering Software**, v. 56, p. 23–37, 2013.
- MIGUEL, L. F. F.; MIGUEL, L. F. F. Novel metaheuristic algorithms applied to optimization of structures. **WSEAS Trans Appl Theor Mech**, v. 7, p. 210–220, 2012.
- MIRJALILI, S. *et al.* Salp Swarm Algorithm: A bio-inspired optimizer for engineering design problems. **Advances in Engineering Software**, v. 114, p. 163–191, 2017.
- MIRJALILI, S.; MIRJALILI, S. M.; LEWIS, A. Grey Wolf Optimizer. **Advances in Engineering Software**, v. 69, p. 46–61, 2014.
- MODI, V. J. **Vibration control using nutation dampers**. Proceedings of the international conference on flow induced vibration. **Anais...**1987
- MOUTINHO, C. An alternative methodology for designing tuned mass dampers to reduce seismic vibrations in building structures. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 41, n. 14, p. 2059–2073, 2012.
- NBR, A. **15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos-Procedimento** Rio de Janeiro. [s.l.: s.n.].
- NEWMARK, N. M.; ROSENBLUETH, E. **Fundamentals of Earthquake Engineering**. Prentice-Hall, Inc. **Englewood Cliffs, New Jersey**, 1971.
- NÓBREGA, P. G. B. DA; NÓBREGA, S. H. S. DA. Perigo sísmico no brasil e a responsabilidade da engenharia de estruturas. **HOLOS**, v. 4, p. 162–175, 2016.
- ORMONDROYD, J. The theory of the dynamic vibration absorber. **Trans., ASME, Applied Mechanics**, v. 50, p. 9–22, 1928.
- OSTERAAS, J.; KRAWINKLER, H. The Mexico earthquake of September 19, 1985—Behavior of steel buildings. **Earthquake spectra**, v. 5, n. 1, p. 51–88, 1989.
- PAGANI, M. *et al.* The 2018 version of the Global Earthquake Model: hazard component. **Earthquake Spectra**, v. 36, n. 1_suppl, p. 226–251, 2020.

- PALL, A. S.; MARSH, C. Response of friction damped braced frames. **Journal of Structural Engineering**, v. 108, n. 9, p. 1313–1323, 1982.
- PAN, C.; ZHANG, R. Design of structure with inerter system based on stochastic response mitigation ratio. **Structural Control and Health Monitoring**, v. 25, n. 6, p. e2169, 2018.
- PAPAGEORGIOU, C.; HOUGHTON, N. E.; SMITH, M. C. Experimental testing and analysis of inerter devices. **Journal of dynamic systems, measurement, and control**, v. 131, n. 1, 2009.
- PAPAGEORGIOU, C.; SMITH, M. C. **Laboratory experimental testing of inerters**. Proceedings of the 44th IEEE Conference on Decision and Control. **Anais...IEEE**, 2005
- PARULEKAR, Y. M.; REDDY, G. R. Passive response control systems for seismic response reduction: A state-of-the-art review. **International Journal of Structural Stability and Dynamics**, v. 9, n. 01, p. 151–177, 2009.
- PAULTRE, P. **Dynamics of structures**. [s.l.] John Wiley & Sons, 2013.
- PETERSEN, M. D. *et al.* Seismic hazard, risk, and design for south americaseismic hazard, risk, and design for south america. **Bulletin of the Seismological Society of America**, v. 108, n. 2, p. 781–800, 2018.
- PETRINI, F.; GIARALIS, A.; WANG, Z. Optimal tuned mass-damper-inerter (TMDI) design in wind-excited tall buildings for occupants' comfort serviceability performance and energy harvesting. **Engineering Structures**, v. 204, p. 109904, 2020.
- PIETROSANTI, D.; DE ANGELIS, M.; BASILI, M. Optimal design and performance evaluation of systems with Tuned Mass Damper Inerter (TMDI). **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 46, n. 8, p. 1367–1388, 2017.
- PIETROSANTI, D.; DE ANGELIS, M.; GIARALIS, A. Experimental study and numerical modeling of nonlinear dynamic response of SDOF system equipped with tuned mass damper inerter (TMDI) tested on shaking table under harmonic excitation. **International Journal of Mechanical Sciences**, v. 184, p. 105762, 2020.
- PRESS, P. a Survey of Direct Time-Integration. **Computers and Structures**, v. 32, n. 6, p. 1387–1401, 1989.
- QIAN, F. *et al.* Optimal tuned inerter dampers for performance enhancement of vibration isolation. **Engineering Structures**, v. 198, p. 109464, 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.
- RAO, R. V.; SAVSANI, V. J.; VAKHARIA, D. P. Teaching–learning-based optimization: a novel method for constrained mechanical design optimization problems. **Computer-aided design**, v. 43, n. 3, p. 303–315, 2011.
- RAO, S. S. **Engineering optimization: theory and practice**. [s.l.] John Wiley & Sons, 2019.
- RUIZ, R. *et al.* Risk-informed optimization of the tuned mass-damper-inerter (TMDI) for the

seismic protection of multi-storey building structures. **Engineering Structures**, v. 177, p. 836–850, 2018.

SAADI, A. *et al.* **Map and database of Quaternary faults and lineaments in Brazil**. [s.l.] Citeseer, 2003.

SADEK, F. *et al.* A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications. **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, v. 26, n. 6, p. 617–635, 1997.

SAKAI, F. **Tuned liquid column damper-new type device for suppression of building vibration**. Proceedings of 1st International Conference on High-rise Buildings. **Anais...**1989

SCAWTHORN, C.; CHEN, W.-F. **Earthquake engineering handbook**. [s.l.] CRC press, 2002.

SHEARER, P. M. **Introduction to seismology**. [s.l.] Cambridge university press, 2019.

SHEN, W. *et al.* Tuned inerter dampers for civil structures subjected to earthquake ground motions: optimum design and seismic performance. **Engineering Structures**, v. 198, p. 109470, 2019.

SHINOZUKA, M.; DEODATIS, G. Simulation of stochastic processes by spectral representation. 1991.

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.

SIAMI, A. *et al.* Parameter optimization of an inerter-based isolator for passive vibration control of Michelangelo's Rondanini Pietà. **Mechanical Systems and Signal Processing**, v. 98, p. 667–683, 2018.

SIMULIA, D. S. Abaqus CAE User's Manual. **Abaqus**, v. 6, p. 1174, 2012.

SINGIRESU, S. R. **Mechanical vibrations**. [s.l.] Addison Wesley Boston, MA, 1995.

SLADEK, J. R.; KLINGNER, R. E. Effect of tuned-mass dampers on seismic response. **Journal of structural engineering**, v. 109, n. 8, p. 2004–2009, 1983.

SMITH, M. The inerter: a retrospective. 2019.

SMITH, M. C. Synthesis of mechanical networks: The inerter. **IEEE Transactions on Automatic Control**, v. 47, n. 10, p. 1648–1662, 2002.

SMITH, M. C. **The inerter concept and its application**. Proceedings of the Society of Instrument and Control Engineers (SICE) Annual Conference, Fukui, Japan. **Anais...**2003

SOONG, T. T.; COSTANTINOU, M. C. **Passive and active structural vibration control in civil engineering**. [s.l.] Springer, 2014. v. 345

SOONG, T. T.; DARGUSH, G. F. * **Passive Energy Dissipation Systems in Structural**

Engineering. [s.l.] Wiley, 1997.

SOONG, T. T.; DARGUSH, G. F. Passive energy dissipation and active control. **Structural engineering handbook**, p. 1–28, 1999.

SOONG, T. T.; SPENCER, B. F. Active, semi-active and hybrid control of structures. **Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering**, v. 33, n. 3, p. 387–402, 2000.

SPENCER, B. F.; NAGARAJAIAH, S. State of the art of structural control. **Journal of structural engineering**, v. 129, n. 7, p. 845–856, 2003.

STORN, R.; PRICE, K. Differential evolution—a simple and efficient heuristic for global optimization over continuous spaces. **Journal of global optimization**, v. 11, n. 4, p. 341–359, 1997.

TAJIMI, H. A statistical method for determining the maximum response of a building structure during an earthquake. **Proc. 2nd World Conf. Earthquake Eng.**, 1960.

TEIXEIRA, W. *et al.* Decifrando a terra. 2009.

TSAI, K.-C. *et al.* Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. **Earthquake spectra**, v. 9, n. 3, p. 505–528, 1993.

VELOSO, J. A. V. O terremoto que mexeu com o Brasil. **Brasília: Thesaurus**, 2012.

WANG, F.-C.; HONG, M.-F.; LIN, T.-C. Designing and testing a hydraulic inerter. **Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science**, v. 225, n. 1, p. 66–72, 2011.

WANG, F.-C.; SU, W.-J. Impact of inerter nonlinearities on vehicle suspension control. **Vehicle system dynamics**, v. 46, n. 7, p. 575–595, 2008.

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

WEBER, F. *et al.* Performance of Numerically Optimized Tuned Mass Damper with Inerter (TMDI). **Applied Sciences**, v. 12, n. 12, p. 6204, 2022.

WHITTAKER, A. S. *et al.* Seismic testing of steel plate energy dissipation devices. **Earthquake Spectra**, v. 7, n. 4, p. 563–604, 1991.

WILSON, E. L. Three-dimensional static and dynamic analysis of structures. **Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA**, 1996.

WOLPERT, D. H.; MACREADY, W. G. No free lunch theorems for optimization. **IEEE transactions on evolutionary computation**, v. 1, n. 1, p. 67–82, 1997.

YAMAGUCHI, H.; HARNPORNCHAI, N. Fundamental characteristics of multiple tuned mass dampers for suppressing harmonically forced oscillations. **Earthquake engineering & structural dynamics**, v. 22, n. 1, p. 51–62, 1993.

YANG, X.-S. **Engineering optimization: an introduction with metaheuristic applications.** [s.l.] John Wiley & Sons, 2010.

ZHANG, J. A-stable two-step time integration methods with controllable numerical dissipation for structural dynamics. **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, v. 121, n. 1, p. 54–92, 2020.

ZHANG, S. Y. *et al.* **Passive vibration suppression using multiple inerter-based devices for a multi-storey building structure.** Proceedings of the 6th European Conference on Structural Control, Sheffield, United Kingdom. **Anais...**2016

ZHANG, Z.; BALENDRA, T. Passive control of bilinear hysteretic structures by tuned mass damper for narrow band seismic motions. **Engineering Structures**, v. 54, p. 103–111, 2013.

ZHAO, Z. *et al.* Seismic response mitigation of structures with a friction pendulum inerter system. **Engineering Structures**, v. 193, p. 110–120, 2019.

APÊNDICE A – Resultados do cenário 1: respostas sem e com controle

Os resultados máximos do *story-drift* para cada pavimento na situação sem controle e com controle utilizando o TMD, TID e TMDI assim como o critério de limite para cada andar referentes ao cenário 1 são apresentados neste apêndice. Os resultados relacionados a demanda sísmica natural com falha distante são explicitados nas Tabelas A.1, A.2 e A.3.

Tabela A.1 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Chile

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,001893256	0,002556022	0,001372148	0,001373197	0,008
2	0,002216707	0,003197304	0,001504642	0,001629173	0,008
3	0,001656283	0,002574821	0,001708019	0,002017005	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela A.2 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kocaeli

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,001485545	0,001105889	0,000913695	0,00093062	0,008
2	0,00178184	0,001388612	0,000998539	0,001117679	0,008
3	0,001335204	0,001126838	0,000857495	0,000980429	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela A.3 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Michoacan

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,001187414	0,001181826	0,000895902	0,000848085	0,008
2	0,00143719	0,001467714	0,001081128	0,0010218	0,008
3	0,001083123	0,001164904	0,000973131	0,00120763	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Os resultados relacionados a demanda sísmica natural com falha próxima são explicitados nas Tabelas A.4, A.5 e A.6.

Tabela A.4 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Ischia

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,001935476	0,002052779	0,001290781	0,001186471	0,008
2	0,002213017	0,002513039	0,001493366	0,001411863	0,008
3	0,00153993	0,001967317	0,001221558	0,001378671	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela A.5 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kobe

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,005393596	0,00316464	0,003066281	0,002395787	0,008
2	0,006493608	0,003900033	0,003476958	0,002769856	0,008
3	0,004727751	0,003102903	0,00284767	0,003085332	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela A.6 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 3 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Northridge

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,002996752	0,00270767	0,002576723	0,002991413	0,008
2	0,003709086	0,003265143	0,00309584	0,003743718	0,008
3	0,002865085	0,002513572	0,002272398	0,003295324	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

APÊNDICE B – Resultados do cenário 2: respostas sem e com controle

Os resultados máximos do *story-drift* para cada andar na situação sem controle e com controle assim como o critério de limite são apresentados neste apêndice. Os resultados relacionados a demanda sísmica natural com falha distante são explicitados nas Tabelas B.1, B.2 e B.3.

Tabela B.1 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Chile

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,008182658	0,005633693	0,007088972	0,007933236	0,011
2	0,005710394	0,00423936	0,005224462	0,005830987	0,008
3	0,006404404	0,005504551	0,006476696	0,007328374	0,008
4	0,006271052	0,005885057	0,006661139	0,007806028	0,008
5	0,006597228	0,00588573	0,006447897	0,007751553	0,008
6	0,006235448	0,0052934	0,005612758	0,006909945	0,008
7	0,007092103	0,005737298	0,005793976	0,0074	0,008
8	0,005724782	0,004852511	0,004753075	0,00644536	0,008
9	0,003870102	0,004004092	0,006513955	0,005823117	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela B.2 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kocaeli

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,007120547	0,009473226	0,007487812	0,014144893	0,011
2	0,005032441	0,006821667	0,005307867	0,010302512	0,008
3	0,005925593	0,00826389	0,006241084	0,012670582	0,008
4	0,005823878	0,008402968	0,006096374	0,013019014	0,008
5	0,00533631	0,008164573	0,005522226	0,012674905	0,008
6	0,004341572	0,007205178	0,004505229	0,011159929	0,008
7	0,004119664	0,007692114	0,004566222	0,011828127	0,008
8	0,003191587	0,006466476	0,003506324	0,009941956	0,008
9	0,002080953	0,005339498	0,004406705	0,008688361	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela B.3 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Michoacan

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,003760471	0,002802319	0,002721335	0,004176135	0,011
2	0,002709095	0,002034721	0,001868188	0,003001762	0,008
3	0,003321466	0,002474697	0,002278433	0,003586943	0,008
4	0,003392424	0,002477501	0,002353207	0,003530009	0,008
5	0,003257908	0,002359754	0,00229101	0,003448305	0,008
6	0,002829992	0,002159338	0,002009422	0,003068192	0,008
7	0,003132937	0,002385131	0,002168226	0,003311201	0,008
8	0,00254223	0,002042288	0,001620788	0,002862571	0,008
9	0,00173013	0,001705653	0,00218526	0,002611909	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Os resultados relacionados a demanda sísmica natural com falha próxima são explicitados nas Tabelas B.4, B.5 e B.6.

Tabela B.4 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Ischia

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,006462922	0,007514689	0,006153596	0,009620698	0,011
2	0,004759599	0,005498746	0,004567268	0,00703224	0,008
3	0,005906444	0,00679686	0,005760612	0,00867168	0,008
4	0,005998227	0,007000681	0,005949142	0,008907279	0,008
5	0,005597006	0,00680955	0,005679363	0,008622446	0,008
6	0,004662475	0,006005768	0,004815636	0,007569952	0,008
7	0,004576731	0,006400596	0,004761522	0,008035604	0,008
8	0,003456413	0,005370589	0,003573587	0,006848537	0,008
9	0,002308503	0,004440048	0,00385265	0,006137555	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela B.5 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kobe

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,008761663	0,007469328	0,008538792	0,012231972	0,011
2	0,006336174	0,005550171	0,006278155	0,008864437	0,008
3	0,007549609	0,007041045	0,007981718	0,010790974	0,008
4	0,007859657	0,007466083	0,008605217	0,010917706	0,008
5	0,008019648	0,007494809	0,008794416	0,010533461	0,008
6	0,007303026	0,006799635	0,008040184	0,009406592	0,008
7	0,007753489	0,00741535	0,008578831	0,010579368	0,008
8	0,006242153	0,006292745	0,006685618	0,009198772	0,008
9	0,004174223	0,005178409	0,008193592	0,008479243	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela B.6 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 9 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Northridge

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,006943963	0,005068288	0,005672621	0,004850136	0,011
2	0,005085398	0,003504324	0,004087948	0,005996427	0,008
3	0,006265529	0,004269286	0,00491412	0,006158611	0,008
4	0,006361173	0,004379253	0,004898356	0,00598022	0,008
5	0,005956009	0,004225101	0,00445934	0,005317005	0,008
6	0,005104279	0,003704422	0,00413521	0,005793269	0,008
7	0,005864526	0,004161321	0,004722823	0,005065361	0,008
8	0,00478815	0,0036646	0,003829674	0,004630352	0,008
9	0,003250758	0,003096606	0,005408599	0,004850136	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

APÊNDICE C – Resultados do cenário 3: respostas sem e com controle

Os resultados máximos do *story-drift* para cada andar na situação sem controle e com controle assim como o critério de limite são apresentados neste apêndice. Os resultados relacionados a demanda sísmica natural com falha distante são explicitados nas Tabelas C.1, C.2 e C.3.

Tabela C.1 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Chile

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,007604268	0,003732196	0,007490066	0,004968439	0,011
2	0,005893903	0,002870953	0,005787165	0,003804118	0,008
3	0,006565387	0,003182801	0,006424244	0,004206571	0,008
4	0,006627048	0,003204858	0,00647357	0,004273929	0,008
5	0,007266898	0,003513374	0,007108633	0,004819952	0,008
6	0,007140405	0,003590304	0,007001463	0,00510517	0,008
7	0,007526175	0,003909858	0,007362707	0,005723278	0,008
8	0,007150071	0,003753086	0,007198797	0,005666743	0,008
9	0,007993775	0,004045926	0,007999498	0,006283372	0,008
10	0,007605145	0,003848708	0,007545225	0,006092016	0,008
11	0,007348753	0,003792182	0,007221547	0,006366792	0,008
12	0,006110083	0,003376986	0,005968824	0,006055859	0,008
13	0,005818978	0,003523325	0,005545865	0,007016748	0,008
14	0,004488301	0,003040394	0,003789502	0,00673071	0,008
15	0,002908734	0,002669551	0,006431791	0,00766051	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela C.2 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kocaeli

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,008855177	0,004945132	0,008588363	0,003449583	0,011
2	0,006857468	0,003941523	0,006593831	0,002660431	0,008
3	0,007639826	0,004552606	0,007249894	0,003087943	0,008
4	0,007703912	0,004761174	0,007225771	0,003305727	0,008
5	0,008431222	0,005428047	0,007901578	0,003894499	0,008
6	0,008232938	0,005522271	0,007706333	0,004085163	0,008
7	0,008692726	0,006032229	0,008171149	0,004570912	0,008
8	0,008401083	0,00590969	0,007881789	0,004536293	0,008
9	0,009140134	0,006490495	0,008979982	0,005032088	0,008
10	0,008683134	0,006134903	0,008961981	0,005175363	0,008
11	0,009012505	0,006017547	0,009203878	0,005669653	0,008
12	0,008040207	0,005249706	0,008130725	0,005550616	0,008
13	0,008193287	0,005501803	0,0080855	0,006702078	0,008
14	0,006256633	0,004678078	0,005047309	0,006945652	0,008
15	0,003980799	0,004010282	0,009319614	0,008972658	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela C.3 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Michoacan

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,003296067	0,002155891	0,003348306	0,002753251	0,011
2	0,002584983	0,001710065	0,002618159	0,002097524	0,008
3	0,002928598	0,001967609	0,002956082	0,002298413	0,008
4	0,003015573	0,002055076	0,003027749	0,002463246	0,008
5	0,003379079	0,002341242	0,003376402	0,002838462	0,008
6	0,003368104	0,002371562	0,003351135	0,0028615	0,008
7	0,003570347	0,002558394	0,00354606	0,003019008	0,008
8	0,003372666	0,002461132	0,003344112	0,003028478	0,008
9	0,003551574	0,00265007	0,003493492	0,003409505	0,008
10	0,003194232	0,002486568	0,00311002	0,003315393	0,008
11	0,00326429	0,002568967	0,002977795	0,003488353	0,008
12	0,003089257	0,002381569	0,002781061	0,003484712	0,008
13	0,003377959	0,002620931	0,002973698	0,004185226	0,008
14	0,002708435	0,00224437	0,002182804	0,004038552	0,008
15	0,00178625	0,001816228	0,002631408	0,004419962	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Os resultados relacionados a demanda sísmica natural com falha próxima são explicitados nas Tabelas C.4, C.5 e C.6.

Tabela C.4 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Ischia

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Critério Limite
1	0,010299182	0,005846899	0,010285552	0,005851646	0,011
2	0,007884686	0,004545351	0,007865336	0,004435736	0,008
3	0,008595335	0,005073414	0,008558725	0,004966255	0,008
4	0,00839912	0,005104331	0,008344045	0,004937257	0,008
5	0,008807991	0,005548295	0,008721229	0,005215691	0,008
6	0,008408632	0,005369542	0,008332814	0,004904835	0,008
7	0,009455758	0,00557809	0,00939618	0,00530871	0,008
8	0,009525745	0,005642797	0,009483378	0,005856482	0,008
9	0,010812979	0,006575746	0,010752486	0,007339601	0,008
10	0,010599698	0,00664791	0,01047894	0,007828706	0,008
11	0,010816208	0,006992979	0,010591466	0,008739705	0,008
12	0,009596649	0,006360294	0,009285296	0,008492161	0,008
13	0,009702859	0,006725381	0,009335044	0,009860567	0,008
14	0,007353671	0,005551749	0,006888798	0,009221817	0,008
15	0,004642143	0,004434515	0,006362765	0,009766021	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela C.5 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Kobe

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Crítério Limite
1	0,008493069	0,003942033	0,008278836	0,004615628	0,011
2	0,006227232	0,002902999	0,006075528	0,003473255	0,008
3	0,006717217	0,003244742	0,006722956	0,003779725	0,008
4	0,006941962	0,003325062	0,006836934	0,003690812	0,008
5	0,007725001	0,003931657	0,007547679	0,003908689	0,008
6	0,007605231	0,004212792	0,00734205	0,004471954	0,008
7	0,008091197	0,004866249	0,0079883	0,005442031	0,008
8	0,007961329	0,005044742	0,007968624	0,005566031	0,008
9	0,009067124	0,005951541	0,009189407	0,006236863	0,008
10	0,009136293	0,006126799	0,009289129	0,006138035	0,008
11	0,009737423	0,006716581	0,00986784	0,006983345	0,008
12	0,009045911	0,006448817	0,009107257	0,007175239	0,008
13	0,009576923	0,007234015	0,009500738	0,008657152	0,008
14	0,007451666	0,006103588	0,006959042	0,007892531	0,008
15	0,004776047	0,004832094	0,006221455	0,006809014	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)

Tabela C.6 – Respostas máximas do *story-drift* [m] do Edifício de 15 pavimentos sem controle e com controle submetidos ao sismo Northridge

Pavimentos	Sem Controle	TMD	TID	TMDI	Crítério Limite
1	0,004947245	0,004668249	0,005164603	0,006435919	0,011
2	0,003720142	0,003674692	0,003863899	0,004901995	0,008
3	0,003907796	0,004151591	0,004207028	0,005227173	0,008
4	0,003917693	0,004246462	0,004295966	0,004996366	0,008
5	0,004350181	0,004672429	0,004683653	0,005224124	0,008
6	0,004206701	0,004629333	0,004437246	0,004961227	0,008
7	0,004519341	0,004835748	0,004674362	0,005303427	0,008
8	0,005001197	0,004559915	0,005068651	0,0053766	0,008
9	0,006215773	0,004988292	0,006174635	0,006134481	0,008
10	0,006459662	0,004766067	0,006331619	0,006668452	0,008
11	0,006813808	0,004736354	0,006630026	0,007649811	0,008
12	0,006054798	0,00427462	0,005899587	0,007355692	0,008
13	0,006119797	0,004641148	0,005985702	0,008129014	0,008
14	0,005082208	0,003996788	0,004937963	0,006806794	0,008
15	0,003381696	0,003310951	0,003746031	0,0085275	0,008

(fonte: elaborada pelo autor)