

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

Alex Koch de Almeida

**OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL E CONTROLE DE
VIBRAÇÕES ATRAVÉS DE AMORTECEDORES MAGNETO-
REOLÓGICOS EM EDIFÍCIOS ALTOS SUBMETIDOS À
AÇÃO DINÂMICA DO VENTO**

Porto Alegre
2022

ALEX KOCH DE ALMEIDA

Otimização estrutural e controle de vibrações através de amortecedores magneto-reológicos em edifícios altos submetidos à ação dinâmica do vento

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.

Orientadora: Letícia Fleck Fadel Miguel

Porto Alegre
2022

Alex Koch de Almeida

**OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL E CONTROLE DE VIBRAÇÕES
ATRAVÉS DE AMORTECEDORES MAGNETO-REOLÓGICOS EM
EDIFÍCIOS ALTOS SUBMETIDOS À AÇÃO DINÂMICA DO VENTO**

Esta Dissertação de Mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Área de Concentração - Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 25 de março de 2022

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

Profa. Michèle Schubert Pfeil (COPPE/UFRJ)
Dra. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Sergio Pastor Ontiveros Pérez (FSG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Rodrigo Rossi (PPGEC/UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico este trabalho aos meus Familiares
pela compreensão durante o período
de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por me permitir estar aqui, na busca de mais um objetivo.

À minha família pelo incentivo e suporte durante a jornada.

Aos meus colegas do PPGEC que experimentaram e dividiram comigo um momento tão atípico de adaptação e aprendizagem em meio a um incidente que mudou a forma de vida neste planeta.

À minha orientadora, Profa. Dra. Letícia Fleck, pelas orientações e por estar sempre disponível, com empenho, paciência e celeridade.

A todos os membros da banca examinadora por aceitarem o convite.

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

“Se cheguei até aqui foi porque me apoiei no ombro dos gigantes”.

Isaac Newton

RESUMO

ALMEIDA, A. K. **Otimização estrutural e controle de vibrações através de amortecedores magneto-reológicos em edifícios altos submetidos à ação dinâmica do vento.** 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

A importância da ação do vento nas estruturas, no contexto em que se busca a máxima esbeltez possível, aumenta de forma direta e proporcional à altura das edificações. Essas edificações cada vez mais altas e esbeltas, respeitados os critérios de segurança, objetivam sempre o custo mínimo. Nesse cenário se insere este trabalho, que teve como objetivo a aplicação de métodos de otimização estrutural combinados com o uso de amortecedores magneto-reológicos (MR) em edifícios altos submetidos à ação dinâmica do vento. A estrutura, idealizada em concreto, foi modelada usando o método dos elementos finitos e, a carga dinâmica do vento, através de um processo estocástico. A otimização da massa da estrutura foi realizada por meio do algoritmo *Particle Swarm Optimization* (PSO). Por fim, um conjunto de amortecedores MR (RD-1005-03, Lord Corporation), considerando o modelo reológico de Bouc-Wen modificado, com parâmetros obtidos experimentalmente, foi aplicado na estrutura. Os resultados mostraram que a otimização estrutural aliada ao controle produzido pelos amortecedores MR foi capaz de reduzir a resposta, demonstrando que estruturas que combinam técnicas de otimização e controle semiativo em sua concepção, são uma alternativa promissora.

Palavras-chave: Otimização estrutural. Amortecedores Semiativos. Amortecedores magneto-reológicos. Controle de vibrações. Ação do vento.

ABSTRACT

ALMEIDA, A. K. **Structural Optimization and Vibration Control using Magneto-Rheological Dampers in Tall Buildings under Dynamic Wind Load**. 2022. Master Thesis in Civil Engineering – Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

The importance of the wind action in structures, in a context in which the maximum possible slenderness is desired, increases directly and proportionally to the height of the buildings. Those tall and slender buildings, respecting safety criteria, always aim at the minimum cost. This work is part of that scenario, which aimed to apply structural optimization methods combined with the use of Magneto-rheological (MR) dampers in tall buildings under dynamic wind load. The structure, idealized in concrete, was modeled using the finite element method and, the dynamic wind load, through a stochastic process. The optimization of the structure's mass was performed using the Particle Swarm Optimization (PSO) algorithm. Finally, a set of MR dampers (RD-1005-03, Lord Corporation), considering the modified Bouc-Wen rheological model with parameters obtained experimentally was applied in the structure. The results showed that the structural optimization combined with the control produced by the MR dampers was able to reduce the response, demonstrating that structures which combine optimization techniques and semi-active control in their design, are a promising alternative.

Key-words: Structural optimization. Semi-active dampers. Magneto-rheological dampers.
Vibration control. Wind action.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Perfis de velocidade do vento para diferentes tipos de terreno.....	31
Figura 2.2 – Comparação entre espectros de potência.....	32
Figura 2.3 – Modelo shear frame de n g.l. equipado com AMS.....	33
Figura 2.4 – Edifício Kyobashi Seiwa, Tokyo, Japão, com AMA.....	34
Figura 2.5 – Edifício Shinsuku Park Tower, Tokyo, Japão, com AMH.....	35
Figura 2.6 – Edifício Kajima Shizouka, Japão, com AFC.....	36
Figura 2.7 – Fluido MR.....	38
Figura 2.8 – Dispositivos baseados em fluidos MR da LORD Corporation.....	39
Figura 2.9 – Amortecedor MR.....	40
Figura 2.10 – Possíveis configurações - Amortecedores MR.....	40
Figura 2.11 – Edifício Nihon-Kagaku-Miraikan, com amortecedores MR.....	41
Figura 2.12 – Edifício com amortecedores MR de 40 toneladas.....	41
Figura 2.13 – Sutong Bridge, China, com amortecedor MR.....	42
Figura 2.14 – Diagrama de blocos LQR-CO.....	45
Figura 4.1 – Amortecimento de Rayleigh.....	60
Figura 4.2 – Espectro de Davenport.....	63
Figura 4.3 – Espaço de correlação das velocidades flutuantes do vento.....	63
Figura 4.4 – Pseudocódigo do <i>gbest</i> PSO.....	65
Figura 4.5 – Modelo reológico de Bouc-Wen modificado.....	66
Figura 4.6 – Sensibilidade do usuário em relação à aceleração.....	70
Figura 4.7 – Sequência metodológica.....	71
Figura 4.8 – Pseudocódigo para definição do fator de amplificação.....	72
Figura 5.1 – Edifício analisado.....	73
Figura 5.2 – Estrutura analisada.....	74
Figura 5.3 – Massa das lajes.....	75
Figura 5.4 – Frequências Naturais e Formas modais através do RSA.....	75
Figura 5.5 – Frequências Naturais e Formas modais através do algoritmo em <i>python</i>	76
Figura 5.6 – Densidade espectral.....	77
Figura 5.7 – Velocidades totais nos últimos 3 andares.....	78
Figura 5.8 – Forças totais nos últimos 3 andares.....	78
Figura 5.9 – Densidade espectral.....	79

Figura 5.10 – Velocidades totais nos últimos 3 andares através do algoritmo em <i>python</i>	79
Figura 5.11 – Forças totais nos últimos 3 andares através do algoritmo em <i>python</i>	79
Figura 5.12 – Problema de otimização – treliça de três barras.....	80
Figura 5.13 – Solução ótima – treliça de três barras.....	83
Figura 5.14 – Solução ótima – treliça de três barras do algoritmo em <i>python gbest</i> PSO.....	84
Figura 5.15 – Estrutura com 3 graus de liberdade submetida a excitação sísmica.....	85
Figura 5.16 – El-Centro NS (1940) escalado no tempo.....	86
Figura 5.17– Resposta não controlada sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo.....	86
Figura 5.18 – Resposta não controlada sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo em <i>python</i>	87
Figura 5.19 – Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo desligado, sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo.....	88
Figura 5.20 – Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo desligado, sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo.....	88
Figura 5.21– Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo desligado, sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo em <i>python</i>	89
Figura 5.22– Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo desligado, sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo em <i>python</i>	89
Figura 5.23– Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo ligado, sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo.....	90
Figura 5.24– Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo ligado, sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo.....	90
Figura 5.25– Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo ligado, sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo em <i>python</i>	91
Figura 5.26– Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo ligado, sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo em <i>python</i>	91
Figura 5.27– Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo.....	92
Figura 5.28– Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo El-Centro NS (1940) escalado no tempo.....	93

Figura 5.29– Força de amortecimento e Corrente aplicada, 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo <i>El-Centro NS (1940)</i> escalado no tempo.....	93
Figura 5.30– Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo <i>El-Centro NS (1940)</i> escalado no tempo em <i>python</i>	94
Figura 5.31– Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo <i>El-Centro NS (1940)</i> escalado no tempo em <i>python</i>	94
Figura 5.32– Força de amortecimento e Corrente aplicada, 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo <i>El-Centro NS (1940)</i> escalado no tempo em <i>python</i>	95
Figura 6.1– Estrutura analisada. a) Perspectiva b) Pórtico 2D c) Seção transversal em planta considerada d) Seção transversal dos pilares (E_1 e E_2) e das vigas (E_3 e E_4)	96
Figura 6.2– Força de arrasto	97
Figura 6.3 – Grupos de elementos dos cinco primeiros pavimentos.....	99
Figura 6.4 – Histórico da função objetivo.....	100
Figura 6.5 – Posição dos amortecedores.....	101
Figura 6.6 – Resultado do processo de otimização.....	102
Figura 6.7 – Deslocamentos máximos por pavimento.....	102
Figura 6.8 – Deslocamento ao longo do tempo no último pavimento.....	103
Figura 6.9 – <i>Story drift</i> máximo.....	103
Figura 6.10 – Acelerações máximas por pavimento.....	104
Figura 6.11 – Aceleração ao longo do tempo no pavimento 28.....	104
Figura 6.12 – Aceleração ao longo do tempo, C3 no pavimento 28, em relação aos critérios de desempenho.....	105
Figura 6.13 – Aceleração ao longo do tempo no último pavimento.....	105
Figura 6.14 – Força de amortecimento pavimentos 35, 20 e 1.....	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Parâmetros do modelo de Bouc-Wen modificado para o amortecedor MR RD-1005-3.....	67
Tabela 4.2– Especificações de projeto do amortecedor MR RD-1005-3.....	67
Tabela 4.3– Aceleração limite.....	70
Tabela 5.1– Parâmetros utilizados na verificação da carga de Vento.....	77
Tabela 6.1 – Parâmetros utilizados na determinação da carga de Vento.....	97
Tabela 6.2– Parâmetros usados no <i>gbest</i> PSO.....	99
Tabela 6.3– Sumário do problema de otimização e Valores ótimos.....	100

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABC	<i>Artificial Bee Colony</i>
ACO	<i>Ant Colony Optimization</i>
ADS	Atenuador dinâmico sintonizado
AFC	Amortecedores fluidos controláveis
AMH	Amortecedor de massa híbrido
AMA	Amortecedores de massa ativos
BSA	<i>Backtracking Search Optimization Algorithm</i>
CLA	Camada limite atmosférica
CIOA	<i>Circle-Inspired Optimization Algorithm</i>
CO	<i>Clipped optimal</i>
DE	<i>Differential Evolution</i>
EA	Algoritmos evolutivos
ELS	Estado Limite de Serviço
EPS	<i>Extended mature pressure systems</i>
ER	Eletro-reológico
FA	<i>Firefly Algorithm</i>
GA	<i>Genetic Algorithm</i>
<i>gbest</i>	<i>Global Best</i>
GRSM	<i>Global Response Surface Method</i>
HS	<i>Harmony Search</i>
LQR	Regulador Linear Quadrático
LQG	Regulador Linear Quadrático Gaussiano
MADS	Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados
MR	Magneto-Reológico
PSO	<i>Particle Swarm optimization</i>

RSA	<i>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021</i>
Rms	<i>Root mean square</i>
RNG	<i>Random Number Generator</i>
SESO	<i>Smoothing Evolutionary Structural Optimization</i>
SGA	<i>Search Group Algorithm</i>
SOS	<i>Symbiotic Organisms Search</i>
TS	Tormentas eléctricas
WOA	<i>Whale Optimization Algorithm</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

$C1$	<i>configuração estrutural Original não controlada</i>
$C2$	<i>configuração estrutural Otimizada não controlada</i>
$C1$	<i>configuração estrutural Otimizada controlada</i>
km	<i>quilômetros</i>
h	<i>hora</i>
m	<i>metros</i>
s	<i>segundos</i>
σ_i	desvio padrão da parcela flutuante da velocidade do vento
S_i	densidade espectral da velocidade do vento
f_i	frequência
Hz	Hertz
m'	massa
k	mola
c	amortecedor
$g.l$	graus de liberdade
kW	Quilowatt
cm^3	centímetros cúbicos
$^{\circ}C$	graus Celsius
x	deslocamento.
t	tempo

i	variável de um problema de otimização
$\hat{f}(i)$	função objetivo de um problema de otimização
$h_j(i)$	restrições de igualdade de um problema de otimização
$g_j(i)$	restrições de desigualdade de um problema de otimização
i_{iL}	menores valores permitidos para i_i
i_{iU}	maiores valores permitidos para i_i
kN	Quilonewton
2D	duas dimensões
M^e	matriz de massa do elemento
M_c^e	matriz de massa consistente do elemento
M_l^e	matriz de massa concentrada do elemento
A	área da seção transversal do elemento
L	comprimento do elemento
ρ	densidade do material
m'_{si}	massa referente a laje que atua no grau de liberdade
K^e	matriz de rigidez do elemento
E	módulo de elasticidade do material
I	inércia do elemento
E_{ci}	módulo de elasticidade inicial
E_{cs}	modulo de elasticidade secante
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto

α_E	fator que considera a variação do agregado graúdo
M	matriz de massa global
K	matriz de rigidez global
C	matriz de amortecimento global
a_0	fator de amortecimento de Rayleigh
a_1	fator de amortecimento de Rayleigh
ξ	razão de amortecimento da estrutura
ω_m	frequência natural do primeiro modo de vibração da estrutura
ω_n	frequência natural do segundo modo de vibração da estrutura
φ	vetor da forma modal de vibração
ω	frequência natural da estrutura
F_a	força de arrasto
\bar{F}_a	componente média da força de arrasto
\tilde{F}_a	componente flutuante da força de arrasto
C_a	coeficiente de arrasto
A_i	área efetiva de exposição
z_r	altura de referência
z_i	altura em análise
\bar{q}_0	pressão dinâmica de referência do vento, relativa à componente média
\bar{V}_p	velocidade de projeto

kg	quilograma
mbar	milibar
m ³	metros cúbicos
ρ_a	massa específica do ar
$\Delta V(c_x, c_y, t)$	componente flutuante da velocidade do vento
\widetilde{q}_0	pressão dinâmica de referência do vento, relativa à componente flutuante
z_*	altura acima do nível do terreno
c_x	coordenada horizontal do ponto em análise
c_y	coordenada vertical do ponto em análise
V_0	velocidade básica do vento
S_1	fator de correção topográfico
S_3	fator de correção estatístico
S_2	fator de correção que considera efeitos combinados
b	parâmetro meteorológico
p	parâmetro meteorológico
F_r	fator de rajada
$\Delta V_s(t)$	sinal de velocidade flutuante em uma determinada posição no espaço
n_f	valor máximo da faixa de frequência consideradas
Δf_i	incremento de frequência
\emptyset_i	ângulo de fase
u_*	velocidade de fricção

n_*	frequência adimensionalizada
k_*	constante de Kármán
\bar{V}_{10}	velocidade média do vento a 10m acima do nível do terreno
z_{ref}	altura de referência
z_o	comprimento de rugosidade
L_*	constante de ajuste do modelo espectral
c_a	comprimento de correlação horizontal
c_b	comprimento de correlação vertical
z_c	altura de correlação
\hat{x}	posição da partícula
\hat{v}	velocidade da partícula
\hat{x}_{iL}	menores valores permitidos para \hat{x}_i
\hat{x}_{iU}	maiores valores permitidos para \hat{x}_i
\hat{y}	melhor posição coletiva encontrada
w	peso de inércia
c_1	coeficiente de aceleração individual
c_2	coeficiente de aceleração coletivo
r_{1j}	variável aleatória com distribuição uniforme
r_{2j}	variável aleatória com distribuição uniforme
\bar{y}	melhor posição individual encontrada
F_{MR}	força de amortecimento

c_0	amortecimento viscoso observado em velocidades mais altas
k_0	rigidez em altas velocidades
c_1	amortecimento de efeito de roll-off em baixas velocidades
k_1	rigidez do acumulador
y	deslocamentos do amortecedor
z	variável evolutiva
x_0	deslocamento inicial da mola
k_1	rigidez associada a força nominal do acumulador
α	parâmetro da histerese
β	parâmetro da histerese
γ	parâmetro da histerese
A_{bw}	parâmetro da histerese
n_{bw}	parâmetro da histerese
I	corrente
Amp	Ampére
mm	milímetros
N	Newtons
g	gramas
$\vec{\ddot{x}}$	vetor de acelerações
$\vec{\dot{x}}$	vetor de velocidades
\vec{x}	vetor de deslocamentos

\vec{F}	vetor de forças externas
\vec{F}_{MR}	vetor de forças de amortecimento
Ω	fator de amplificação
\vec{f}_o	vetor de forças ótimas em cada instante de tempo
\vec{e}	vetor de estado do sistema
B	matriz que descreve as forças de controle no espaço de estados
Γ	matriz que descreve a localização das forças de controle
Q	matriz de ponderação
R	matrize de ponderação
\bar{A}	matriz de estado do sistema
Id	matriz identidade
P	matriz de Riccati
I_{max}	corrente máxima associada à saturação do campo magnético
$H(-)$	função de Heaviside
D_{max}	deslocamento horizontal máximo admissível da edificação
H_t	altura total da edificação
SD_{max}	deslocamento máximo admissível entre pavimentos adjacentes
Acc_{max}	aceleração máxima admissível
g	aceleração da gravidade
cm	centímetros
Mpa	mega pascal

A_1	área de seção transversal
A_2	área da seção transversal
u_h	deslocamentos horizontais
v_v	deslocamentos verticais
Pu	componente horizontal da carga
Pv	componente vertical da carga
l	altura da treliça
σ_x	tensão no membro x
ζ^*	menor autovalor relacionado à menor frequência natural da treliça
β^c	constante adimensional
L_i	dimensão variável do elemento
L_k	dimensão variável do elemento
D_i	dimensão variável do elemento
D_k	dimensão variável do elemento
B_i	dimensão variável do elemento
H_i	dimensão variável do elemento
T	toneladas
Max	máximo
3D	três dimensões

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	25
1.1 MOTIVAÇÃO.....	26
1.2 OBJETIVOS.....	27
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	27
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	29
2.1 O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL.....	29
2.1.1 Ciclone extratropical.....	29
2.1.2 Camada limite atmosférica	30
2.1.3 Espectros de potência.....	31
2.2 SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES	32
2.2.1 Sistema passivo.....	33
2.2.2 Sistema ativo.....	33
2.2.3 Sistema híbrido	35
2.2.4 Sistema Semiativo.....	36
2.3 AMORTECEDORES FLUIDOS CONTROLÁVEIS	37
2.3.1 Fluidos ER/MR	37
2.3.2 Amortecedores MR.....	39
2.4 ENGENHARIA DE CONTROLE	43
2.4.1 Controle Ótimo	44
2.5 OTIMIZAÇÃO.....	46
2.5.1 Formulação do problema de otimização	47
2.6 ALGORÍTIMOS META-HEURÍSTICOS	48
2.6.1 Visão geral dos algoritmos meta-heurísticos	48
2.6.2 Particle Swarm Optimization.....	49
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	51
3.1 OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL.....	51
3.2 CONTROLE DE VIBRAÇÕES COM AMORTECEDORES MR	53
4 METODOLOGIA PROPOSTA	58
4.1 MODELAGEM ESTRUTURAL	58
4.1.1 Modos de vibração e frequências naturais	60
4.2 MODELAGEM DO VENTO.....	61
4.3 OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL.....	64
4.4 MODELAGEM DOS AMORTECEDORES MR.....	66

4.4.1	Equação do equilíbrio dinâmico	68
4.4.2	Estratégia de controle LQR-CO.....	68
4.5	CRITÉRIO DE DESEMPENHO.....	69
4.6	SEQUÊNCIA METODOLÓGICA	71
5	VERIFICAÇÃO DOS ALGORÍTIMOS	73
5.1	VERIFICAÇÃO DA MODELAGEM DO PÓRTICO 2D.....	73
5.2	VERIFICAÇÃO DA MODELAGEM DO VENTO	77
5.3	VERIFICAÇÃO DA OTIMIZAÇÃO	80
5.3.1	Formulação do problema de otimização	82
5.4	VERIFICAÇÃO DA ANÁLISE DINÂMICA COM AMORTECEDORES MR	85
5.4.1	Sistema não controlado	86
5.4.2	Sistema controlado com 1 amortecedor MR em modo passivo desligado	88
5.4.3	Sistema controlado com 1 amortecedor MR em modo passivo ligado.....	90
5.4.4	Sistema controlado com 1 amortecedor MR semiativo (LQR-CO)	92
6	APLICAÇÕES PRÁTICAS E RESULTADOS.....	96
6.1	ESTRUTURA ANALISADA	96
6.2	AÇÃO DINÂMICA DO VENTO	97
6.3	OTIMIZAÇÃO DA FREQUÊNCIA FUNDAMENTAL DA ESTRUTURA.....	98
6.4	CONTROLE SEMI-ATIVO ATRAVÉS DE AMORTECEDORES MR	101
6.5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	102
7	CONCLUSÕES.....	107
7.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	108
	REFERÊNCIAS	110
	APÊNDICE A – FORMULAÇÃO DOS LIMITES IMPOSTOS ÀS DIMENSÕES DOS ELEMENTOS NO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO	118

1 INTRODUÇÃO

O vento provoca nas edificações tanto solicitações estáticas, designadas por resposta média, como dinâmicas, chamadas de resposta flutuante. Na maioria das edificações esses efeitos podem ser abordados através da substituição das ações dinâmicas por ações estáticas equivalentes, entretanto, para edificações com frequências naturais baixas ($< 1,0$ Hz) a análise dinâmica é fundamental (ABNT NBR 6123, 1988).

Como no decorrer dos anos a construção de edifícios altos tornou-se mais fácil, sobretudo devido ao avanço tecnológico de materiais e das técnicas construtivas, atrelado ao crescimento dos centros urbanos, que causa uma diminuição dos espaços livres para novas construções, construir estruturas mais altas tem se tornado uma necessidade. Conforme destacam Tamura e Kareem (2013), para criar ambientes eficientes e confortáveis, e para satisfazer as necessidades das pessoas, os edifícios estão se tornando mais altos e esbeltos, e as pontes e estruturas de telhados estão se tornando mais longas e leves e, portanto, mais vulneráveis ao vento. Por este motivo, a sólida compreensão de sua natureza e comportamento é crucial para avaliar seus efeitos nas estruturas.

A engenharia estrutural está em constante estado de evolução. Diversas são as variáveis e opções que representam um universo de possibilidades a serem estudadas e desenvolvidas. Por um lado, há estruturas esbeltas, suscetíveis as cargas dinâmicas do vento, que necessitam atingir a segurança com o menor custo possível, por outro lado há as ferramentas disponíveis para atingir esse objetivo.

Dentre as ferramentas disponíveis elenca-se aqui a otimização estrutural que consiste em distribuir de forma ótima uma determinada quantidade de massa disponível entre os elementos da estrutura, entretanto, uma vez que a massa é um recurso finito em um projeto estrutural, a combinação desta com outras ferramentas muitas vezes se faz necessário.

Considerando isto, há os dispositivos de controle de vibrações, classificados em passivos, ativos, híbridos e semiativos. O controlador passivo, que possui propriedades pré-definidas, é caracterizado por ser independente de fonte de energia. Já o controlador ativo, que aplica força à estrutura em simultâneo à excitação, necessita de uma fonte energia. O controlador híbrido

combina uma parcela ativa e uma passiva, necessitando também de fonte de energia. Por fim, o controlador semiativo, que tem sido objeto de pesquisas mais recentes, combina vantagens dos controladores passivo e ativo em simultâneo pois possui uma característica intrínseca de adaptabilidade, sendo capaz de alterar suas propriedades com reduzida quantidade de energia.

Dentre os dispositivos disponíveis capazes de desempenhar o controle semiativo, destacam-se os amortecedores Magneto-Reológicos (MR). Segundo Yang (2001), amortecedores MR são dispositivos muito promissores pois possuem características como simplicidade mecânica, larga aplicabilidade dinâmica, baixo custo energético, grande capacidade de força e robustez. Essas características têm mostrado uma boa aderência às demandas dos sistemas estruturais no controle de excitações dinâmicas como sismos e vento. Sendo assim, a engenharia civil pode tirar proveito desse tipo de abordagem, criando estruturas capazes de monitorar e controlar sua resposta sob excitações dinâmicas.

Neste contexto, através de um experimento numérico, a presente dissertação aborda três áreas: modelagem dinâmica do vento, otimização estrutural e controle semiativo de vibrações utilizando amortecedores MR. Para isto, um edifício alto e extremamente suscetível às ações dinâmicas do vento é tomado como base de estudo, originalmente proposto e analisado por Marcadella e Alberti (2017). A partir da configuração estrutural original da edificação, denominada neste trabalho Original não controlada (C1), e considerando condições de contorno arquitetônicas e de resistência dos materiais, a frequência fundamental da estrutura é otimizada, dando origem a configuração estrutural Otimizada não controlada (C2). Em seguida, um conjunto de amortecedores MR semiativos é aplicado à estrutura, caracterizando, portanto, a configuração estrutural Otimizada controlada (C3). Por fim, a resposta dinâmica das três diferentes configurações, considerando a excitação do vento, é analisada e comparada com os critérios de desempenho indicados em ASCE/SEI 7-16 (2016) e Bachmann (1995).

1.1 MOTIVAÇÃO

Não apenas a segurança estrutural, mas também o conforto dos usuários é diretamente afetado pelas vibrações provocadas pela ação do vento em edifícios altos. Considerando isso, a principal motivação deste trabalho é contribuir para a disseminação e desenvolvimento de dois temas de pesquisa que buscam combater os efeitos do vento nas edificações: otimização estrutural e controle semiativo de vibrações utilizando amortecedores MR.

Ressalta-se ainda que esta é uma pesquisa pioneira no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Estruturas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta dissertação é conceber uma estrutura utilizando otimização estrutural e amortecedores MR e analisar sua resposta às ações dinâmicas do vento, em termos de deslocamento, deslocamento relativo entre pavimentos (*story drift*) e aceleração. Para isto, os seguintes objetivos específicos são propostos:

- Modelar a ação dinâmica do vento através de um processo estocástico;
- Modelar numericamente a estrutura em estudo, em elementos finitos, através de um pórtico 2D;
- Realizar a otimização da frequência fundamental da estrutura através de um algoritmo meta-heurístico;
- Modelar e aplicar os amortecedores MR na estrutura em configuração semiativa;
- Para cada objetivo específico elencado até aqui elaborar um algoritmo de solução em *python* e comparar seus resultados com valores de referência presentes na literatura e *software* comercial;
- Realizar a análise da resposta dinâmica, considerando a excitação do vento, de três configurações estruturais distintas: a estrutura Original não controlada (C1), a estrutura Otimizada não controlada (C2) e a estrutura Otimizada controlada (C3);
- Comparar os resultados encontrados com os critérios de desempenho indicados em ASCE/SEI 7-16 (2016) e Bachmann (1995).

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

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

No Capítulo 2 apresenta-se a fundamentação teórica, onde são explicitados os principais conceitos em engenharia do vento e sua ação dinâmica, os principais tipos de sistemas de controle de vibrações utilizados, com ênfase nos semiativos através de amortecedores MR, as principais estratégias de controle semiativo com ênfase no Regulador Linear Quadrático -

Clipped optimal (LQR-CO) e os conceitos gerais sobre otimização e algoritmos meta-heurísticos.

O Capítulo 3 traz uma revisão bibliográfica das publicações mais recentes sobre otimização estrutural através de algoritmos meta-heurísticos e controle de vibrações utilizando amortecedores MR em configuração semiativa, em estruturas submetidas a vários tipos de excitações.

O Capítulo 4 apresenta a metodologia proposta e as modelagens numéricas que serão utilizadas para a estrutura, para o vento, para o algoritmo de otimização, para os amortecedores MR e para a estratégia LQR-CO. Ao final, os critérios de desempenho considerados no trabalho são apresentados.

O Capítulo 5 mostra as verificações dos algoritmos desenvolvidos em *python* para as seguintes finalidades: modelagem numérica da estrutura em pórtico 2D, geração dos sinais de vento, otimização estrutural através do *Particle Swarm Optimization* (PSO), solução da equação do equilíbrio dinâmico, considerando ou não, a aplicação de amortecedores MR empregando a estratégia LQR-CO.

No Capítulo 6 são apresentadas as aplicações práticas e a análise dos resultados obtidos, onde tem-se a demonstração da ação do vento considerada, a discretização da estrutura analisada, os parâmetros e resultados do processo de otimização da frequência fundamental, os parâmetros e discretização dos amortecedores MR utilizados e a resposta das três configurações estruturais: estrutura Original não controlada (C1), estrutura Otimizada não controlada (C2) e estrutura Otimizada controlada (C3). Ao final, uma breve análise das forças de amortecimento observadas na configuração C3 é realizada.

No Capítulo 7 são formuladas as conclusões finais sobre o trabalho e as pretensões para trabalhos futuros. Por fim são apresentados as referências bibliográficas e o Apêndice A.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo é apresentada a fundamentação teórica, onde serão explicitados os principais conceitos em engenharia do vento e sua ação dinâmica, os principais tipos de sistemas de controle de vibrações utilizados, com ênfase nos semiativos através de amortecedores MR, as principais estratégias de controle semiativo com ênfase no Regulador Linear Quadrático - *Clipped optimal* (LQR-CO) e os conceitos gerais sobre otimização e algoritmos meta-heurísticos.

2.1 O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL

O vento é um fenômeno natural complexo e sua influência nas estruturas é avaliada de maneira probabilística. Segundo Blessmann (1995), a principal causa da movimentação do ar sobre a superfície terrestre é a diferença de pressão atmosférica causada pela energia do sol cuja qual produz variação de temperatura na superfície terrestre. Essa variação produz uma força que desencadeia um fenômeno de movimento de parcelas do ar atmosférico das zonas de maior pressão para as zonas de menor pressão perpendicular às linhas isobáricas atmosféricas. Para Holmes (2004), a diferença de radiação solar entre os polos e a linha do equador desencadeia essa diferença de temperatura e pressão, que associada à rotação da terra resulta em um grande sistema de circulação atmosférica do ar, horizontal e vertical.

Os ventos fortes de alta velocidade, originados por diferentes fenômenos meteorológicos, são referidos como tormentas (*storms*), independentemente de seu mecanismo de formação. São de suma importância para a engenharia civil e podem ser classificados em ciclones tropicais, tormentas TS (ou tormentas elétricas), *downbursts*, tornados e ciclones extratropicais. O escopo deste trabalho limita-se ao estudo dos ciclones extratropicais.

2.1.1 Ciclone extratropical

Segundo Holmes (2004), os ventos podem ser classificados em dois grandes grupos: os ventos sinóticos e os não-sinóticos. Os ventos sinóticos são aqueles que produzem um perfil vertical de velocidade média de camada limite que pode ser reproduzido por uma escala logarítmica ou exponencial, enquanto os não-sinóticos possuem um perfil de velocidade diferenciado, atingindo velocidades mais altas em baixas altitudes.

Os ciclones extratropicais, considerados ventos do tipo sinótico, são ciclones, de qualquer intensidade, cuja fonte primária de energia é baroclínica (resulta do contraste entre massas de ar frio com massas de ar quente). Conforme Blessmann (2013) são movimentos circulatorios do ar em torno de centros de baixa pressão, originados por ação mecânica de cadeias de montanhas sobre correntes atmosféricas de grandes dimensões ou pelo contraste térmico entre duas massas de ar, uma de origem polar e outra situada na zona subtropical, com ar mais quente, úmido e leve do que a massa polar.

Ao se encontrarem podem formar ondulações na atmosfera. Em certas circunstâncias essas ondulações aumentam de amplitude e de encurvamento, enrolam-se em forma de vórtices, dando origem a ciclones extratropicais. Em seu estado “maduro” são conhecidos como sistemas de pressão plenamente desenvolvidos, ou simplesmente tormentas EPS (*Extended mature pressure systems* ou *extratropical pressure systems*) (BLESSMANN, 2013).

Os ciclones extratropicais possuem como características mais marcantes sua velocidade média relativamente constante, que pode se manter por algumas dezenas de horas e que raramente ultrapassa 200 km/h (55,5 m/s), e suas grandes dimensões que podem variar entre centenas de km até 3000 km.

2.1.2 Camada limite atmosférica

Segundo Blessmann (1995) a altura gradiente é aquela medida a partir da superfície da terra, na qual a velocidade do vento atinge a velocidade gradiente, situada, em geral, entre 250 e 600 metros. Abaixo desta altura situa-se uma zona chamada camada limite atmosférica (CLA), onde a velocidade do vento é alterada por diversos fatores, zona esta de maior interesse para a Engenharia Civil. Ainda segundo Blessmann (1995):

Nesta região as características do vento dependem principalmente da topografia do terreno, da forma, dimensões e distribuição dos obstáculos naturais e artificiais (a chamada rugosidade superficial) e da variação da temperatura na direção vertical. Todos estes fatores originam turbulência, que rapidamente se dissemina por toda a camada limite atmosférica. Nesta, a velocidade média do vento varia desde zero, junto à superfície, até a velocidade gradiente, na altura gradiente. Quanto maior a rugosidade superficial, tanto maior será a agitação mecânica provocada no ar, maior o intercâmbio turbulento de quantidade de movimento e maior a altura interessada neste processo. A altura gradiente é maior em uma cidade do que em campo aberto ou sobre o mar, por exemplo.

De acordo com Loredou-Souza *et al* (2004), a CLA é a região que tem a velocidade do fluxo de vento influenciada pelos obstáculos e rugosidade do terreno, sua espessura corresponde a altura gradiente. Para ventos fortes se estende até uma altitude típica de 2500 m permanecendo nos limites da troposfera.

Dentro dessa camada, as velocidades do vento aumentam com a altura, à medida que o efeito do atrito diminui. Em superfícies mais lisas, como nos oceanos, a velocidade do vento aumentará mais acentuadamente com a altitude, enquanto nas superfícies mais ásperas, como nas cidades, o fluxo é mais turbulento e a velocidade aumenta lentamente com a altitude. O efeito da rugosidade do terreno no perfil de velocidade do vento é ilustrado na Figura 2.1.

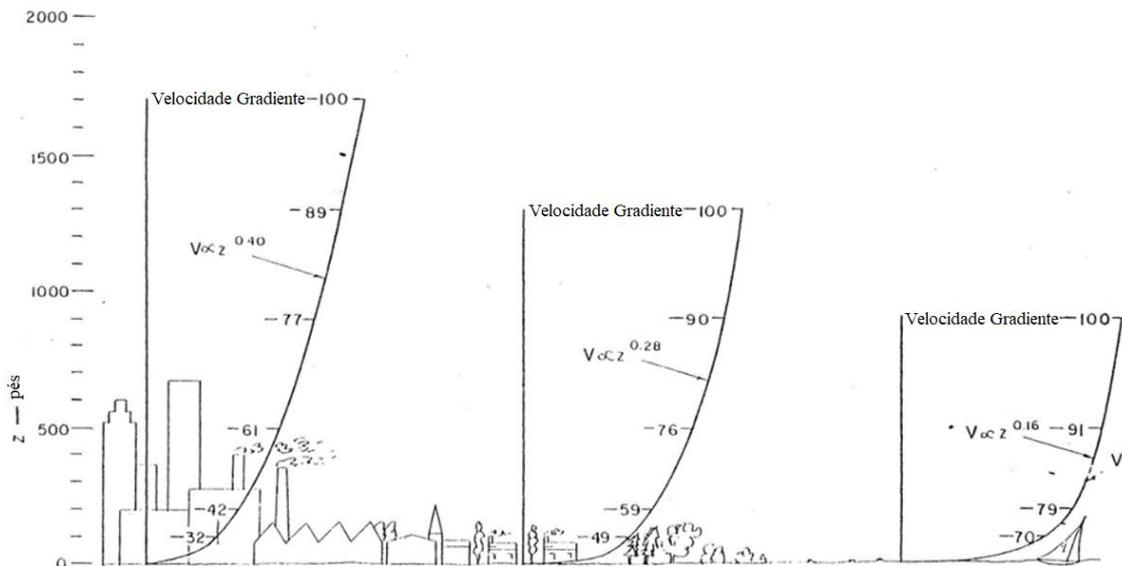


Figura 2.1 – Perfis de velocidade do vento para diferentes tipos de terreno (adaptado de DAVENPORT, 1963).

As características do vento estudado na camada limite atmosférica dependerão então de vários fatores, entre eles podem-se citar a topografia do terreno, a forma, dimensões e distribuição dos obstáculos naturais e artificiais (rugosidade superficial) e a variação da temperatura na direção vertical.

2.1.3 Espectros de potência

A quantidade de energia cinética contida no grande número de turbilhões presentes no escoamento turbulento é representada através do espectro de potência. Segundo Blessmann (1995), as flutuações do vento constituem um fenômeno aleatório, com uma distribuição

contínua de frequências dentro de um determinado limite. O espectro de potência define a contribuição da parcela referente a cada frequência para a variância da série segundo eq. (2.1):

$$\sigma_i^2 = \int_0^{\infty} S_i(f_i)df. \quad (2.1)$$

Onde σ_i é o desvio padrão da parcela flutuante da velocidade do vento, S_i é a densidade espectral da velocidade do vento e f_i é a frequência em Hz.

Para a análise estrutural, os espectros mais utilizados são os definidos por Davenport, Von Kármán, Kaimal, Simiu e Harris, ilustrados na Figura 2.2. Esses espectros são definidos através de medidas de velocidades do vento em diversas alturas e diferentes tipos de terrenos. Neste trabalho será utilizado o espectro de Davenport, que apesar de não considerar a influência da cota (altura) é de fácil aplicação e possui boa adequação a uma variedade de terrenos na faixa de frequências de interesse ao vento na engenharia estrutural e pode ser conservadoramente assumido válido para frequências acima de 0,2 Hz.

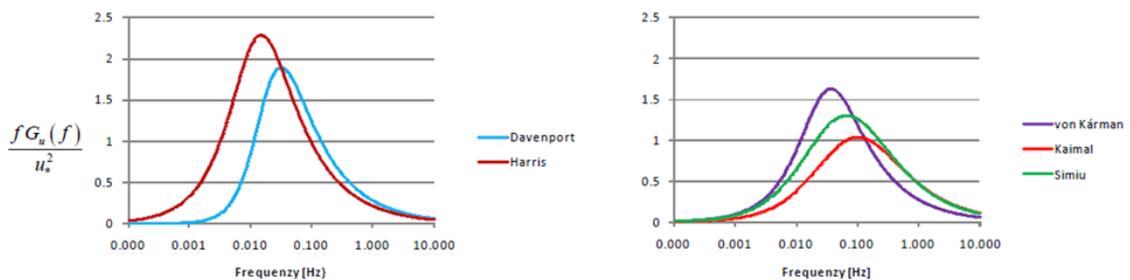


Figura 2.2 – Comparação entre espectros de potência (BEÇ, 2010).

2.2 SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES

De acordo com Rao (2011), sistemas de controle estrutural podem ser implementados para eliminar ou reduzir vibrações indesejadas. A vibração a ser eliminada ou reduzida pode ter uma ou mais formas de perturbação – deslocamento, velocidade, aceleração e força transmitida.

Segundo Housner et al. (1997), o controle de vibrações pode ser realizado de diversas formas, como por exemplo, modificar a rigidez, a massa, o amortecimento ou forma da estrutura, ou ainda fornecendo forças contrárias ativas ou passivas. O autor ainda afirma que, embora o controle estrutural em obras civis seja relativamente recente, pode ter um papel importante no projeto de novas estruturas bem como na adaptação de estruturas existentes, para resistir a

sismos e vento. De acordo com Soong e Dargush (1997), o controle de vibrações pode ser classificado como: controle passivo, controle ativo, controle híbrido e controle semi-ativo.

2.2.1 Sistema passivo

Segundo Soong e Dargush (1997), o controlador passivo é um dispositivo incorporado a estrutura com a finalidade de absorver ou consumir uma parte da energia transmitida pelo carregamento dinâmico, reduzindo assim a demanda de dissipação de energia e minimizando possíveis danos nos membros estruturais, e como afirma Symans e Constantinou (1999), pode ser definido como um sistema que não requer uma fonte externa de energia utilizando apenas o movimento da estrutura para desenvolver as forças de controle.

São exemplos de dispositivos de controle passivo o Atenuador dinâmico sintonizado (ADS) e os Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados (MADS), capazes de controlar uma única frequência, que é aquela correspondente à sua sintonização. A Figura 2.3 apresenta o modelo de um *shear frame* com n graus de liberdade com um ADS instalado no topo, representado por um sistema massa-mola-amortecedor, m' , k e c , respectivamente:

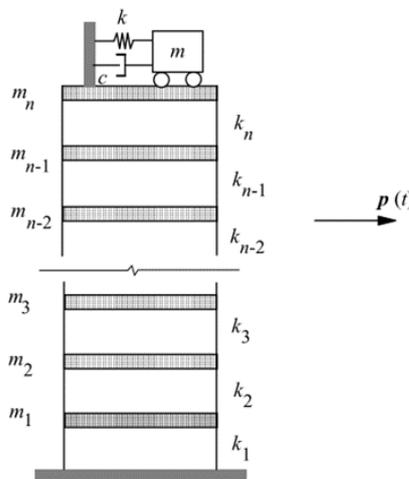


Figura 2.3 – Modelo shear frame de n g.l. equipado com ADS (CARNEIRO, 2009).

2.2.2 Sistema ativo

Ao contrário do controlador passivo, o controlador ativo utiliza um suprimento de energia externo para controlar ou modificar o movimento de uma estrutura. Consistem em dispositivos que empregam força integrados a sensores instalados na estrutura e controladores em tempo

real, atuando em simultâneo com a excitação dinâmica a fim de melhorar o comportamento estrutural (SOONG, 1990).

São exemplos de dispositivos de controle ativo: amortecedores de massa ativos (AMA), cabos tensionados, contraventamento ativo, sistemas de rigidez variável e geradores de pulso (SOONG, 1990). A Figura 2.4 apresenta um edifício que possui AMA instalado e o respectivo esquema de instalação.

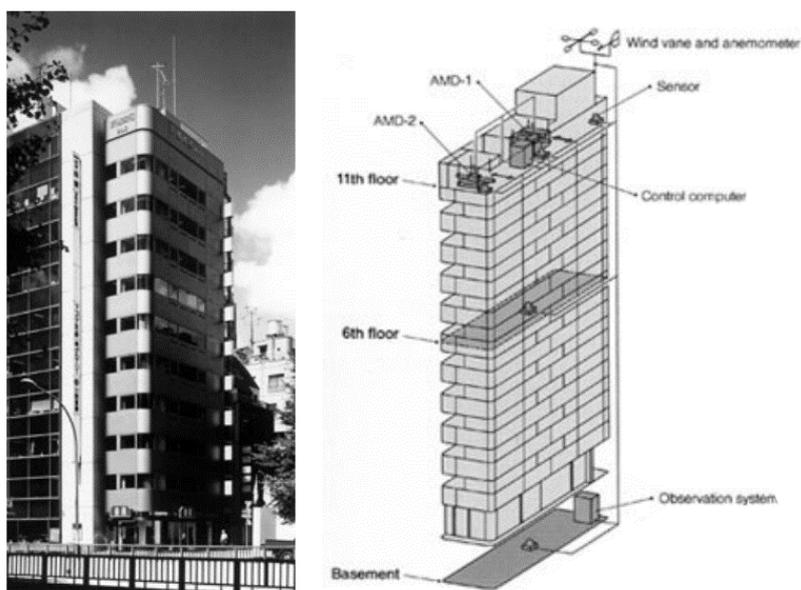


Figura 2.4 – Edifício Kyobashi Seiwa, Tokyo, Japão, com AMA (SPENCER JR. e SAIN, 1997).

Soong e Spencer Jr. (2002) elencam as vantagens desse sistema: capacidade de se adaptar às excitações externas e melhorar sua resposta, relativa insensibilidade às condições do local e do movimento do solo, aplicabilidade a situações de mitigação de múltiplas excitações (vento e sismo em simultâneo, por exemplo) e adaptabilidade na programação dos controladores (pode-se priorizar o conforto humano quando a excitação externa não é crítica, por exemplo).

Entretanto, o controle ativo possui desvantagens: demanda de grandes quantidades de energia para a geração das forças de controle, a possível falta de energia na ocorrência de um evento crítico e o fato de o dispositivo inserir energia na estrutura, o que pode causar instabilidades no sistema caso haja mau funcionamento dos controladores (CARNEIRO, 2009).

2.2.3 Sistema híbrido

O controlador híbrido consiste em uma combinação dos controles passivo e ativo, suprimindo as principais desvantagens destes sistemas, exigindo forças de controle menores que o controlador ativo mantendo sua eficiência. Segundo Koike et al (1994), um sistema híbrido tem funcionamento similar a um sistema ativo, através da aplicação de forças de controle usando um atuador, que tem o mesmo efeito no controle das vibrações que um AMA, porém com forças de controle reduzidas.

Um exemplo de dispositivo de controle híbrido é o Atenuador de massa híbrido (AMH), que consiste em uma combinação de um AMS e um atuador de controle ativo. A capacidade deste dispositivo de reduzir respostas estruturais depende principalmente do movimento natural do AMS. As forças do atuador de controle são empregadas para aumentar a eficiência do AMH e para aumentar sua robustez às mudanças nas características dinâmicas da estrutura (SPENCER JR. e SAIN, 1997). A Figura 2.5 apresenta um edifício que possui um AMH instalado e o respectivo esquema do dispositivo. O AMH em forma de V é um sistema típico desenvolvido pela *Ishikawajima-Harima Heavy Industries*, que combina um mecanismo passivo baseado no princípio de um pêndulo com um sistema ativo acionado por um motor elétrico de 75 kW (KOIKE et al. 1994).

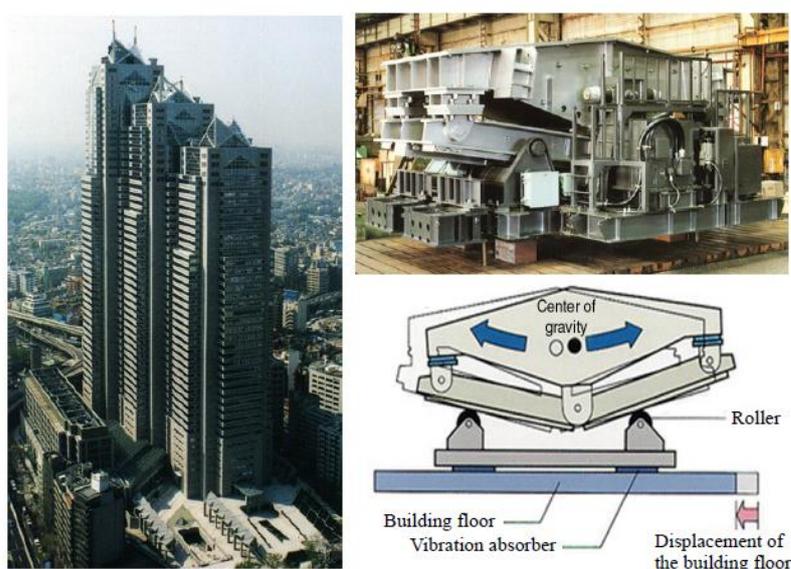


Figura 2.5 – Edifício Shinsuku Park Tower, Tokyo, Japão, com AMH (YANG, 2001).

2.2.4 Sistema Semiativo

O sistema de controle semiativo geralmente se origina de um sistema de controle passivo modificado para permitir o ajuste das propriedades mecânicas, como por exemplo, dispositivos que dissipam energia através de fluidos viscosos modificados para se comportar em uma configuração semiativa. Por um lado, como em um sistema de controle ativo, sensores instalados na estrutura monitoram a resposta e um controlador, baseado na resposta, gera um sinal de comando apropriado para o dispositivo. Por outro lado, como em um sistema de controle passivo, as forças de controle são desenvolvidas como resultado do movimento da própria estrutura (SYMANS e CONSTANTINOU, 1999).

Estratégias de controle baseadas em dispositivos semiativos parecem combinar as melhores características dos sistemas de controle ativo e passivo e oferecer a maior probabilidade de aceitação a curto prazo da tecnologia de controle como um meio viável de proteção de sistemas estruturais na engenharia, pois oferecem a adaptabilidade de dispositivos de controle ativo sem exigir grande consumo de energia. A operação pode ocorrer inclusive através do uso de baterias, o que é crítico durante eventos sísmicos quando a principal fonte de energia pode falhar. Além disso, uma vez que não são capazes de introduzir forças ativas, não oferecem risco de desestabilizar o sistema estrutural. (SPENCER JR. e SAIN, 1997).

Um exemplo de dispositivo de controle semiativo são os amortecedores fluidos controláveis (AFC), compostos apenas por uma única parte móvel, o pistão, o que os torna mais confiáveis e de manutenção mais fácil (YANG, 2001). A Figura 2.6 mostra uma aplicação em escala real de AFC, instalados dentro das paredes em ambos os lados do edifício para permitir o controle estrutural em situações de sismos (SPENCER JR e NAGARAJAIAH, 2003):

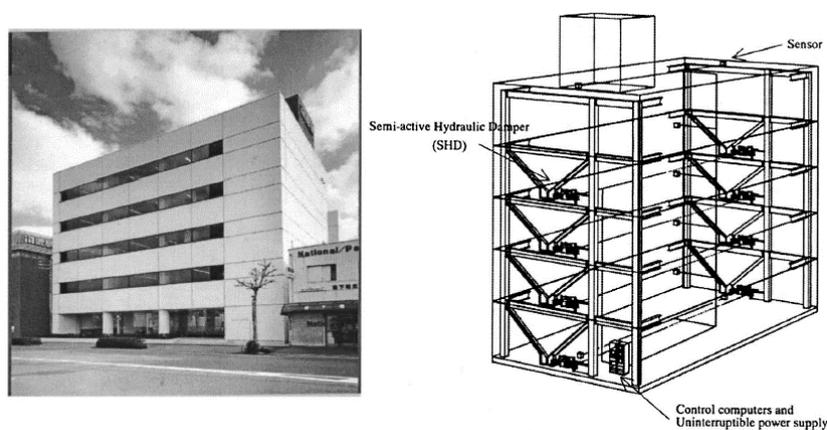


Figura 2.6 – Edifício Kajima Shizouka, Japão, com AFC (SPENCER JR e NAGARAJAIAH, 2003).

César (2015) elenca as principais vantagens do controlador semiativo: adaptabilidade a diferentes condições de carregamento, capacidade de controlar os diferentes modos de vibração da estrutura, baixa custo de energia comparado aos controladores ativos e estabilidade incondicional. O autor ainda cita as desvantagens do sistema: sua natureza não linear torna mais difícil desenvolver estratégias de controle através da resposta, requerem sensores, atuadores e unidades de controle que podem ter um custo inicial e de manutenção elevados; devido ao atraso da informação no caminho sensor-controlador-atuador há uma exigência no que tange a velocidade de resposta do dispositivo e ressalta-se ainda que para algumas aplicações o desempenho do controlador semiativo pode ser apenas um pouco melhor do que os controladores puramente passivos, não justificando seu uso.

2.3 AMORTECEDORES FLUIDOS CONTROLÁVEIS

Dentre os dispositivos de controle semiativo destacam-se os amortecedores fluido controláveis que empregam em seu interior fluidos que tem a capacidade de ajustar suas propriedades mecânicas rapidamente em reação a um estímulo externo. Dentre os fluidos aplicáveis dois são elencados: os eletro-reológicos (ER) e os magneto-reológicos (MR).

2.3.1 Fluidos ER/MR

A característica essencial dos fluidos ER/MR é a sua capacidade de mudar reversivelmente de um fluido viscoso linear em fluxo livre para um semissólido com uma força de escoamento controlável, em milissegundos, quando expostos a um campo elétrico (fluidos ER) ou a um campo magnético (fluidos MR) (SPENCER JR. e SAIN, 1997).

Os primeiros registros do descobrimento dos fluidos ER/MR datam do final dos anos 1940 (WINSLOW, 1947 e RABINOW, 1948). A Figura 2.7 retrata o que talvez seja o primeiro registro fotográfico de um fluido MR, que consistia na mistura de um pó fino de ferro e óleo, utilizado em componentes da indústria mecânica.

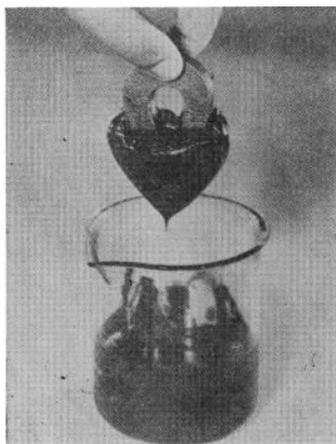


Figura 2.7 – Fluido MR (RABINOW, 1948).

Segundo Guglielmino *et al* (2008), as pesquisas se concentraram inicialmente nos fluidos ER entretanto, nos últimos anos os fluidos MR foram amplamente estudados devido a uma série de propriedades interessantes, essencialmente ligada à sua robustez para aplicações de engenharia em escala real. Verifica-se que as patentes do fluido MR em sua composição mais recente vieram a ocorrer apenas na metade da década de 1990 (GINDER *et al*, 1996, CARLSON e CHRZAN, 1994).

Segundo César (2015), as principais diferenças entre os fluidos ER e MR estão relacionadas com a faixa de temperatura operacional, o limite de escoamento máximo e a sensibilidade a impurezas.

A principal vantagem dos fluidos MR em relação aos fluidos ER é sua alta resistência ao escoamento, devido à alta densidade magnética que pode ser estabelecida no fluido. A densidade de energia nos fluidos MR é limitada pela saturação magnética das partículas de ferro. Para um fluido MR típico à base de ferro, a densidade máxima de energia é 0,1 Joule/cm³. Por outro lado, os fluidos ER, são limitados pela ruptura dielétrica, e sua densidade máxima de energia é apenas cerca de 0,001 Joule/cm³. Esta é a principal razão pela qual a resistência ao escoamento dos fluidos MR é muito maior do que a dos fluidos ER. Uma alta resistência ao escoamento permite fabricar dispositivos menores e de maior potência. (YANG, 2001).

Além disso, existem outros fatores, segundo Carlson e Weiss (1994), os fluidos MR podem operar em temperaturas de -40 a 150 °C com apenas pequenas variações na tensão de escoamento e conforme Carlson e Spencer Jr. (1996) apontam, os fluidos MR não são sensíveis a impurezas comumente encontradas durante a fabricação e uso.

2.3.2 Amortecedores MR

A tecnologia baseada em fluidos MR foi bem recebida por vários campos da engenharia, especialmente na indústria automobilística com uma vasta aplicabilidade em suspensões automotivas, suspensões de assento, embreagens, sistemas de freios e muitos outros. Além disso, os dispositivos baseados em fluidos MR também foram projetados para aplicações militares e sistemas de controle estrutural. A fabricante *LORD Corporation* foi pioneira no uso de fluidos MR na década de 1990 (CÉSAR, 2015).

Uma visão geral de dispositivos reais produzidos pela *LORD Corporation* é exibida na Figura 2.8:



Figura 2.8 – Dispositivos baseados em fluidos MR da *LORD Corporation* (LORD, 2018).

Os amortecedores MR basicamente consistem em um cilindro contendo o fluido MR, o qual é manipulado através de um diafragma e excitado por uma bobina responsável por transmitir o sinal magnético que altera suas propriedades. A força reativa é transmitida pela única parte móvel, o pistão. A Figura 2.9 apresenta o esquema dos componentes de um amortecedor MR e a Figura 2.10 demonstra duas possíveis configurações de aplicação à estrutura.

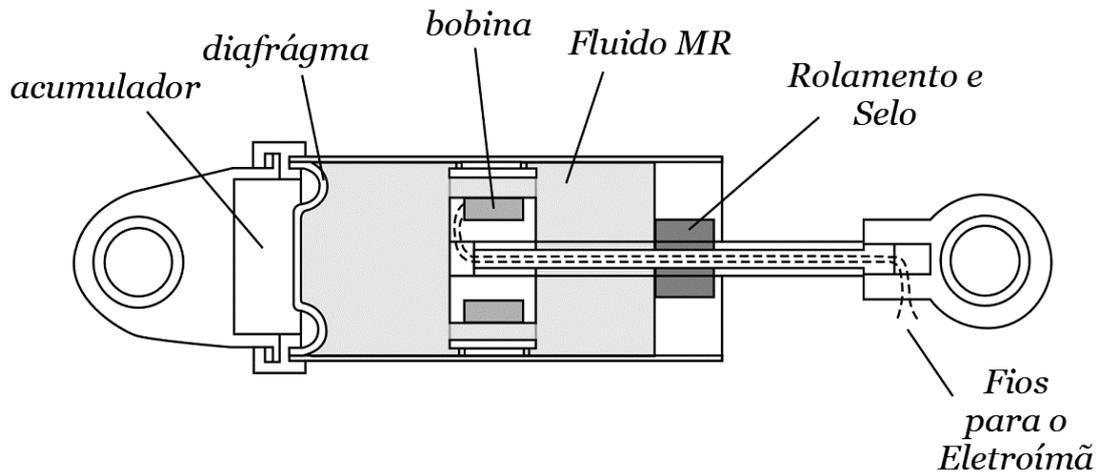


Figura 2.9 – Amortecedor MR (adaptado de CASCIATI *et al*, 2006).

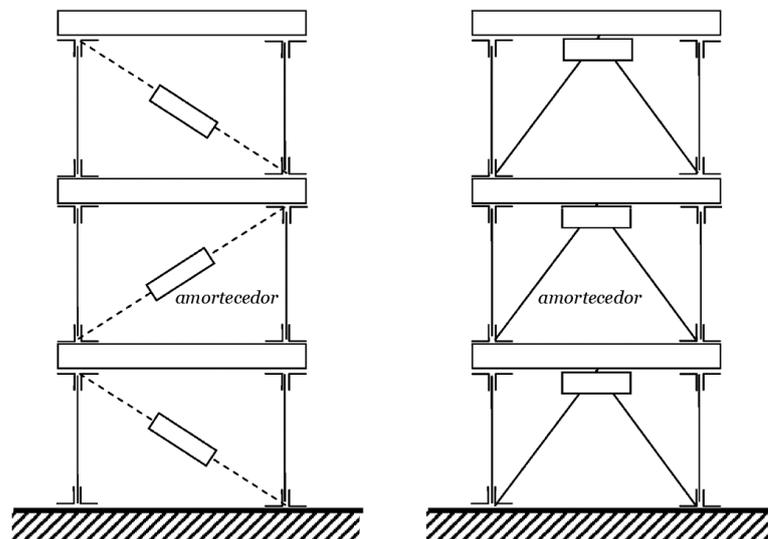


Figura 2.10 – Possíveis configurações - Amortecedores MR (adaptado de CASCIATI *et al*, 2006).

Amortecedores que se utilizam dessa tecnologia já estão em uso em estruturas civis com o objetivo de mitigar ações dinâmicas como ventos e sismos. A primeira aplicação em escala real de um amortecedor fluido controlável do tipo MR em um edifício ocorreu em 2001 quando dois amortecedores MR de 30 toneladas foram empregados no edifício Nihon- Kagaku-Miraikan, Museu Nacional de Ciências Emergentes e Inovações em Tóquio, Japão (CARNEIRO, 2009), conforme ilustra a Figura 2.11:



Figura 2.11 – Edifício Nihon-Kagaku-Miraikan, com amortecedores MR (BITARAF, 2011).

A segunda aplicação de amortecedores MR em escala real também ocorreu no Japão, utilizando amortecedores MR de 40 toneladas através de um sistema de isolamento de base para fornecer proteção à sismos (Fujitani *et al.* 2003, Spencer e Nagarajaiah 2003), conforme ilustra a Figura 2.12:

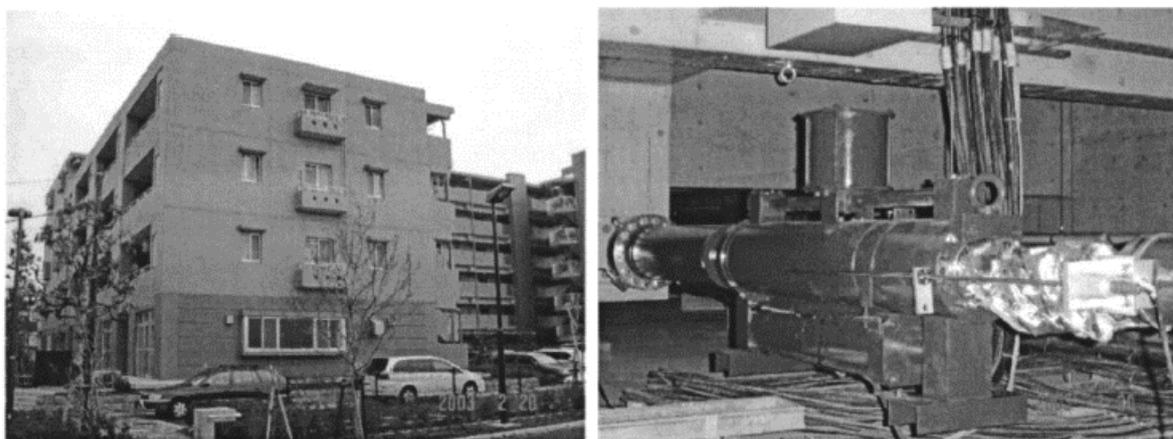


Figura 2.12 – Edifício com amortecedores MR de 40 toneladas (FUJITANI *et al.*, 2003 e SPENCER e NAGARAJAIAH, 2003).

A aplicação dos amortecedores MR não se limita apenas a edificações convencionais, mas também existem aplicações em obras de arte, como pontes, conforme ilustra a Figura 2.13.

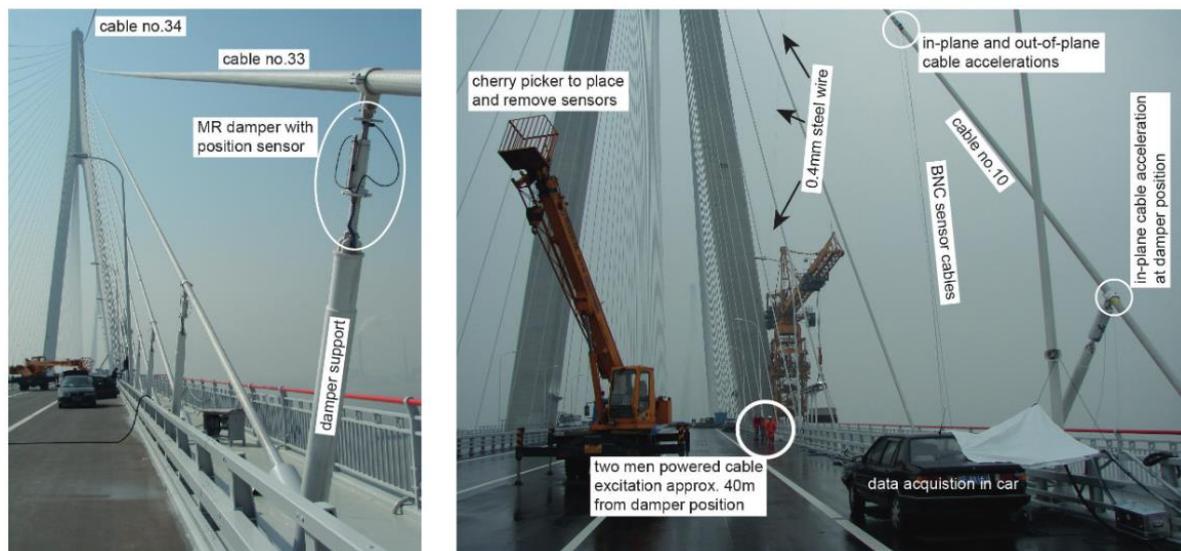


Figura 2.13 – Sutong Bridge, China, com amortecedor MR (WEBER e DISTL, 2015).

As características discutidas neste capítulo e no anterior demonstram que os amortecedores MR se destacam entre as opções de dispositivos semiativos. São de simples funcionamento e manutenção, alta confiabilidade e possuem estabilidade em uma grande faixa de temperaturas. Considerando o fato de serem basicamente dispositivos passivos adaptáveis, mesmo em caso de mau funcionamento da sua propriedade semiativa o controlador na configuração passiva ainda pode contribuir para mitigar os efeitos das ações dinâmicas. Além disso, dada sua alta resistência, são capazes de serem aplicados em estruturas civis utilizando um pequeno suprimento de energia. Nestas condições, os amortecedores MR mostram-se dispositivos promissores à aplicação em estruturas inteligentes submetidas às ações dinâmicas do vento.

2.3.2.1 Modelos numéricos

Os amortecedores MR possuem um comportamento não-linear histerético dependente da corrente aplicada ao equipamento e da amplitude da excitação. Na mecânica estrutural, a histerese aparece como um mecanismo natural dos materiais para fornecer forças restauradoras contra o movimento e dissipar a energia. A histerese refere-se à memória do comportamento inelástico em que a força restauradora não depende apenas da deformação instantânea, mas também do histórico da deformação (IKHOUANE E RODELLAR, 2007).

Para prever o comportamento dos amortecedores MR sob determinados campos magnéticos ou excitações dinâmicas, é necessário descrever o funcionamento do dispositivo através de um modelo mecânico adequado. A literatura apresenta diversos modelos propostos, como por

exemplo o modelo de Bingham, fruto dos experimentos de Bingham (1916) e posteriores proposições para a aplicação a amortecedores fluido controláveis (STANWAY *et al*, 1987), o modelo de Bouc-Wen, proposto originalmente por Bouc (1971) e generalizado por Wen (1976) e o modelo bi-viscoso proposto por Stanway *et al*. (1996).

Neste trabalho será utilizado o modelo originalmente proposto por Bouc-Wen e ajustado por Spencer Jr. *et al* (1997), denominado Bouc-Wen modificado. O modelo e as equações que o governam serão apresentados no capítulo 4.4.

2.4 ENGENHARIA DE CONTROLE

Na engenharia de controle, uma variável controlada é uma grandeza que é medida e controlada. Uma variável manipulada é uma grandeza modificada pelo controlador, de modo que afete o valor da variável controlada. Normalmente, a variável controlada é a resposta do sistema. Controlar significa medir o valor da variável controlada do sistema e aplicar um sinal de controle ao sistema para corrigir ou limitar os desvios do valor medido em relação a um valor desejado (OGATA, 2010).

Quando apenas as variáveis da resposta estrutural são medidas, e esta informação é usada para aplicar correções nas forças de controle aplicadas, o controlador é denominado como de malha fechada. Quando apenas a excitação externa é medida, e esta informação é usada para aplicar correções nas forças de controle aplicadas, o controlador é denominado como de malha aberta (SOONG, 1990).

Nas estruturas civis, em específico os edifícios altos, o objetivo de um sistema de controle é mitigar as vibrações induzidas por vento ou sismo. Segundo César (2015), o controle da vibração é alcançado através da aplicação de um sistema que compreende sensores, atuadores e um algoritmo de controle que objetiva atingir uma resposta ideal para um determinado carregamento externo, a fim de reduzir a magnitude da resposta dinâmica.

No que tange os controladores semiativos, assim como no caso dos controladores ativos, uma estratégia de controle deve ser escolhida e implementada. Existem diversas estratégias disponíveis e periodicamente autores fazem não apenas releituras de estratégias antigas, como também propõem novas estratégias, de sorte que esta é uma área de estudo em desenvolvimento.

Mcclamroch e Gavin (1995) utilizaram uma estratégia denominada *bang-bang control* em uma simulação numérica de uma estrutura com 3 graus de liberdade equipada com amortecedores ER submetida ao sismo *El-Centro* (1940).

Xu e Shen (2003) compararam três estratégias diferentes *Bi-state control*, *Modified Bi-state control* e *Intelligent Bi-state Control*, em uma simulação numérica de uma estrutura com 3 graus de liberdade equipada com um amortecedor MR submetida ao sismo *El-Centro* (1940).

Kori e Jangid (2009) compararam três estratégias diferentes, *bang-bang control*, *clipped optimal* e *Lyapunov control*, em uma simulação numérica de uma estrutura com 5 graus de liberdade equipada com amortecedores MR submetida ao sismo *El-Centro* (1940).

ZhaoDong e YingQing (2008) utilizaram uma estratégia denominada *fuzzy controller* em uma simulação numérica de uma estrutura com 3 graus de liberdade equipada com um amortecedor MR submetida ao sismo *El-Centro* (1940).

César et al (2017) utilizaram uma estratégia denominada *Brain Emotional Learning Controller* em uma simulação numérica de uma estrutura com 1 grau de liberdade equipada com um amortecedor MR submetida ao sismo *El-Centro* (1940).

Duc-Chuan *et al* (2017) propuseram uma modificação na estratégia *clipped optimal*, e obtiveram resultados favoráveis em uma simulação numérica de uma estrutura com 2 graus de liberdade equipada com um sistema de controle híbrido submetida a sismos diversos.

No presente trabalho será adotada a estratégia *clipped optimal*, devido a sua vasta aplicação em amortecedores MR. O arcabouço teórico por trás do funcionamento deste algoritmo de controle é apresentado no capítulo 2.4.1 e seu detalhamento numérico é apresentado no capítulo 4.4.

2.4.1 Controle Ótimo

Os esforços de pesquisa em controle estrutural ativo têm se concentrado em uma variedade de técnicas de controle com base em vários critérios de projeto. Algumas são consideradas clássicas, pois são aplicações diretas da teoria de controle moderna, dentre elas encontra-se a técnica de controle ótimo (SOONG, 1990).

Como estabelecido por Meirovitch (1990), o problema do controlador ótimo pode ser definido como a determinação de uma lei de controle para um determinado sistema a fim de atingir um critério ótimo específico através da minimização de um índice de performance pré-definido.

Dentre as estratégias associadas ao controle ótimo tem-se a chamada *clipped optimal*, desenvolvida por Dyke (1996), segundo Wang (2006) é a estratégia de maior sucesso até agora para o controle de sistemas que usam dispositivos fluido controláveis. Neste caso, um controlador é projetado com base em estratégias de controle linear, como o Regulador Linear Quadrático (LQR), por exemplo, como se o dispositivo de controle fosse ativo. No entanto, um bloco de decisão da voltagem aplicada no atuador e de medição da força de controle atuante são integrados no sistema para ajustar apropriadamente o comando de controle e acomodar as características dissipativas e as não linearidades no comportamento do dispositivo.

O LQR, amplamente estudado e difundido, pode ser estabelecido como uma ferramenta da engenharia de controle que tem por objetivo determinar um controle ideal minimizando um índice de performance quadrático quando o controle é uma função linear da resposta (SOONG, 1990; MEIROVITCH 1990; OGATA, 2010). Pode ser definido como um dos procedimentos mais usados para resolver problemas de controle ideal que se tornou uma ferramenta comum e extremamente útil no desenvolvimento de sistemas de controle ativo e semiativo para aplicações estruturais (CÉSAR, 2015).

A Figura 2.14 demonstra o diagrama de blocos do Regulador Linear Quadrático - *Clipped optimal* (LQR-CO):

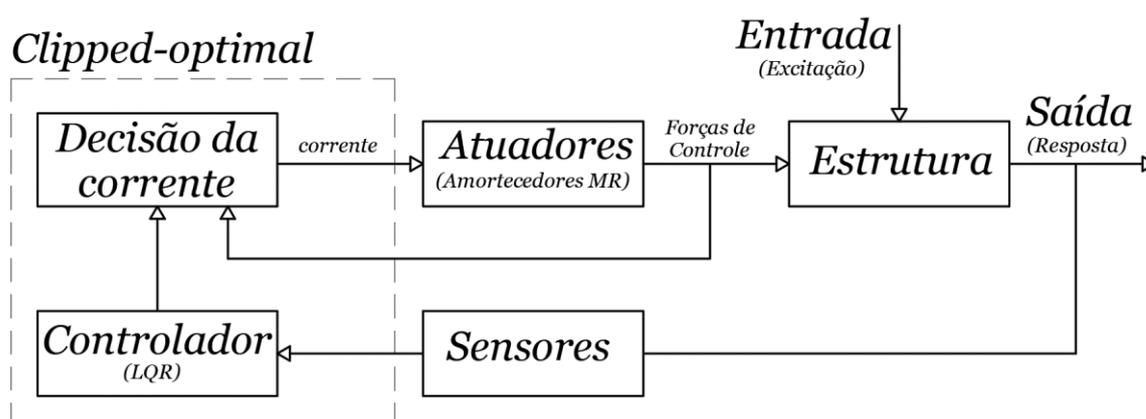


Figura 2.14 – Diagrama de blocos LQR-CO

A estratégia LQR-CO, do tipo malha fechada, funciona através do ciclo demonstrado na Figura 2.14, da seguinte forma:

- Uma estrutura é excitada por uma força externa (entrada);
- A estrutura reage à excitação e apresenta uma resposta (saída), em termos de deslocamento, velocidade e aceleração;
- A resposta é captada por sensores instalados na estrutura (ou em simulação numérica é obtida por integração) que levam essa informação para o controlador;
- A informação das forças de controle atuantes é encaminhada dos atuadores para o bloco de decisão da corrente;
- Baseado na resposta, o controlador LQR determina uma força de controle ótima e envia essa informação para o bloco de decisão da corrente;
- O bloco de decisão da corrente compara as forças de controle atuantes com aquelas determinadas pelo controlador e então decide a corrente a ser aplicada nos atuadores a fim de posicionar as forças de controle do sistema o mais próximo possível das forças ótimas definidas pelo controlador;
- Uma vez que os atuadores têm suas propriedades controladas pela corrente, uma nova corrente produz novas forças de controle que são aplicadas à estrutura.

Dessa forma, as forças de controle atuantes são controladas indiretamente através da corrente aplicada nos atuadores, objetivando, portanto, a redução na resposta.

2.5 OTIMIZAÇÃO

Um projeto pode ser formulado como um problema de otimização em que um índice de desempenho é otimizado enquanto todos os outros requisitos são satisfeitos. Muitos métodos numéricos de otimização foram desenvolvidos e usados para alcançar projetos ótimos (ARORA, 2017).

Dentre os métodos de solução disponíveis há os determinísticos (ou numéricos), que se utilizam de ferramentas matemáticas como derivadas, gradientes e hessianas e os estocásticos, que utilizam técnicas de pesquisa estocástica e fazem uso de ideias inspiradas na natureza. Ambos são igualmente eficientes em obter a solução ótima (SAKA e GEEM, 2013).

Embora os métodos determinísticos sejam eficientes, há uma limitação na sua utilização para problemas mais complexos, ou até mesmo para problemas mais simples, entretanto sensíveis do ponto de vista numérico, e então os métodos estocásticos são uma alternativa (YANG, 2010).

2.5.1 Formulação do problema de otimização

Segundo Yang (2010) e Arora (2017), numericamente, um problema de otimização pode assumir a forma genérica estabelecida pelas eqs. (2.2 a 2.5) demonstradas abaixo.

$$\text{Seja:} \quad i = (i_1, i_2, \dots, i_n). \quad (2.2)$$

$$\text{Minimizar:} \quad \hat{f}(i) = \hat{f}(i_1, i_2, \dots, i_n). \quad (2.3)$$

$$\text{Sujeito a:} \quad h_j(i) = h_j(i_1, i_2, \dots, i_n) = 0. \quad (2.4)$$

$$g_j(i) = g_j(i_1, i_2, \dots, i_n) \leq 0. \quad (2.5)$$

Onde i é um vetor com i_n variáveis de projeto, contínuas ou discretas, $\hat{f}(i)$ é a função objetivo, $h_j(i)$ são as h_j^n restrições de igualdade, com $j = \{1 a h_j^n\}$ e $g_j(i)$ são as g_j^n restrições de desigualdade, com $j = \{1 a g_j^n\}$. Destaca-se ainda que os limites de contorno das variáveis de projeto, como $i_i \geq 0$, ou $i_{iL} \leq i_i \leq i_{iU}$, onde i_{iL} e i_{iU} são os menores e maiores valores permitidos para i_i , respectivamente, são considerados incluídos nas eq. 2.5.

As i_n variáveis podem assumir papéis diversos na infinidade de problemas que podem ser otimizados tais como: dimensões das seções transversais, posição dos amortecedores na estrutura, força máxima dos amortecedores e número máximo de amortecedores. Além disso, uma variável é dita contínua quando pode assumir qualquer valor real dentro de um intervalo definido, e discreta, quando seu valor for selecionado em um conjunto pré-definido de valores (SAKA e GEEM, 2013).

$\hat{f}(i)$ pode ser usada como um índice de desempenho a ser alcançado. Em problemas de otimização estrutural geralmente assume papéis como: Massa total, custo financeiro, resposta dinâmica e frequências naturais.

$h_j(i)$ e $g_j(i)$, representam as limitações impostas às variáveis ou a funções que delas dependem como por exemplo: restrições construtivas, restrições de resistência dos materiais, limitações arquitetônicas e limitações financeiras.

2.6 ALGORÍTIMOS META-HEURÍSTICOS

A heurística é uma estratégia de solução por tentativa e erro cujo objetivo é encontrar soluções aceitáveis para problemas complexos em um tempo aceitável. Na história da otimização, Alan Turing foi, provavelmente, o primeiro a usar algoritmos heurísticos durante a Segunda Guerra Mundial para decodificar os enigmas alemães (YANG, 2010).

2.6.1 Visão geral dos algoritmos meta-heurísticos

Os algoritmos meta-heurísticos, em geral inspirados em fenômenos da natureza, são classificados como um método estocástico e, portanto, não requerem a continuidade ou diferenciabilidade da função objetivo. O único requisito é que a função seja avaliável em qualquer ponto dentro dos intervalos permitidos para as variáveis de projeto (ARORA, 2017).

Miguel *et al* (2013) destacam ainda algumas outras vantagens deste tipo de método, tais como: se corretamente ajustados não ficam presos em mínimos locais, fornecem um conjunto de soluções ótimas em vez de uma única solução (dando ao projetista um conjunto de opções), podem ser facilmente empregados para resolver problemas de otimização de variáveis contínuas e discretas em simultâneo.

Existem diversos algoritmos meta-heurísticos disponíveis e periodicamente autores fazem não apenas releituras de algoritmos antigos, como também propõem novos algoritmos, de sorte que esta é uma área de estudo em desenvolvimento.

Holland (1975), propôs o denominado *Genetic Algorithm (GA)* que estabeleceu uma estrutura matemática que extrai e generaliza fatores críticos dos processos biológicos, como a mutação. Kennedy e Eberhart (1995), propuseram o denominado *Particle Swarm Optimization (PSO)*, que estabeleceu um modelo baseado no comportamento social e individual de grupos, inicialmente de peixes e aves. Dorigo *et al* (1996), propuseram o denominado *Ant Colony Optimization (ACO)* que estabeleceu um modelo em analogia à forma como as colônias de formigas funcionam. Geem *et al* (2001), propuseram o denominado *Harmony Search (HS)*, que estabeleceu um modelo baseado na técnica de improviso de músicos. Karaboga (2005), propôs o denominado *Artificial Bee Colony (ABC)*, que estabeleceu um modelo baseado na inteligência coletiva de enxames de abelha. Yang (2009), propôs o denominado *Firefly Algorithm (FA)*, que estabeleceu um modelo baseado no padrão de emissões luminosas de vagalumes. Civicioglu

(2013), propôs o denominado *Backtracking Search Optimization Algorithm (BSA)*, que estabeleceu um modelo para melhorar algumas desvantagens da família de algoritmos evolutivos (EA). Mirjalili e Lewis (2016), propuseram o denominado *Whale Optimization Algorithm (WOA)*, que estabeleceu um modelo baseado no comportamento social das baleias jubarte.

No presente trabalho será adotado o algoritmo PSO, devido a sua vasta aplicação e constante revisão (ENGELBRECHT, 2007). O aspecto geral por trás do funcionamento deste algoritmo de otimização é apresentado na seção 2.6.1 e seu detalhamento numérico é apresentado no capítulo 4.3.

2.6.2 Particle Swarm Optimization

O benefício da cooperação entre indivíduos de um mesmo grupo, princípio básico do PSO, é acertadamente ilustrado através da analogia à caça ao tesouro proposta por Engelbrecht (2007):

Suponha que você e um grupo de amigos estejam em uma caça ao tesouro. Vocês têm conhecimento do local aproximado do tesouro, mas não sabem sua localização exata. Assim como seus amigos, você quer o tesouro, ou pelo menos parte dele. Você e seus amigos concordaram em uma regra de partilha do tesouro para que todos os que participaram da caça sejam recompensados, entretanto, a pessoa que encontrar o tesouro receberá uma recompensa maior do que os demais, e sucessivamente, quanto menor a distância de um participante em relação ao tesouro quando ele for encontrado, maior sua recompensa. Cada participante tem um detector de metais e pode comunicar a força do sinal e sua localização atual para os vizinhos mais próximos. Cada pessoa, portanto, sabe se um de seus vizinhos está mais perto do tesouro do que ele. Que decisão você vai tomar? Você basicamente tem duas escolhas: (1) Ignore seus amigos e procure o tesouro sem nenhuma informação que seus amigos podem fornecer. Nesse caso, se você encontrar o tesouro, ele é todo seu. No entanto, se você não o encontrar primeiro, não receberá nada. (2) Faça uso das informações que você recebe de seus amigos vizinhos, e vá na direção do seu amigo mais próximo com o sinal mais forte. Fazendo uso dessas informações, você aumenta suas chances de encontrar o tesouro, ou pelo menos maximiza sua recompensa.

O algoritmo PSO tenta emular o comportamento social de um grupo de animais, como um bando de pássaros ou um cardume de peixes (movendo-se em busca de alimento). Em um grupo, um indivíduo se comporta de acordo com sua inteligência limitada, bem como com a inteligência coletiva. Cada indivíduo observa o comportamento de seus vizinhos e ajusta seu próprio comportamento. Se um membro individual descobre um bom caminho para o objetivo, outros membros seguem este caminho não importa onde estejam (ARORA, 2017).

Desde o seu desenvolvimento, houve cerca de 20 diferentes variantes do algoritmo, e foram aplicadas a quase todas as áreas de problemas de otimização. Existem fortes evidências de que o PSO é melhor do que os algoritmos de pesquisa tradicionais e ainda melhor do que os algoritmos genéticos para a maioria dos tipos de problemas, embora isso esteja longe de ser conclusivo (YANG, 2010).

Dentre as variantes do PSO, será utilizada neste trabalho a denominada *Global Best PSO* (*gbest PSO*) com a modificação proposta por Shi e Eberhart (1998).

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A otimização estrutural utilizando algoritmos meta-heurísticos é amplamente difundida devido ao seu funcionamento simples e excelentes resultados obtidos por diversos pesquisadores. Por outro lado, a utilização de amortecedores MR para mitigar efeitos dinâmicos diversos é um campo de pesquisa na engenharia relativamente novo, embora já apresente trabalhos publicados com estudos numéricos e experimentais. Neste contexto, este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica das publicações mais recentes sobre ambos os temas: otimização estrutural e controle de vibrações com amortecedores MR.

3.1 OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL

Diferente dos capítulos 2.5 e 2.6, que estabeleceram a fundamentação teórica dos problemas de otimização estrutural e dos algoritmos meta-heurísticos, respectivamente, este capítulo tem por objetivo apresentar publicações mais recentes a fim de contextualizar e apresentar ao leitor os diversos tópicos estudados atualmente na área de otimização estrutural.

Miguel e Miguel (2012) avaliaram o desempenho dos algoritmos HS e FA através da otimização de estruturas treliçadas e apontaram que ambos são capazes e eficazes em determinar soluções ótimas para problemas de otimização estrutural.

Vellar (2017) utilizou os algoritmos FA e BSA na otimização de ADS em uma estrutura com 10 graus de liberdade submetida a sismo. Os resultados convergiram e a estrutura foi controlada.

Simonetti *et al* (2018) utilizaram uma técnica denominada *Smoothing Evolutionary Structural Optimization (SESO)* na otimização topológica de vigas cuja função objetivo era de maximizar sua primeira frequência natural. Os resultados convergiram e soluções ótimas foram encontradas.

Tejani *et al* (2018) propuseram uma modificação em um algoritmo meta-heurístico denominado *Symbiotic Organisms Search (SOS)* e realizaram a otimização de diversas estruturas treliçadas objetivando a minimização da massa sujeita a restrições nas frequências naturais. Os resultados convergiram e apresentaram diversas estruturas treliçadas otimizadas.

Zakian (2019) utilizou cinco diferentes algoritmos meta-heurísticos, incluindo o PSO, na otimização de diversas estruturas treliçadas objetivando a minimização da massa sujeita a restrições nas frequências naturais. Todos os algoritmos foram capazes de convergir e um comparativo entre métodos para cada estrutura otimizada foi realizado.

Shooli *et al* (2019) utilizaram dois algoritmos em conjunto GA e PSO para otimização de pórticos 2D em concreto armado objetivando a minimização do custo total de concreto e aço sujeita a restrições geométricas e de resistência dos materiais. Os resultados convergiram e diversos pórticos 2D ótimos foram obtidos.

Weber *et al* (2020) utilizaram o algoritmo GA para otimização da seção transversal de vigas de concreto armado objetivando a minimização do custo total de concreto e aço sujeita a restrições de resistência dos materiais. Os resultados convergiram para diferentes vãos e carregamentos analisados.

Rossato (2020) utilizou um algoritmo meta-heurístico denominado *Search Group Algorithm (SGA)* na otimização de ADS no contexto de um projeto robusto, avaliando incertezas e iteração solo-estrutura, em uma estrutura com 40 pavimentos, do tipo *shear building*, submetida a ações dinâmicas do vento. Os resultados convergiram e a estrutura foi controlada.

Pippi *et al* (2020) utilizaram o algoritmo PSO para otimizar a posição, quantidade e propriedades mecânicas de dispositivos de controle utilizados no acoplamento de duas estruturas adjacentes, com 2 e 3 graus de liberdade, respectivamente, submetidas a sismos. Os resultados apontaram que os parâmetros otimizados foram altamente dependentes das características do sismo.

Silva Jr. e Monteiro (2020) utilizaram um algoritmo denominado *Global Response Surface Method (GRSM)* na otimização de ADS acoplados a uma laje do tipo *steel-deck* submetida a ação dinâmica rítmica. Os resultados convergiram e comprovaram eficiência no controle das vibrações consideradas.

Nguyen-Van *et al* (2021) utilizaram dois algoritmos em conjunto, um denominado *differential evolution (DE)* e o SOS para otimização de diferentes estruturas treliçadas com o objetivo de minimizar a massa sujeito a restrições nas frequências naturais. Os resultados convergiram, diversas treliças ótimas foram obtidas e um novo algoritmo foi criado, chamado *Hybrid differential evolution and symbiotic organisms search algorithm*.

Brandão (2021) utilizou o algoritmo WOA na otimização de ADS e MADS em diferentes estruturas metálicas apertadas, com diversos graus de liberdade, submetidas a sismos. Os resultados convergiram e as estruturas foram controladas.

Souza (2021) propôs um novo algoritmo denominado *Circle-Inspired Optimization Algorithm (CIOA)*. O autor utilizou o CIOA na otimização paramétrica e de forma de diferentes estruturas treliçadas e comparou os resultados com outros algoritmos já estabelecidos na área de otimização. Os resultados apontaram que o novo algoritmo é altamente competitivo nos problemas de engenharia estrutural.

Lemonge *et al* (2021) utilizaram um algoritmo chamado *Third Evolution Step Differential Evolution*, uma versão modificada do algoritmo *Differential Evolution*, na otimização multi-objetivo de diferentes estruturas treliçadas objetivando a minimização da massa e a maximização da frequência natural. Os resultados convergiram e diferentes soluções ótimas foram obtidas.

Zhang e Zhang (2021) utilizaram o algoritmo GA na otimização multi-objetivo de diferentes vigas de concreto armado objetivando a minimização do custo e das emissões de carbono do projeto. Os resultados convergiram e forneceram uma visão sobre a sustentabilidade no tocante a projeto de elementos de concreto armado.

3.2 CONTROLE DE VIBRAÇÕES COM AMORTECEDORES MR

Diferente dos capítulos 2.2 a 2.4, que estabeleceram a fundamentação teórica dos sistemas de controle de vibrações e dos amortecedores MR, este capítulo tem por objetivo apresentar publicações mais recentes a fim de contextualizar e apresentar ao leitor os diversos tópicos estudados atualmente na área de controle de vibrações com amortecedores MR.

Dyke *et al* (1996) aplicaram 4 protótipos de amortecedores MR fornecidos pela empresa *Lord Corporation* em uma estrutura experimental com 6 graus de liberdade submetida a uma excitação na base (a fim de simular um sismo). Os autores descreveram numericamente os dispositivos através do modelo mecânico de Bouc-Wen e aplicaram a estratégia de controle *clipped-optimal* baseada na resposta em termos de acelerações. Os resultados apontaram a efetividade dos dispositivos no controle das vibrações.

Dyke *et al* (1999) desenvolveram um estudo experimental através de um modelo com 3 graus de liberdade, excitado na base por um sismo e controlado por um amortecedor MR veicular (*Lord Corporation*). Os autores descreveram numericamente os dispositivos através do modelo mecânico de Bouc-Wen modificado e aplicaram a estratégia de controle *clipped-optimal* baseada na resposta em termos de acelerações. Os resultados apontaram uma redução de 24,3% no deslocamento máximo do último pavimento.

Yi *et al* (2001) aplicaram 4 amortecedores MR em uma estrutura experimental com 6 graus de liberdade submetida a excitação sísmica com três intensidades diferentes. Os autores propuseram uma modificação no modelo mecânico de Bouc-Wen e aplicaram duas estratégias de controle diferentes *clipped-optimal* e *Lyapunov control*. A estratégia *Lyapunov control* e a *clipped-optimal*, obtiveram uma redução de 30% e 12%, respectivamente, nas acelerações de pico apresentadas quando excitadas pelo sismo de maior intensidade.

Lee *et al* (2002) propuseram um projeto de amortecedor MR utilizando um fluido MR produzido pela *Lord Corporation*. Os autores descreveram numericamente o dispositivo através do modelo mecânico proposto por Yi *et al* (2001) e sinalizaram a possibilidade do uso da estratégia de controle *clipped-optimal* baseada na resposta em termos de acelerações. Os autores sinalizaram a intenção de desenvolver um protótipo e estudos experimentais em simuladores de sismo e túnel de vento.

Xu e Shen (2003) realizaram um experimento numérico através de uma estrutura de concreto armado com 3 graus de liberdade controlada por um amortecedor MR na base e submetida a sismo. Os autores descreveram numericamente os dispositivos através do modelo mecânico de Bingham e compararam três estratégias de controle diferentes, *Bi-state control*, *Modified Bi-state control* e *Intelligent Bi-state Control*. Os resultados apontaram uma redução de 50,6%, 46,4% e 52,2% na resposta em termos de deslocamento para as estratégias *Bi-state control*, *Modified Bi-state control* e *Intelligent Bi-state Control*, respectivamente.

Zhu *et al* (2004) realizaram um experimento numérico através de uma estrutura com 40 pavimentos do tipo *shear building*, controlada por 20 amortecedores MR instalados nos primeiros 20 pavimentos e submetida a ação dinâmica do vento. Os autores descreveram numericamente os dispositivos através do modelo mecânico de Bingham e propuseram uma nova estratégia de controle e a compararam com a estratégia *clipped-optimal*. Os resultados

apontaram uma redução aproximada de 36% e 32% nos valores *rms* do deslocamento, para a estratégia proposta e para a *clipped-optimal*, respectivamente.

Chen *et al* (2004) reportaram o estudo teórico-experimental-prático realizado na ponte estaiada *Dongting Lake Bridge* na China, severamente excitada por ventos fortes e chuva. Primeiramente, em testes de campo, os autores investigaram a efetividade do amortecedor MR modelo RD-1005, fabricado pela *Lord Corporation*, em reduzir a vibração dos cabos da ponte, utilizando acelerômetros. Já na fase de implantação do experimento, conforme mais cabos eram reforçados com amortecedores MR, a vibração do tabuleiro da ponte diminuía visivelmente. No total 80 cabos foram reforçados e desde a conclusão do projeto não foram mais relatadas vibrações.

Weber *et al* (2006) publicaram uma diretriz contendo uma visão geral dos dispositivos de amortecimento e algoritmos de controle frequentemente usados em estruturas civis, objetivando o compartilhamento de ideias e ferramentas para pesquisadores da área.

Xiangjun *et al* (2008) estudaram um modelo estrutural denominado *mega-sub controlled structure*, que basicamente consiste em uma megaestrutura externa cuja função é estabilizar uma subestrutura interna, através de um pórtico com 144 metros de altura, sob ação dinâmica do vento. Os autores simularam numericamente a aplicação de amortecedores MR semiativos na interface entre a megaestrutura e a subestrutura descrevendo-os numericamente através do modelo mecânico de Bingham e utilizando uma estratégia de controle baseada no LQR. Os resultados apontaram uma redução de 35,85% no deslocamento do topo da estrutura.

ZhaoDong e YingQing (2008) realizaram um experimento numérico através de uma estrutura com 3 graus de liberdade equipada com um amortecedor MR submetida a sismo. Os autores descreveram numericamente os dispositivos através do modelo mecânico de Bingham e utilizaram a estratégia *fuzzy controller*. Em uma das excitações consideradas no experimento os resultados apontaram a redução de 41,1% e 21,9%, no deslocamento e aceleração, respectivamente, do último pavimento.

Kori e Jangid (2009) realizaram um experimento numérico através de uma estrutura com 5 graus de liberdade equipada com amortecedores MR submetida a sismo. Os autores descreveram numericamente os dispositivos através do modelo mecânico de Bouc-wen e compararam três estratégias de controle diferentes, *bang-bang control*, *clipped optimal* e

Lyapunov control. Os resultados apontaram que as três estratégias utilizadas foram eficientes no controle das vibrações e dentre elas a mais eficiente foi a *bang-bang control*.

Carneiro (2009) avaliou numericamente o controle aplicado a um modelo de um edifício de dois andares submetido a uma aceleração na base. Foi adotado um modelo numérico tridimensional controlado por 2 amortecedores MR, modelo RD-1005, fabricado pela *Lord Corporation*. A autora descreveu numericamente os dispositivos através do modelo mecânico de Bouc-Wen modificado, com parâmetros obtidos experimentalmente, utilizando a estratégia *clipped optimal*. Os resultados apontaram eficiência na redução dos deslocamentos e acelerações.

Askari et al (2011) realizaram um experimento numérico através de um pórtico 2D com vinte pavimentos equipado com 15 amortecedores MR com capacidade de 1000 kN, submetido a sismos. O Regulador Linear Quadrático Gaussiano (LQG), um controlador ótimo com realimentação de saída em presença de ruído branco gaussiano, foi usado para determinar as forças de controle ótimas enquanto uma estratégia proposta denominada *Optimal Takagi-Sugeno fuzzy Inverse model* foi utilizada para selecionar a voltagem no dispositivo. Os autores compararam a estratégia proposta com a estratégia *clipped optimal*. Os resultados se limitaram a comparar as forças de amortecimento obtidas com as forças ótimas desejadas, e apontaram uma superioridade na estratégia proposta em alcançar as forças ótimas.

Lima (2011) realizou um estudo teórico-experimental, com três diferentes configurações, a fim de avaliar o comportamento reológico do amortecedor MR modelo RD-1005, fabricado pela *Lord Corporation*. O amortecedor foi submetido a excitações provocadas por um atuador hidráulico e por um atuador pneumático, em diferentes experimentos. O autor descreveu os amortecedores MR através do modelo mecânico de Bingham, utilizando parâmetros obtidos experimentalmente através do protótipo utilizado e comparou os resultados experimentais com resultados obtidos em *software* comercial. O autor concluiu que os valores teóricos convergiram com aqueles obtidos no experimento.

Bitaraf (2011) e Bitaraf e Hurlebaus (2013), realizaram um experimento numérico através de uma estrutura com 20 pavimentos do tipo *shear building*, equipada com 2 amortecedores MR por andar, do 1º ao 17º pavimento, e 1 amortecedor MR por andar nos três últimos pavimentos, submetida a sismos diversos. Os dispositivos, com capacidade de 1000 kN, foram descritos numericamente através do modelo mecânico de Bouc-Wen e uma estratégia de controle

denominada *Simple Adaptive Control Method* foi utilizada. Em uma das análises realizadas, os resultados apontaram uma redução de 71% e 54% nos valores máximos de deslocamento e aceleração, respectivamente.

Kim e Kang (2012) realizaram um experimento numérico através de uma estrutura com 76 pavimentos controlada por um AMS semiativo instalado no topo, submetida a ação dinâmica do vento. A característica semiativa empregada pelo ADS é devido a utilização de um amortecedor MR no conjunto. O amortecedor MR foi descrito numericamente através do modelo mecânico de Bouc-Wen utilizando uma estratégia de controle denominada *Fuzzy logic control algorithm*. Os resultados apontaram eficiência na redução da resposta.

César (2015) realizou um estudo numérico-experimental em diversas estruturas diferentes, considerando modelos numéricos com 1, 2, 3 e múltiplos graus de liberdade, controladas por dois modelos diferentes de amortecedores MR, sendo um deles o modelo RD-1005, fabricado pela *Lord Corporation*. As estruturas foram submetidas a carregamentos senoidais e sismos. O autor descreveu os amortecedores MR através de diferentes modelos mecânicos, como Bingham, Bouc-Wen e Bouc-Wen modificado, utilizando parâmetros obtidos experimentalmente, através de um protótipo, para cada um dos modelos. O autor utilizou diversas estratégias de controle como *bang-bang control*, *clipped optimal* e *Fuzzy control algorithm*. Os resultados apontaram a efetividade dos amortecedores MR bem como as diferenças e nuances entre cada um dos modelos e estratégias. Pode-se dizer que a obra é uma das mais completas sobre o tema.

4 METODOLOGIA PROPOSTA

Neste capítulo será apresentada a metodologia proposta e as modelagens numéricas que serão utilizadas para a estrutura, para o vento, para o algoritmo de otimização, para os amortecedores MR e para a estratégia LQR-CO. Por fim, os critérios de desempenho considerados no trabalho são apresentados.

4.1 MODELAGEM ESTRUTURAL

A modelagem numérica da estrutura será abordada através do método dos elementos finitos, considerando um modelo de pórtico 2D, conforme procedimentos de Clough e Penzien (1995), Soriano (2009) e Hibbeler (2013). As matrizes de massa dos elementos da estrutura foram obtidas através da eq. (4.1).

$$M^e = M_c^e + M_l^e. \quad (4.1)$$

Onde M_c^e é a Matriz de Massa consistente do elemento e M_l^e é a Matriz de massa concentrada do elemento, esta, utilizada para atribuir a massa das lajes em cada nó, para cada grau de liberdade, considerando uma área de influência equivalente. Obtidas através das eq. (4.2) e eq. (4.3).

$$M_c^e = \rho \frac{AL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix}. \quad (4.2)$$

$$M_l^e = \begin{bmatrix} m'_{s1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m'_{s2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m'_{s3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m'_{s4} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m'_{s5} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m'_{s6} \end{bmatrix}. \quad (4.3)$$

Onde A é a área da seção transversal, L é o comprimento e ρ é a densidade do material do elemento. m'_{si} , com $i = \{1,2,3,4,5,6\}$, é a massa referente a laje que atua no grau de liberdade. As matrizes de rigidez dos elementos foram obtidas através da eq. (4.4).

$$K^e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}. \quad (4.4)$$

Onde E é o módulo de elasticidade do material e I é a inércia do elemento. O Módulo de Elasticidade do concreto foi estimado conforme determina a NBR 6118 (ABNT, 2014), através das eqs. (4.5 a 4.7).

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 fck^{1/2}. \quad (4.5)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{fck}{80}. \quad (4.6)$$

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci}. \quad (4.7)$$

Onde E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial, E_{cs} é o módulo de elasticidade secante (considerado), fck é a resistência característica à compressão do concreto e α_E é um fator que considera a variação do agregado graúdo utilizado.

Uma vez obtidas as matrizes de massa e rigidez dos elementos, procede-se a condensação estática e determinação das matrizes de massa e rigidez globais M e K , respectivamente. Salienta-se que as condições de contorno (apoios, onde o deslocamento prescrito é zero) implica na eliminação das linhas e colunas restringidas do sistema de equações global.

A matriz de amortecimento C foi determinada a partir do método de Rayleigh, formulada como uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez globais, através das eqs. (4.8 a 4.10).

$$C = a_0 M + a_1 K. \quad (4.8)$$

Onde,

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_m \omega_n}{\omega_m + \omega_n}. \quad (4.9)$$

$$a_1 = \xi \frac{2}{\omega_m + \omega_n}. \quad (4.10)$$

Em que ξ é a razão de amortecimento da estrutura e ω_m e ω_n , são as frequências naturais do primeiro e segundo modos de vibração da estrutura, respectivamente. A relação entre a razão de amortecimento e as frequências do sistema bem como a curva resultante da associação do amortecimento proporcional à massa e o amortecimento proporcional à rigidez pode ser observada na Figura 4.1.

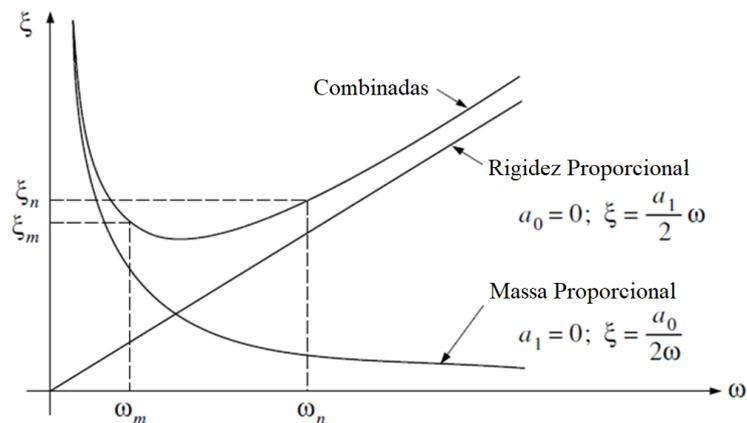


Figura 4.1 – Amortecimento de Rayleigh (adaptado de CLOUGH; PENZIEN, 1995)

4.1.1 Modos de vibração e frequências naturais

O movimento de um sistema oscilatório discreto é representado por um número de coordenadas independentes igual ao seu número de graus de liberdade, e esse é também o número de frequências naturais que um sistema em vibração livre pode se movimentar. Um modo de vibração se dá quando todas as coordenadas de um sistema de vibração livre estão em movimento harmônico com uma mesma frequência natural (BLESSMANN, 2005).

A determinação dos modos de vibração e das frequências naturais para uma estrutura pode ser realizada através da solução do problema de autovalores e autovetores, admitindo-se um movimento harmônico arbitrário em função de uma frequência natural da estrutura (ω), e multiplicando-o pelo vetor da forma modal de vibração (φ) para essa frequência, conforme indicado por Clough e Penzien (1995), na eq. (4.11).

$$\varphi(K - \omega^2 M) = 0. \quad (4.11)$$

4.2 MODELAGEM DO VENTO

O vento é um fenômeno natural instável que varia ao longo do tempo apresentando flutuações aleatórias em torno de um valor médio de velocidades, conhecidas como rajadas. Apresenta ainda uma ocorrência sequencial de frequência e intensidade de curta duração. A irregularidade das flutuações dificulta o seu estudo de forma determinística, fazendo com que o tratamento seja feito pela teoria das probabilidades e médias estatísticas. Para o problema proposto, os procedimentos descritos na NBR 6123 (ABNT, 1988), foram seguidos e, portanto, trata apenas dos ventos sinóticos. A carga devido ao efeito da pressão do vento é dada pela eq. (4.12).

$$F_a = \bar{F}_a + \tilde{F}_a. \quad (4.12)$$

Onde \bar{F}_a é a componente média e \tilde{F}_a é a componente flutuante, da força de arrasto F_a . A componente média da força de arrasto pode ser obtida pela eq. (4.13).

$$\bar{F}_a = \bar{q}_0 C_a A_i b^2 (z_i/z_r)^{2p}. \quad (4.13)$$

Onde C_a é o coeficiente de arrasto que depende do formato da edificação, A_i é a área de influência considerada, b e p são parâmetros meteorológicos, z_r é a altura de referência (10 metros), z_i é a altura em análise e \bar{q}_0 é a pressão dinâmica de referência do vento, relativa à componente média, dada pela eq. (4.14).

$$\bar{q}_0 = \frac{1}{2} \rho_a \bar{V}_p^2. \quad (4.14)$$

Onde ρ_a representa a massa específica do ar (igual a 1,225 kg/m³ a 15 °C e 1013 mbar) e \bar{V}_p é a velocidade de projeto, correspondente à velocidade média sobre 10 minutos a 10 metros de altura sobre o solo, em terreno de categoria de rugosidade II, expressa através da eq. (4.15).

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3. \quad (4.15)$$

Onde V_0 é a velocidade básica do vento, S_1 é o fator de correção topográfico e S_3 é o fator de correção estatístico. A componente flutuante da força de arrasto pode ser obtida pela eq. (4.16).

$$\tilde{F}_a = \tilde{q}_0 C_a A_i. \quad (4.16)$$

Onde \tilde{q}_0 é a pressão dinâmica de referência do vento, relativa à componente flutuante, dada pela eq. (4.17).

$$\widetilde{q}_0 = \frac{1}{2} \rho_a 2\overline{V}^p b(z_i/z_r)^p \Delta v. \quad (4.17)$$

Em que $\Delta v (c_x, c_y, t)$ é a componente flutuante da velocidade do vento, c_x e c_y são as coordenadas horizontais e verticais, respectivamente, em um plano cartesiano, do ponto em análise e t é o tempo. A componente flutuante da velocidade do vento é considerada um processo aleatório normal com média zero. Shinozuka e Jan (1972) formularam o problema por meio da superposição de ondas harmônicas, em um processo conhecido como método de representação espectral. Por meio desse método é possível converter a energia descrita pelo espectro no domínio da frequência para o domínio do tempo e isso implica a inclusão de uma componente aleatória no processo, conforme mostrado na eq. (4.18).

$$\Delta V_s(t) = \sum_{i=1}^{n_f} \sqrt{2S_i(f_i)} \Delta f_i \cos(2\pi f_i t + \phi_i). \quad (4.18)$$

Onde $\Delta V_s(t)$ é um sinal de velocidade flutuante em uma determinada posição no espaço, com $s = \{1,2,3,4\}$, S_i é a densidade espectral da velocidade do vento, f_i são as frequências consideradas, n_f é o valor máximo da faixa de frequência consideradas, Δf_i é o incremento de frequência e ϕ_i é o ângulo de fase que é uma variável aleatória com função de distribuição de probabilidade uniforme entre 0 e 2π . Dentre os modelos espectrais disponíveis, foi utilizado aquele proposto por Davenport, de acordo com Blessmann (1995), descrito através das eqs. (4.19 a 4.21).

$$\frac{f_i S_i(f_i)}{u_*^2} = \frac{4n_*^2}{(1+n_*^2)^{4/3}}. \quad (4.19)$$

$$u_* = \frac{k_* \overline{V}_{10}}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)}. \quad (4.20)$$

$$n_* = \frac{f_i L_*}{\overline{V}_{10}}. \quad (4.21)$$

Onde u_* é a velocidade de fricção, n_* é a frequência adimensionalizada, k_* representa a constante de Kármán, \overline{V}_{10} é a velocidade média do vento a 10m acima do nível do terreno, z_{ref} é a altura de referência, z_0 é o comprimento de rugosidade e L_* é uma constante de ajuste do modelo espectral. O espectro de Davenport é representado na Figura 4.2.

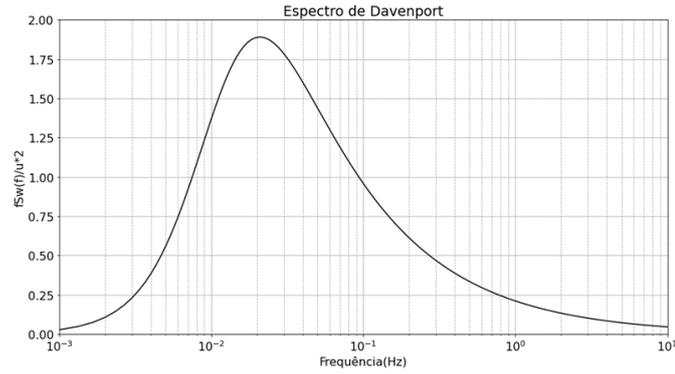


Figura 4.2 – Espectro de Davenport

Para o estudo não determinístico do vento, utilizando os s sinais de velocidades flutuantes, e considerando a correlação espacial entre eles, determina-se a componente flutuante da velocidade do vento, segundo Miguel et al. (2012) fruto da abordagem proposta por Riera e Ambrosini (1992), através da eq. (4.22):

$$\Delta V(c_x, c_y, t) = \Delta V_1(t) + \frac{\Delta V_2(t) - \Delta V_1(t)}{c_a} c_x + \frac{\Delta V_3(t) - \Delta V_1(t)}{c_b} c_y + \frac{\Delta V_4(t) - \Delta V_3(t) - \Delta V_2(t) + \Delta V_1(t)}{c_a c_b} c_x c_y. \quad (4.22)$$

A eq. (4.22) determina a velocidade flutuante em um determinado ponto de interesse de coordenadas horizontais e verticais, c_x e c_y , respectivamente, em um plano cartesiano, onde os s sinais de velocidades flutuantes estão espaçados por um comprimento de correlação horizontal c_a e por um comprimento de correlação vertical c_b . Sendo assim, o pórtico em estudo é inserido perpendicularmente no plano de correlação, e a velocidade flutuante é determinada em cada um dos nós externos da estrutura, conforme ilustra a Figura 4.3.

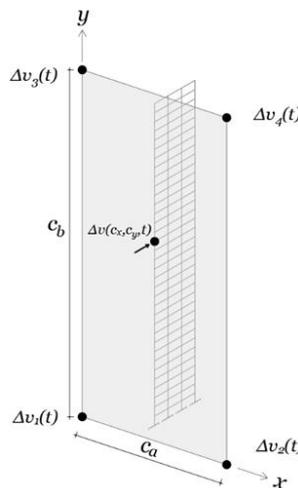


Figura 4.3 – Espaço de correlação das velocidades flutuantes do vento.

c_a e c_b são determinados através das eq. (4.23) e eq. (4.24) propostas por Miguel et al. (2012) fruto da regressão linear aplicada aos dados experimentais de Blessmann (1995).

$$c_a = 1,6z_c + 22,1 . \quad (4.23)$$

$$c_b = 0,93z_c + 29,3 . \quad (4.24)$$

Onde z_c é a altura de correlação considerada. Os parâmetros não calculáveis das equações apresentadas neste capítulo são obtidos através dos procedimentos, gráficos e tabelas da NBR 6123 (ABNT, 1988).

4.3 OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL

Os paradigmas e equações que regem o algoritmo *gbest* PSO com a modificação proposta por Shi e Eberhart (1998) são definidos segundo as indicações de Engelbrecht (2007).

Seja $\hat{x}_i(t)$ a posição da partícula i no espaço de busca no tempo t . A posição da partícula é modificada adicionando uma velocidade¹, $\hat{v}_i(t)$, à posição atual, como demonstra a eq. (4.25).

$$\hat{x}_i(t + 1) = \hat{x}_i(t) + \hat{v}_i(t + 1) . \quad (4.25)$$

Com $\hat{x}_i(0)$ dentro dos limites impostos, isto é, $\hat{x}_{iL} \leq \hat{x}_i(0) \leq \hat{x}_{iU}$.

Seja $\hat{y}(t)$ a melhor posição encontrada até o momento, ou seja, a informação social do método. Considere um grupo com n_s partículas i , onde $i = \{1, \dots, n_s\}$. A velocidade da partícula i é calculada através da eq. (4.26).

$$\hat{v}_{ij}(t + 1) = w\hat{v}_{ij}(t) + c_1r_{1j}(t)[\bar{y}_{ij}(t) - \hat{x}_{ij}(t)] + c_2r_{2j}(t)[\hat{y}_j(t) - \hat{x}_{ij}(t)] . \quad (4.26)$$

Onde w é o peso de inércia, que controla a contribuição da velocidade anterior na nova velocidade da partícula, \hat{v}_{ij} é a velocidade da partícula i na dimensão $j = \{1, \dots, n_x\}$ no tempo t , $\hat{x}_{ij}(t)$ é a posição da partícula i na dimensão j no tempo t . c_1 e c_2 , são coeficientes de aceleração, que expressam quanta confiança uma partícula tem em si mesma ou em seus vizinhos, respectivamente, $r_{1j}(t)$ e $r_{2j}(t)$ são variáveis aleatórias com distribuição uniforme que variam de 0 a 1, responsáveis pelo caráter estocástico do método.

1 Nomenclatura utilizada pelo autor do método. $\hat{v}_i(t)$ representa um incremento na posição.

A melhor posição individual \bar{y}_i , é a melhor posição visitada pela partícula i desde o primeiro passo de tempo. Considerando um problema de minimização, com uma função objetivo \hat{f} , a melhor posição individual no tempo $t + 1$ é definida pela eq. (4.27).

$$\bar{y}_i(t + 1) = \begin{cases} \bar{y}_i(t) & \text{se } \hat{f}(\hat{x}_i(t + 1)) \geq \hat{f}(\bar{y}_i(t)) \\ \hat{x}_i(t + 1) & \text{se } \hat{f}(\hat{x}_i(t + 1)) < \hat{f}(\bar{y}_i(t)) \end{cases} \quad (4.27)$$

E então, a melhor posição global $\hat{y}(t)$, no tempo t , é definida através da eq. (4.28).

$$\hat{y}(t) = \min\{\hat{f}(\hat{x}_0(t)), \dots, \hat{f}(\hat{x}_{n_s}(t))\}. \quad (4.28)$$

A Figura 4.4 apresenta o pseudocódigo do *gbest* PSO.

```

Inicialize um grupo de partículas com dimensão  $n_x$ ;
Repetir
|
|   Para cada partícula  $i = 1, \dots, n_s$  Faça
|   |
|   |   // Definir a melhor posição individual
|   |   Se  $\hat{f}(\hat{x}_i) < \hat{f}(\bar{y}_i)$  Então
|   |   |
|   |   |    $y_i = x_i$  ;
|   |   |
|   |   | Fim
|   |   // Definir a melhor posição global
|   |   Se  $\hat{f}(\bar{y}_i) < \hat{f}(\hat{y})$  Então
|   |   |
|   |   |    $\hat{y} = \bar{y}_i$  ;
|   |   |
|   |   | Fim
|   |
|   | Fim
|   Para cada partícula  $i = 1, \dots, n_s$  Faça
|   |
|   |   Atualize a velocidade ;
|   |
|   |   Atualize a posição ;
|   |
|   | Fim
Até (o critério de parada ser verdadeiro)

```

Figura 4.4 – Pseudocódigo do *gbest* PSO (adaptado de ENGELBRECHT, 2007).

O critério de parada pode ser por exemplo: um número máximo de iterações, uma solução aceitável foi encontrada, nenhuma melhora na solução foi observada em um determinado número de iterações subsequentes.

4.4 MODELAGEM DOS AMORTECEDORES MR

Os amortecedores semiativos têm propriedades mecânicas ou parâmetros que podem ser ajustados para melhorar seu desempenho similar a um sistema de controle ativo, mantendo a confiabilidade dos sistemas de controle passivos (SPENCER JR. *et al*, 1997).

Esses dispositivos contêm basicamente um fluido magneto-reológico que pode alterar suas propriedades em nanossegundos devido à presença de um campo magnético provocado por uma corrente controlável. Muitos modelos reológicos foram desenvolvidos para descrever numericamente o fenômeno da histerese inerente a esse tipo de dispositivo. Neste estudo, o modelo de Bouc-Wen modificado foi usado conforme ilustra a Figura 4.5.

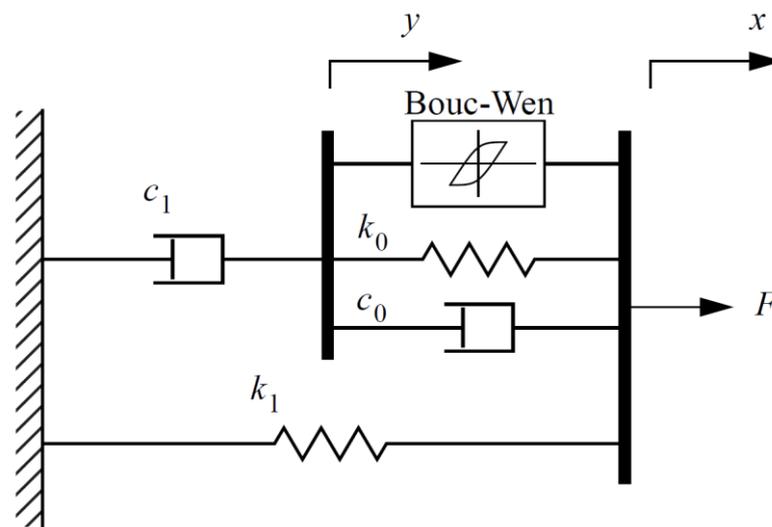


Figura 4.5 – Modelo reológico de Bouc-Wen modificado (SPENCER JR. *et al*, 1997).

Este modelo é regido pelas eqs. (4.29 a 4.31), da seguinte forma:

$$F_{MR} = c_1 \dot{y} + k_1(x - x_0). \quad (4.29)$$

$$\dot{y} = \frac{1}{c_0 + c_1} [\alpha z + c_0 \dot{x} + k_0(x - y)]. \quad (4.30)$$

$$\dot{z} = -\beta |\dot{x} - \dot{y}| z |z|^{n_{bw}-1} - \gamma (\dot{x} - \dot{y}) |z|^{n_{bw}} + A_{bw} (\dot{x} - \dot{y}). \quad (4.31)$$

Onde F ou $F_{MR}(t)$, é a força reativa total gerada pelo sistema, c_0 é o amortecimento viscoso observado em velocidades mais altas, k_0 está presente para controlar a rigidez em altas velocidades, c_1 é um amortecimento incluído no modelo para produzir o efeito de *roll-off* observado em baixas velocidades, k_1 é a rigidez do acumulador, x e y são os deslocamentos do amortecedor, z é a variável evolutiva, x_0 é o deslocamento inicial da mola k_1 associado à força

nominal do acumulador. O ponto acima de uma variável indica a derivada no tempo. α , β , γ , A_{bw} e n_{bw} são parâmetros que descrevem a histerese do sistema.

Os parâmetros do modelo que serão utilizados neste trabalho foram determinados experimentalmente por César (2015) para o amortecedor MR RD-1005-3 (*Lord corporation*) e são apresentados na Tabela 4.1, onde I é a corrente fornecida ao equipamento, cujo valor máximo, associado à saturação do campo magnético, é 0,5Amp. Já as especificações técnicas do equipamento são apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.1 – Parâmetros do modelo de Bouc-Wen modificado para o amortecedor MR RD-1005-3 (adaptado de CÉSAR, 2015)

Parâmetros Independentes	$A_{bw}[-]$	$\beta[\text{mm}^{-1}]$	$\gamma[\text{mm}^{-1}]$	$k_0[\text{N}/\text{mm}]$	$k_1(x - x_0)[\text{N}]$	n_{bw}
	10,013	3,044	0,103	1,121	40	2
Parâmetros dependentes da Corrente	$\alpha(I) = -826,67I^3 + 905,14I^2 + 412,52I + 38,24 [\text{N}]$ $c_0(I) = -11,73I^3 + 10,51I^2 + 11,02I + 0,59 [\text{N} \cdot \text{s}/\text{mm}]$ $c_1(I) = -54,40I^3 + 57,03I^2 + 64,57I + 4,73 [\text{N} \cdot \text{s}/\text{mm}]$					

Tabela 4.2 – Especificações de projeto do amortecedor MR RD-1005-3 (adaptado de CÉSAR, 2015)

Propriedade	Fluido MR
Força de pico – 1Amp	2224 N
Força de pico – 0Amp	667 N
Diâmetro	41,4 mm
Comprimento comprimido	155 mm
Comprimento estendido	208 mm
Massa	800 g

O amortecedor MR RD-1005-3 é um equipamento utilizado em aplicações de baixa capacidade de força, como por exemplo, suspensões industriais (CÉSAR, 2015). Pode-se verificar em suas especificações, apresentadas na Tabela 4.2, que sua força de pico em resposta à uma corrente de 1 A é de 2,224 kN, além disso, o modelo reológico de Bouc-Wen, utilizado neste trabalho, foi parametrizado por César (2015) considerando apenas 0,5A como corrente máxima associada ao campo de saturação magnética, o que reduz diretamente a força máxima potencial do equipamento. Tendo isso em vista, a força total reativa do equipamento (F_{MR}) será multiplicada por um fator de amplificação (Ω). Esse ajuste representa Ω amortecedores atuando em paralelo

em cada m massa controlada, a fim de simular um equipamento robusto, compatível com a força de arrasto.

4.4.1 Equação do equilíbrio dinâmico

A modelagem numérica do sistema considerando as forças de amortecimento dos amortecedores MR será abordada conforme procedimentos de Rao (2011), dessa forma, a representação matricial da equação do equilíbrio dinâmico é demonstrada na eq. (4.32).

$$M\ddot{\vec{x}} + C\dot{\vec{x}} + K\vec{x} = \vec{F} - \Omega\vec{F}_{MR} \quad (4.32)$$

Onde $\ddot{\vec{x}}$ é o vetor de acelerações, $\dot{\vec{x}}$ é o vetor de velocidades, \vec{x} é o vetor de deslocamentos, \vec{F} é o vetor de forças externas com as F_a nos graus de liberdade indicados, \vec{F}_{MR} é o vetor de forças de amortecimento com as F_{MR} nos graus de liberdade indicados e Ω é o fator de amplificação. Para solucionar a eq. (4.32) no domínio do tempo um método de integração numérica pode ser aplicado, como por exemplo o método de Newmark associado ao método de Runge-Kutta.

4.4.2 Estratégia de controle LQR-CO

Para tirar proveito da natureza semiativa dos amortecedores MR, foi utilizado o controlador LQR, abordado por Meirovitch (1990), Soong (1990) e Ogata (2010), por meio da estratégia *Clipped Optimal* (CO-LQR). A dedução completa do controlador LQR pode ser consultada nas bibliografias mencionadas. Resumidamente a força ótima de controle em cada instante de tempo pode ser determinada pelas eqs. (4.33 a 4.37).

$$\vec{f}_o(t) = -\frac{1}{2}R^{-1}B^T P\vec{e}(t) . \quad (4.33)$$

$$P\bar{A} - \frac{1}{2}PBR^{-1}B^T + \bar{A}^T P + 2Q = 0 . \quad (4.34)$$

$$\bar{A} = \begin{bmatrix} 0_{(n,n)} & Id_{(n,n)} \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{bmatrix}. \quad (4.35)$$

$$B = \begin{bmatrix} 0_{(n,n)} \\ M^{-1}\Gamma_{(n,m)} \end{bmatrix}. \quad (4.36)$$

$$\vec{e}(t) = \begin{bmatrix} x_n(t) \\ \dot{x}_n(t) \end{bmatrix}. \quad (4.37)$$

Onde $\vec{f}_o(t)$ é o vetor de forças ótimas em cada instante de tempo, com as m forças ótimas f_o , onde m é o número de forças de controle aplicadas ao sistema. $\vec{e}(t)$ é o vetor de estado do sistema composto pelos n deslocamentos $x(t)$ e as n velocidades $\dot{x}(t)$, onde n é o número de graus de liberdade do sistema. B é a matriz que descreve as forças de controle no espaço de estados, Γ é a matriz que descreve a localização das m forças de controle. Q e R são denominadas matrizes de ponderação, valores altos para elementos de Q significa priorizar a redução da resposta sobre as forças de controle, valores altos para elementos de R significa o contrário, em geral esses valores são obtidos em um processo de testagem objetivando a melhor resposta. \bar{A} é a matriz de estado do sistema e Id é a matriz identidade. A eq. (4.34) é a equação reduzida de Riccati e P é a matriz de Riccati.

Uma vez determinado o vetor $\vec{f}_o(t)$, a seleção da corrente a ser aplicada no amortecedor pode ser obtida, segundo Dyke (1996), através da eq. (4.38).

$$I = I_{max}H[(f_o - F_{MR})F_{MR}]. \quad (4.38)$$

Onde I_{max} é a corrente máxima, associada à saturação do campo magnético e $H(-)$ é a função de Heaviside. Dessa forma, a força do amortecedor é controlada indiretamente, através do controle da corrente, ou seja, quando o amortecedor está fornecendo a força ótima, a corrente aplicada permanece inalterada, se a magnitude da força produzida pelo amortecedor for menor que a magnitude da força ótima desejada e as duas forças tiverem o mesmo sinal, a corrente aplicada é aumentada para o nível máximo.

4.5 CRITÉRIO DE DESEMPENHO

Nesta dissertação três diferentes critérios de desempenho relacionados ao Estado Limite de Serviço (ELU) serão utilizados. O primeiro, indicado no Apêndice CC da norma americana ASCE/SEI 7-16 (2016), refere-se ao deslocamento horizontal máximo admissível da edificação (D_{max}), determinado através da eq. (4.39).

$$D_{max} = \frac{H_t}{600}. \quad (4.39)$$

Onde H_t é a altura total da edificação.

O segundo, refere-se ao deslocamento máximo admissível entre pavimentos adjacentes (*story drift*). De acordo com a norma americana, o *story drift* (SD) não pode exceder aproximadamente 1 cm, neste caso $SD_{max} \cong 1cm$. Ambos os limites citados, geralmente, são suficientes para minimizar danos ao revestimento e paredes não estruturais (ASCE/SEI 7-16, 2016).

O terceiro, refere-se à aceleração máxima admissível (Acc_{max}). Segundo a ASCE/SEI 7-16 (2016), vibrações contínuas (durante um período de minutos) com aceleração da ordem de $0,005g$ a $0,01g$, onde g é a aceleração da gravidade, são incômodas para a maioria das pessoas. A Figura 4.6 apresenta um gráfico de regiões de sensibilidade do usuário em relação à aceleração e é possível verificar que edifícios como o *Citicorp Center* e o *Empire State* situam-se em regiões entre perceptível e muito incômodo.

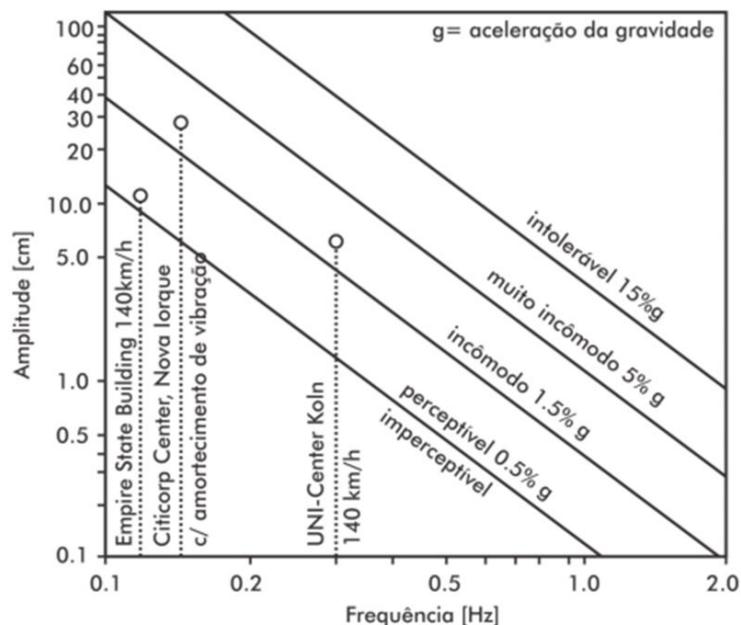


Figura 4.6 – Sensibilidade do usuário em relação à aceleração (BACHMANN, 1995).

A Tabela 4.3 apresenta de forma organizada os limites da aceleração relacionados à sensibilidade do usuário.

Tabela 4.3 – Aceleração limite (adaptado de BACHMANN, 1995)

Percepção	Acc_{max}
Imperceptível	$< 0,005g$
Perceptível	$0,005g$ a $0,015g$
Incômodo	$0,015g$ a $0,05g$
Muito incômodo	$0,05g$ a $0,15g$
Intolerável	$> 0,15g$

Bachmann (1995), destaca que este não é um critério principal de projeto pois, dependendo do tempo de recorrência dessas acelerações, mesmo que incômodas, são aceitáveis. Dessa forma, considerando as informações anteriores, será adotado como critério limite $Acc_{max} = 0,01g$, admitindo-se, portanto, acelerações dentro da faixa de sensibilidade incômoda.

4.6 SEQUÊNCIA METODOLÓGICA

Através das formulações propostas nos capítulos anteriores este trabalho será desenvolvido segundo a sequência metodológica apresentada na Figura 4.7.

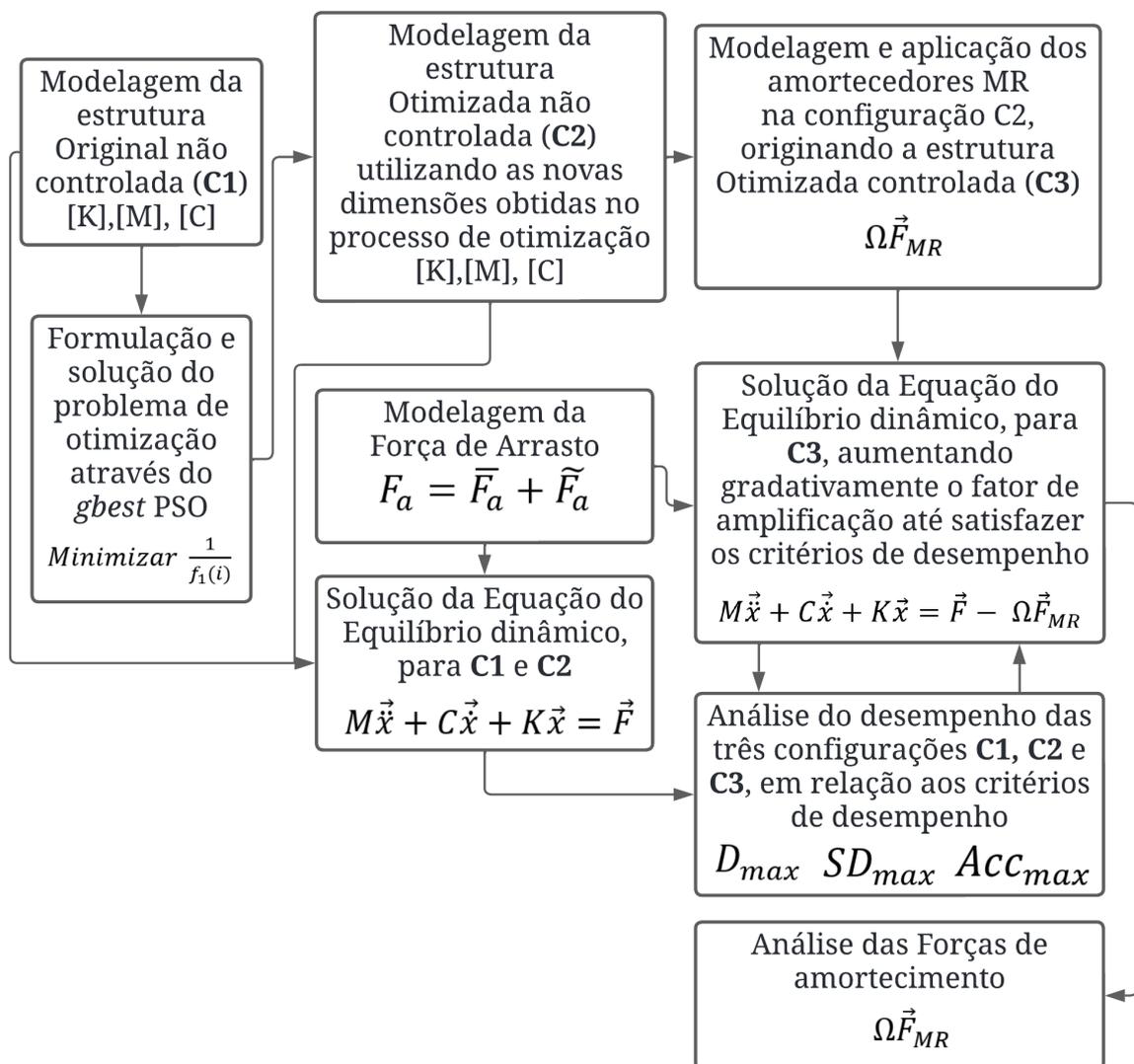


Figura 4.7– Sequência metodológica.

Primeiramente a estrutura Original não controlada (C1) será modelada. A partir de C1, a frequência fundamental da estrutura será otimizada, variando as dimensões dos elementos, através do *gbest PSO*, originando a estrutura Otimizada não controlada (C2). Em seguida serão modelados e aplicados os amortecedores MR na estrutura C2, obtendo-se então a estrutura Otimizada controlada (C3). Após isso, a Força de arrasto será modelada e então a equação do equilíbrio dinâmico será solucionada para as três configurações estruturais. A equação do equilíbrio dinâmico para C3 será solucionada repetidas vezes, aumentando gradativamente o fator de amplificação Ω até satisfazer os critérios de desempenho, segundo o pseudocódigo apresentado na Figura 4.8. Os parâmetros utilizados nas etapas mencionadas serão apresentados no Capítulo 6.

Atribuir um valor inicial $\Omega(0) = 10$;

Repetir

Solucionar a Equação do equilíbrio dinâmico:

$$M\ddot{\vec{x}} + C\dot{\vec{x}} + K\vec{x} = \vec{F} - \Omega\vec{F}_{MR}$$

Se não atender os critérios de desempenho **Então**

$$\Omega(i + 1) = \Omega(i) + 10$$

Até Atender os critérios de desempenho

Figura 4.8 – Pseudocódigo para definição do fator de amplificação.

5 VERIFICAÇÃO DOS ALGORÍTIMOS

Este capítulo apresentará as verificações dos algoritmos desenvolvidos em *python* para as seguintes finalidades: modelagem numérica da estrutura em pórtico 2D, geração dos sinais de vento, otimização estrutural através do *gbest PSO*, solução da equação do equilíbrio dinâmico, considerando ou não, a aplicação de amortecedores MR empregando a estratégia LQR-CO. Após a publicação do trabalho os algoritmos serão disponibilizados no *github* do autor.

5.1 VERIFICAÇÃO DA MODELAGEM DO PÓRTICO 2D

A verificação da modelagem do pórtico 2D e a respectiva análise das frequências naturais e modos de vibração foi realizada através do *software* comercial *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 (RSA)*. Para isso, foi utilizado o pórtico objeto de estudo deste trabalho, extraído de um edifício previamente proposto e analisado por Marcadella e Alberti (2017), projetado em concreto armado com f_{ck} 50 MPa, simétrico e com dimensões em planta de 15m x 15m, 35 andares, 99,75m de altura, 2,85m de altura entre lajes e 12cm de espessura em cada laje, conforme detalhamento apresentado na Figura 5.1.

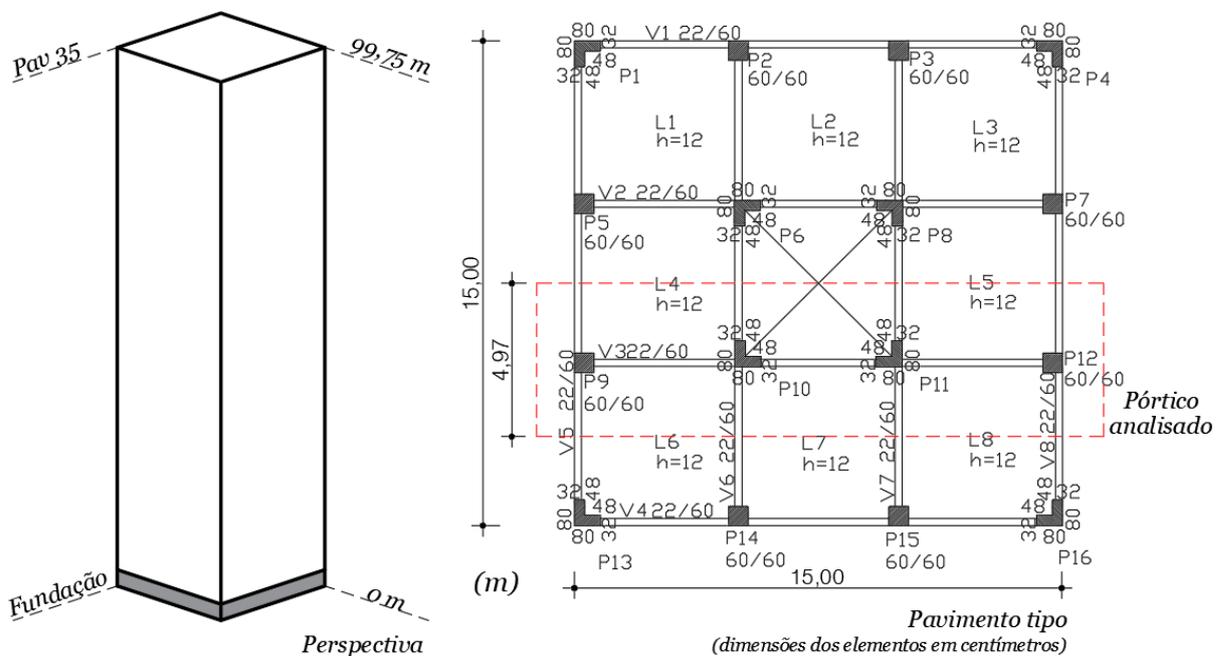


Figura 5.1 – Edifício analisado (adaptado de MARCADELLA E ALBERTI, 2017).

O pórtico destacado em planta na Figura 5.1, analisado aqui, foi considerado engastado na base, composto por pilares retangulares nas laterais, pilares em “L” na parte central e vigas retangulares contínuas, discretizado em 144 nós, 245 barras e 432 graus de liberdade. O detalhamento deste pórtico em sua configuração Original não controlada (C1) é apresentado na Figura 5.2. Nesta configuração as dimensões dos elementos se repetem em todos os pavimentos.

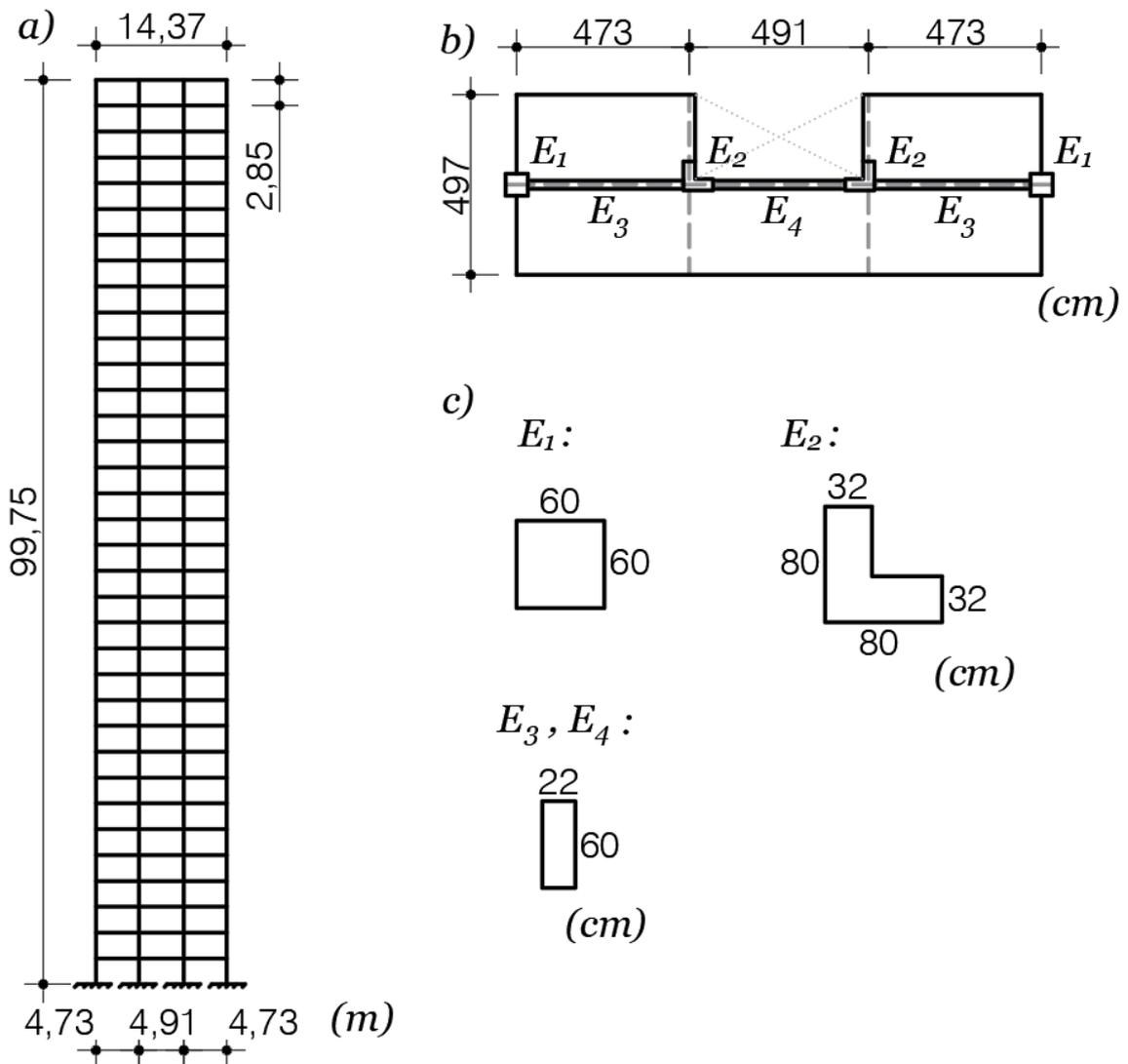


Figura 5.2– Estrutura analisada em configuração Original não controlada (C1). a) Pórtico 2D b) Seção transversal em planta considerada c) Seção transversal dos pilares (E_1 e E_2) e das vigas (E_3 e E_4).

Na solução da matriz de massa foram consideradas massas concentradas das lajes nos respectivos nós de cada pavimento, conforme ilustra a Figura 5.3. A massa das paredes foi desconsiderada.

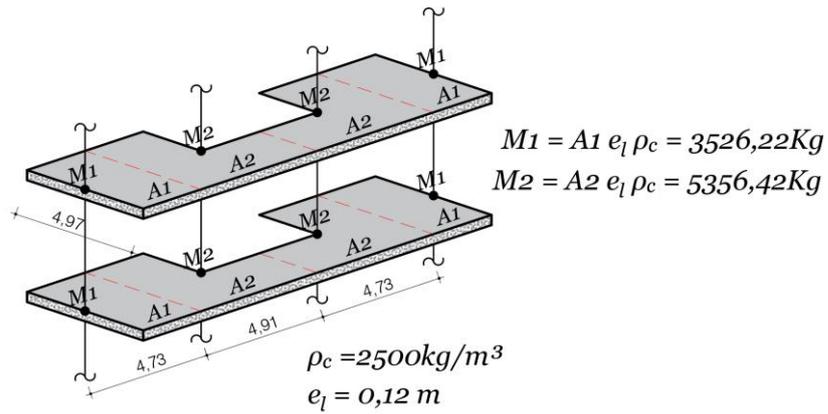


Figura 5.3 – Massa das lajes.

E e ρ foram tomados como $3,4 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$ e 2500 kg/m^3 , respectivamente.

Primeiramente, na Figura 5.4 demonstram-se os resultados obtidos através do RSA em termos de frequências naturais e formas modais.

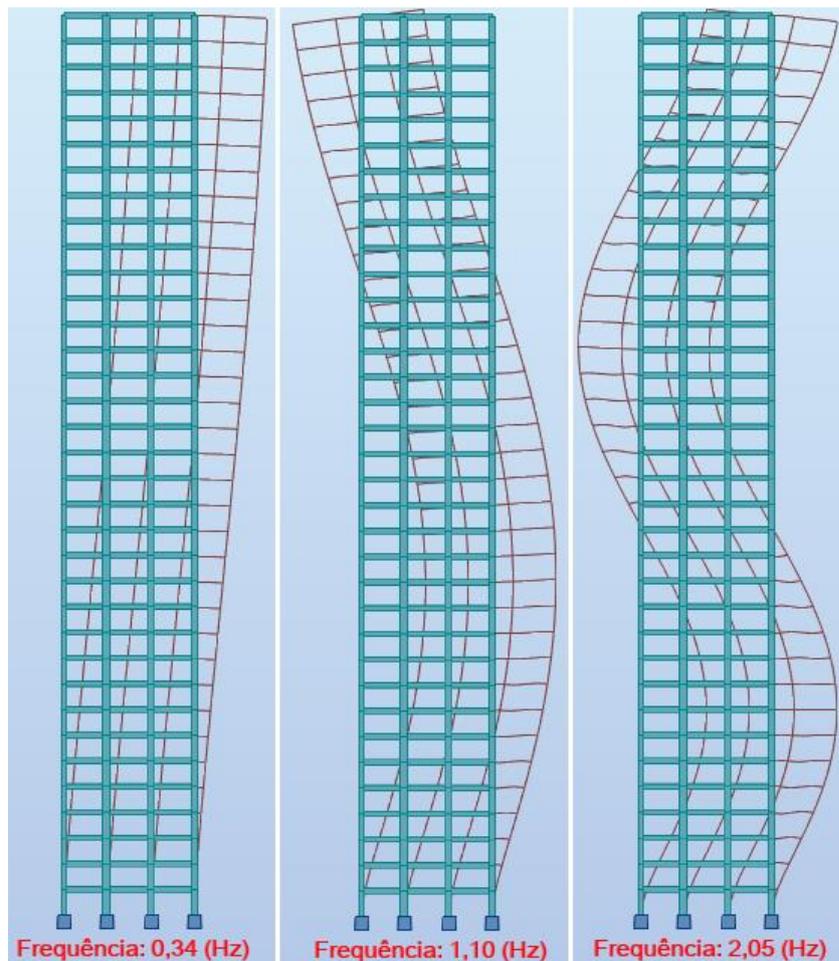


Figura 5.4 – 1º, 2º e 3º Frequências Naturais e Formas modais através do RSA.

E então, a Figura 5.5 demonstra os resultados obtidos através do algoritmo desenvolvido em *python*.

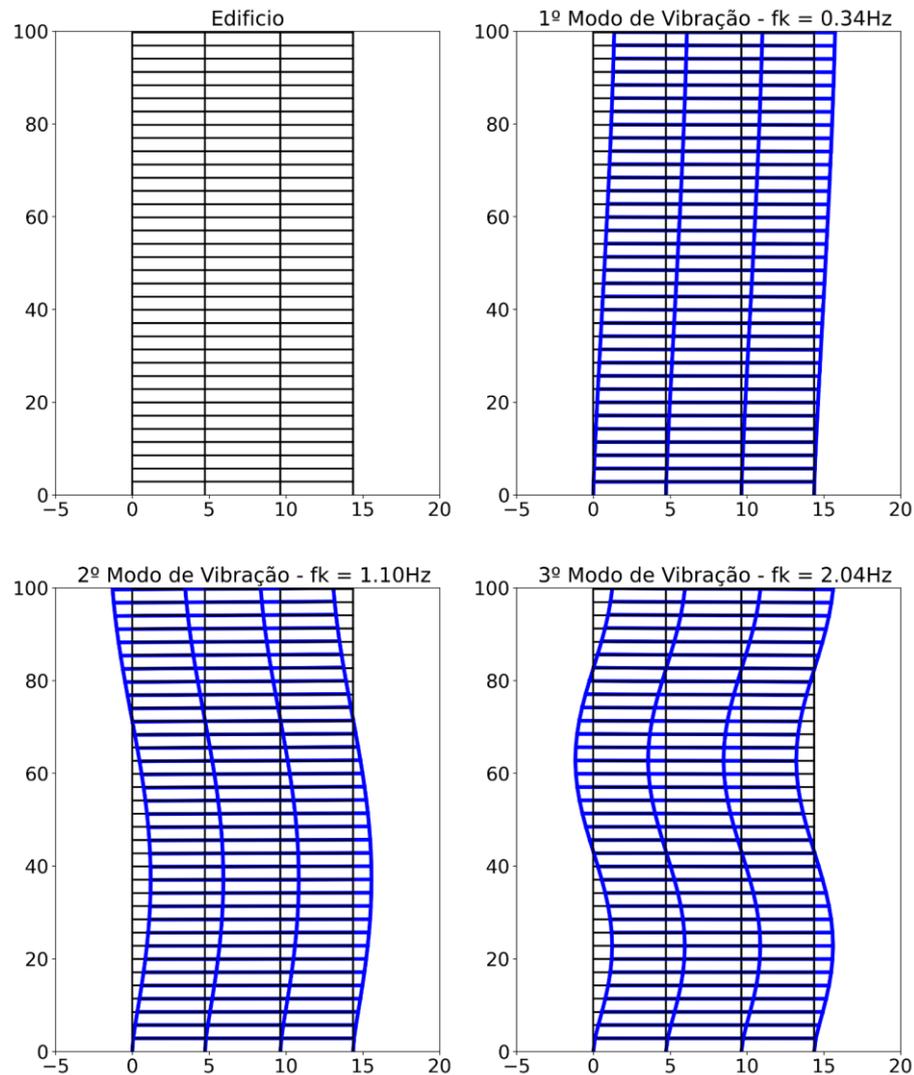


Figura 5.5 – Frequências Naturais e Formas modais através do algoritmo em *python*.

Os resultados são extremamente próximos. Uma vez que as frequências naturais e os modos de vibração são funções dependentes das matrizes de massa e rigidez, e que a matriz de amortecimento de Rayleigh é função dependente das quatro grandezas anteriores, considera-se que o algoritmo desenvolvido foi capaz de reproduzir os resultados do *software* comercial.

A estrutura, portanto, em sua configuração Original não controlada (C1), possui uma frequência fundamental de 0,34 Hz e, através das dimensões dos elementos e da massa específica considerada, foi possível determinar que a mesma totaliza 1171,6 toneladas de massa.

5.2 VERIFICAÇÃO DA MODELAGEM DO VENTO

Para verificar a modelagem do vento, um problema solucionado e publicado na literatura por Ávila (2019), que utilizou o mesmo procedimento para simulação, será utilizado. A autora analisou uma edificação do tipo *shear building* com 90 metros de altura submetida à ação dinâmica do vento modelada através de um processo estocástico. Os valores utilizados nos procedimentos descritos no capítulo 4.2 são sumarizados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1– Parâmetros utilizados na verificação da carga de Vento

Parâmetro	Un.	Valor
C_a	-	1,50
A_e	m ²	72
V_0	m/s	45
S_1	-	1
S_3	-	1
b	-	1
F_r	-	0,95
p	-	0,10
f_i	Hz	0~5
k_*	-	0,4
Z_{ref}	m	10
z_o	m	0,07
L_*	m	1200

Primeiramente, nas Figuras 5.6, 5.7 e 5.8 demonstram-se os resultados obtidos por Ávila (2019) em termos de Espectro de potência, Velocidades totais do vento e Forças de arrasto, respectivamente, identificando os pontos de pico.

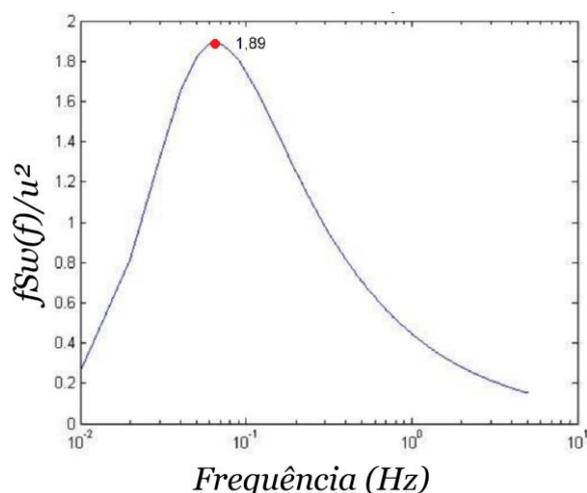


Figura 5.6 – Densidade espectral (adaptado de ÁVILA, 2017).

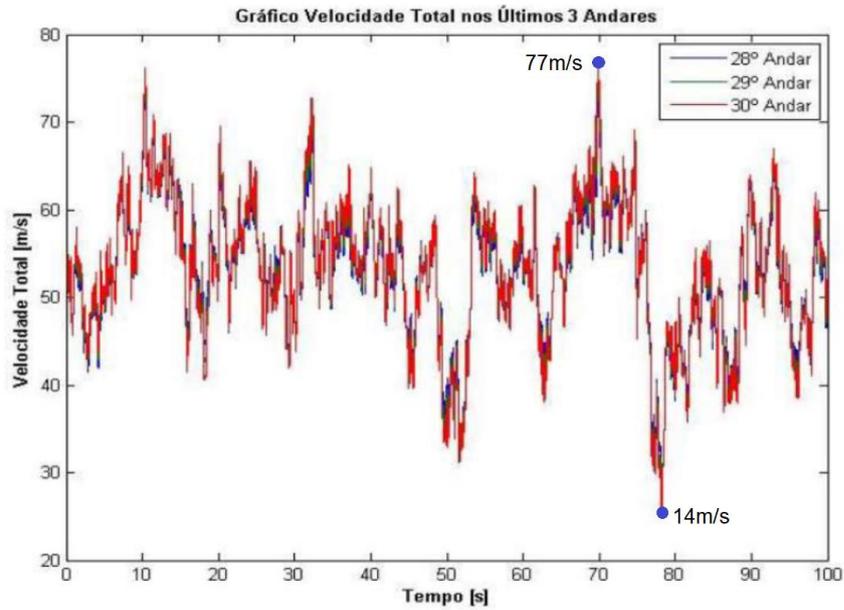


Figura 5.7 – Velocidades totais nos últimos 3 andares (adaptado de ÁVILA, 2019).

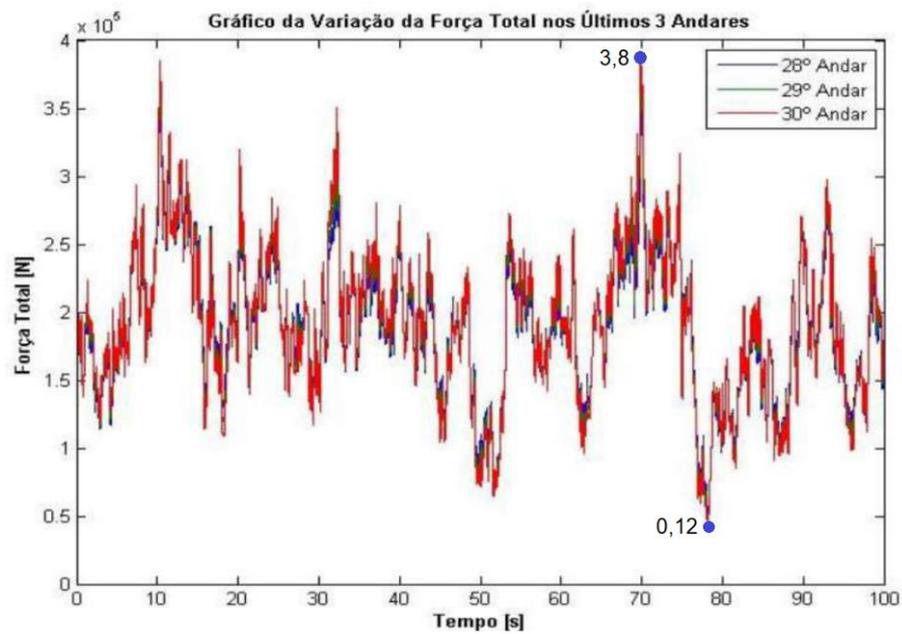


Figura 5.8 – Forças totais nos últimos 3 andares (adaptado de ÁVILA, 2019).

E então, as Figuras 5.9, 5.10 e 5.11 demonstram os resultados obtidos através do algoritmo desenvolvido em *python*.

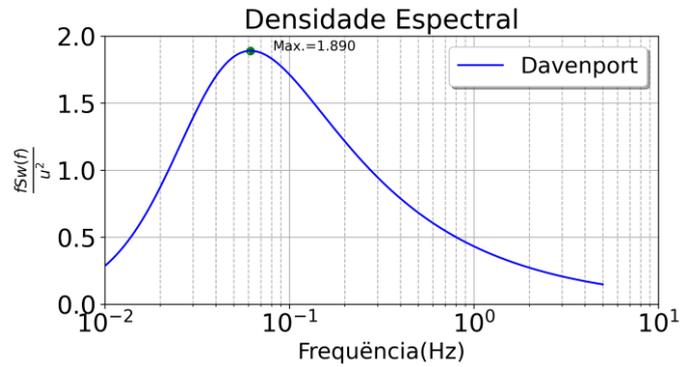


Figura 5.9 – Densidade espectral.

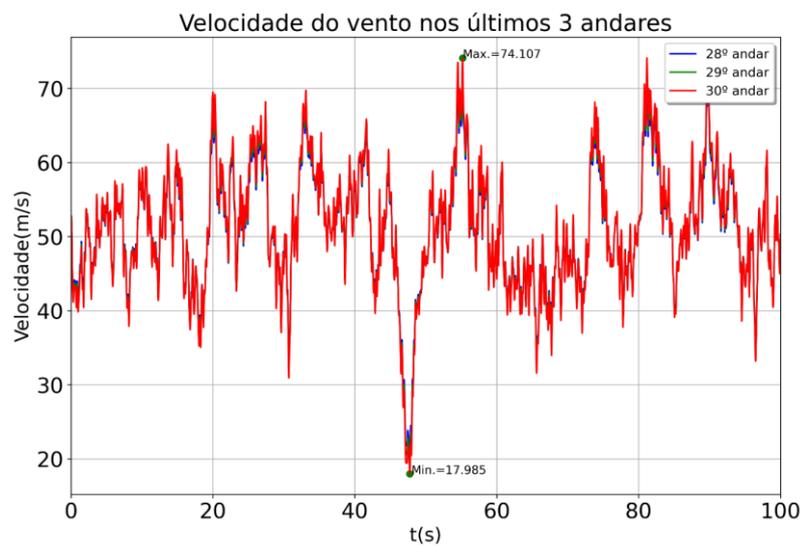


Figura 5.10 – Velocidades totais nos últimos 3 andares através do algoritmo em *python*.

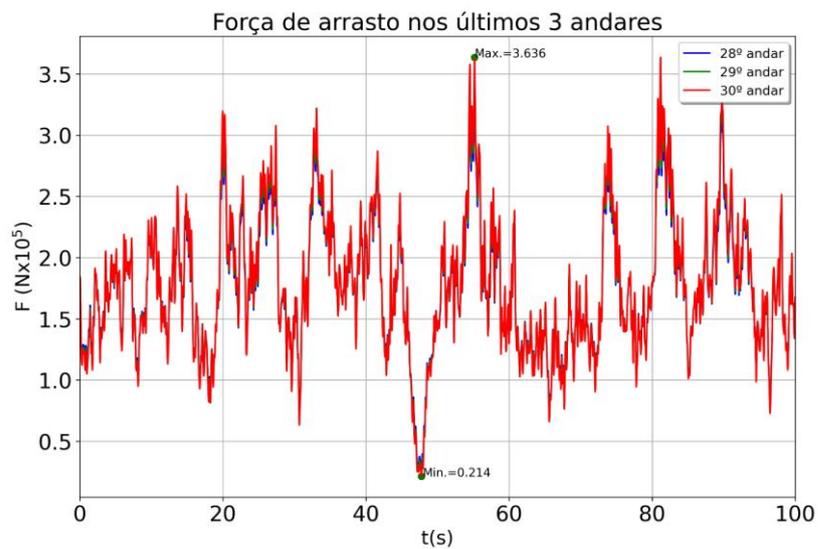


Figura 5.11 – Forças totais nos últimos 3 andares através do algoritmo em *python*.

Os resultados em termos de densidade espectral são iguais e em termos de velocidade do vento e força de arrasto são similares. Ressalta-se aqui que existe uma natureza aleatória no processo introduzida através do ângulo de fase, que em termos computacionais denomina-se *Random Number Generator (RNG)*. Em função do RNG inerente a este processo numérico a probabilidade de dois resultados serem exatamente iguais é muito baixa, a menos que uma semente tenha sido fixada, o que não foi o caso. Uma vez que os resultados em termos de densidade espectral são iguais e as grandezas da Velocidade do vento e da Força de arrasto são compatíveis, considera-se que o algoritmo desenvolvido foi capaz de reproduzir os resultados publicados na literatura.

5.3 VERIFICAÇÃO DA OTIMIZAÇÃO

Para verificar o algoritmo de otimização, um problema com solução analítica e gráfica, extraído de Arora (2017), será utilizado. Considera-se a treliça de três barras apresentada na Figura 5.12.

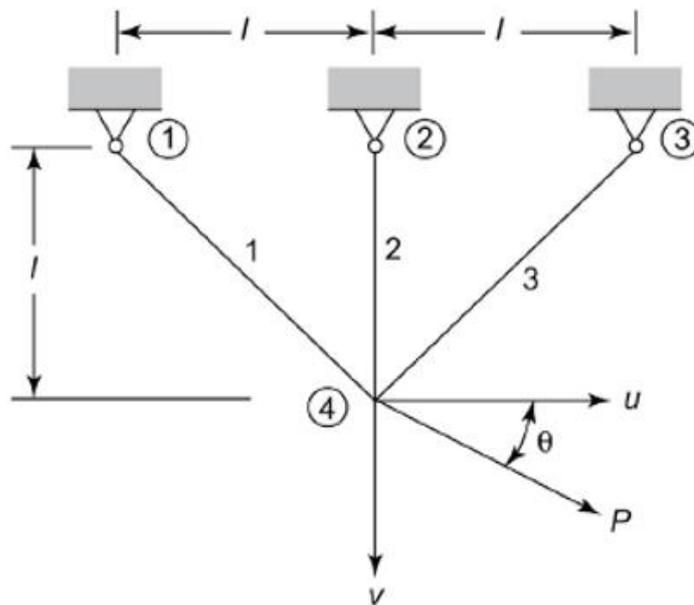


Figura 5.12 – Problema de otimização – treliça de três barras (ARORA, 2017).

A estrutura deve ser projetada para um volume mínimo (ou, equivalentemente, massa mínima) para suportar uma força P . Ela deve satisfazer uma série de restrições de desempenho e tecnológicas, como esmagamento da barra, flambagem da barra, falha por deflexão excessiva do nó 4 e falha por ressonância quando a frequência natural da estrutura está abaixo de um determinado limite.

Dados da geometria, propriedades do material usado e dados de carregamento são necessários para resolver o problema. Além disso, como a estrutura é estaticamente indeterminada, as equações de equilíbrio estático sozinhas não são suficientes para analisá-la. Procedimentos de análise avançados para obter expressões para as forças dos membros, deslocamentos nodais e frequência natural serão utilizados para formular as restrições do problema.

Uma vez que a estrutura deve ser simétrica, os membros 1 e 3 terão a mesma área de seção transversal, denominada A_1 . Define-se, portanto, A_2 a área da seção transversal do membro 2. Usando procedimentos de análise para estruturas estaticamente indeterminadas, os deslocamentos horizontais e verticais, u e v , respectivamente, do nó 4 são calculados através da eqs. (5.1 e 5.2):

$$u_h = \frac{\sqrt{2}lP_u}{A_1E}. \quad (5.1)$$

$$v_v = \frac{\sqrt{2}lP_v}{(A_1 + \sqrt{2}A_2)E}. \quad (5.2)$$

Onde E é o módulo de elasticidade do material, $P_u = P \cos\theta$ e $P_v = P \sin\theta$ são as componentes horizontal e vertical, respectivamente, da carga P aplicada e l é a altura da treliça como mostrado na Figura 5.12. Usando os deslocamentos, as forças suportadas pelos membros da treliça podem ser calculadas. Então, as tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 nos membros 1, 2 e 3 sob a carga aplicada P podem ser calculadas a partir das forças da barra através das eqs. (5.3 a 5.5):

$$\sigma_1 = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[\frac{P_u}{A_1} + \frac{P_v}{A_1 + \sqrt{2}A_2} \right]. \quad (5.3)$$

$$\sigma_2 = \frac{\sqrt{2}P_v}{A_1 + \sqrt{2}A_2}. \quad (5.4)$$

$$\sigma_3 = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[-\frac{P_u}{A_1} + \frac{P_v}{A_1 + \sqrt{2}A_2} \right]. \quad (5.5)$$

Um limite mínimo será estabelecido para a frequência natural mais baixa (fundamental) da estrutura para evitar a possibilidade de ressonância. As frequências da treliça serão obtidas resolvendo o problema de autovalor envolvendo a rigidez e a massa. O autovalor correspondente a uma frequência ω_0 (Hz) é dado por $(2\pi\omega_0)^2$. O menor autovalor ζ^* relacionado à menor frequência natural da treliça de três barras simétricas é calculado usando um modelo de massa consistente, onde ρ é a densidade do material, através da eq. (5.6):

$$\zeta^* = \frac{3EA_1}{\rho l^2(4A_1 + \sqrt{2}A_2)}. \quad (5.6)$$

O momento de inércia I pode ser relacionado à área da seção transversal dos membros como $I = \beta A^2$, onde A é a área da seção transversal e β^c é uma constante adimensional (esta relação é mantida se a forma da seção transversal for fixada e todas as suas dimensões forem variadas na mesma proporção). A restrição de flambagem para o membro 3 (sujeito a compressão) da treliça é, em termos de tensão, dada pela eq. (5.7):

$$-\sigma_3 \leq \frac{\pi^2 E \beta^c A_1}{\sqrt{2} L^2}. \quad (5.7)$$

Os seguintes dados são fornecidos no problema: $l = 1,0 \text{ m}$; $P = 100 \text{ kN}$; $\theta = 30^\circ$; $\rho = 2800 \text{ kg/m}^3$; $E = 70 \text{ GPa}$; tensão admissível $\sigma_a = 140 \text{ MPa}$; deflexão admissível $\Delta u = 0,5 \text{ cm}$; deflexão admissível $\Delta v = 0,5 \text{ cm}$; $\omega_0 = 50 \text{ Hz}$; $\beta^c = 1,0$; $A_1, A_2 \geq 2 \text{ cm}^2$.

5.3.1 Formulação do problema de otimização

O referido problema pode ser formulado através das eqs. (5.8 a 5.18).

Seja:

$$i = (A_1, A_2). \quad (5.8)$$

Minimizar:

$$M = \rho L (2\sqrt{2}A_1 + A_2). \quad (5.9)$$

Sujeito as seguintes restrições:

Tensão no membro 1,

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \left(\frac{P \cdot \cos 30}{A_1} + \frac{P \cdot \sin 30}{A_1 + \sqrt{2}A_2} \right) \leq \sigma_a. \quad (5.10)$$

Tensão no membro 2,

$$\frac{\sqrt{2}P \cdot \sin 30}{A_1 + \sqrt{2}A_2} \leq \sigma_a. \quad (5.11)$$

Tensões no membro 3,

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \left[-\frac{P \cdot \cos 30}{A_1} + \frac{P \cdot \sin 30}{A_1 + \sqrt{2}A_2} \right] \leq \sigma_a. \quad (5.12)$$

$$-\frac{1}{\sqrt{2}} \left[-\frac{P \cdot \cos 30}{A_1} + \frac{P \cdot \sin 30}{A_1 + \sqrt{2}A_2} \right] \leq \sigma a. \quad (5.13)$$

Deflexão horizontal do nó 4,

$$u_h = \frac{\sqrt{2}lP \cdot \cos 30}{A_1 E} \leq \Delta u. \quad (5.14)$$

Deflexão vertical do nó 4,

$$v_v = \frac{\sqrt{2}lP \cdot \sin 30}{(A_1 + \sqrt{2}A_2)E} \leq \Delta v. \quad (5.15)$$

Frequência Natural mínima,

$$\frac{3EA_1}{\rho l^2(4A_1 + \sqrt{2}A_2)} \geq (2\pi\omega_0)^2. \quad (5.16)$$

Flambagem do membro 3,

$$-\sigma_3 \leq \frac{\pi^2 E \beta^v A_1}{\sqrt{2} L^2}. \quad (5.17)$$

Área mínima,

$$A_1, A_2 \geq 2 \text{ cm}^2. \quad (5.18)$$

Primeiramente, na Figura 5.13 demonstra-se a solução analítica gráfica do problema.

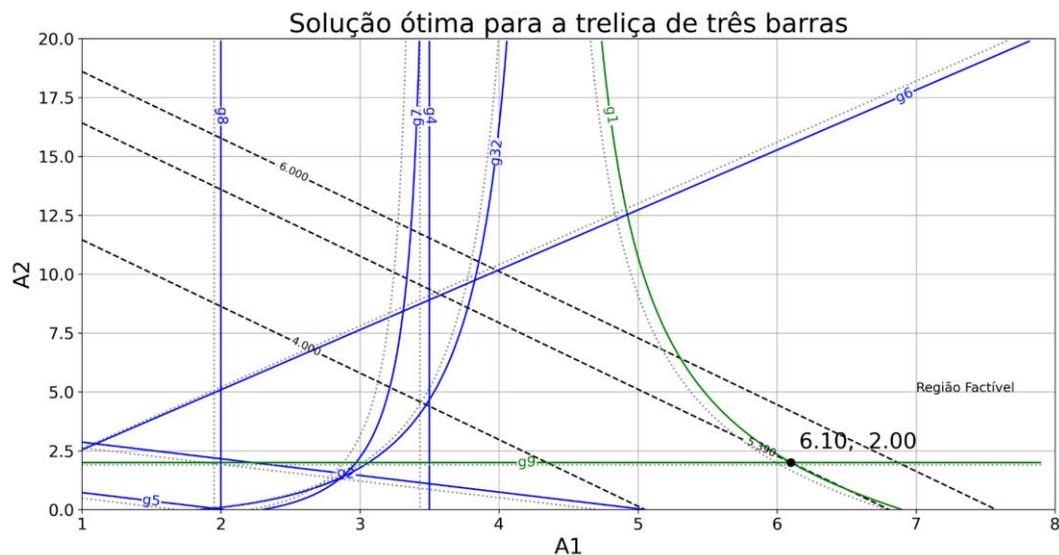


Figura 5.13 – Solução ótima – treliça de três barras.

No gráfico da Figura 5.13 cada uma das curvas representa um limite imposto por uma restrição. Em azul são representadas as restrições inativas e em verde as restrições ativas. A solução analítica numérica através de métodos determinísticos, em concordância com o gráfico foi $A_1 = 6,1cm^2$, $A_2 = 2cm^2$ e $M = 5,39kg$.

E então, a Figura 5.14 demonstra o resultado obtido através do algoritmo desenvolvido em *python* aplicando o método meta-heurístico *gbest* PSO.



Figura 5.14 – Solução ótima – treliça de três barras do algoritmo em *python gbest* PSO.

Os parâmetros utilizados foram, $c_1, c_2 = 1,8$, $w = 0,9$ e $n_s = 120$. Após 4000 iterações o resultado obtido foi $A_1 = 6,09cm^2$, $A_2 = 2,01cm^2$ e $M = 5,39kg$. Ressalta-se que os resultados estabilizaram após aproximadamente 200 iterações, entretanto, optou-se por processar um número maior de iterações tendo em vista que o problema era simples e o custo computacional baixo.

Uma vez que o problema solucionado envolveu otimização estrutural, e que os resultados são extremamente próximos, considera-se que o algoritmo desenvolvido foi capaz de reproduzir os resultados presentes na literatura.

5.4 VERIFICAÇÃO DA ANÁLISE DINÂMICA COM AMORTECEDORES MR

Para verificar o algoritmo da modelagem dos amortecedores MR e a respectiva análise dinâmica, considerando os procedimentos do capítulo 4.4, será utilizada uma estrutura com 3 graus de liberdade submetida ao sismo *El-Centro NS (1940)*, por César (2015), conforme o modelo representado na Figura 5.15.

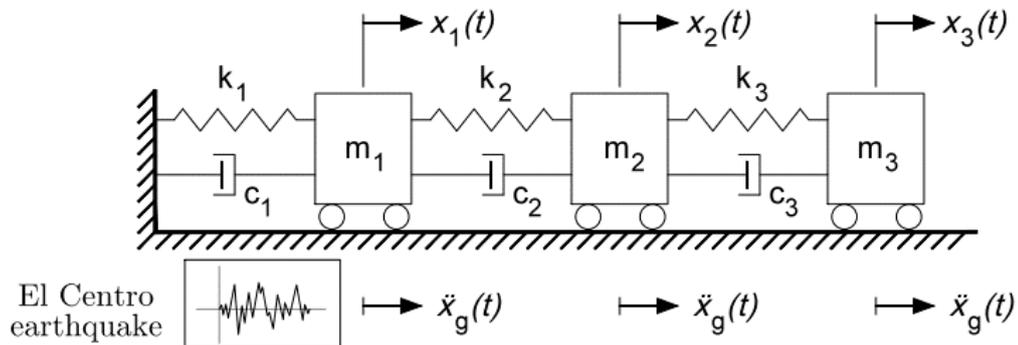


Figura 5.15– Estrutura com 3 graus de liberdade submetida a excitação sísmica (CÉSAR, 2015).

O sistema é descrito através das eqs. (5.19 a 5.21):

$$M = \begin{bmatrix} m'_1 & 0 & 0 \\ 0 & m'_2 & 0 \\ 0 & 0 & m'_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 100 & 0 & 0 \\ 0 & 100 & 0 \\ 0 & 0 & 100 \end{bmatrix} \text{ kg.} \quad (5.19)$$

$$C = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & -c_3 \\ 0 & -c_3 & c_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 175 & -50 & 0 \\ -50 & 100 & -50 \\ 0 & -50 & 50 \end{bmatrix} \text{ N.s/m.} \quad (5.20)$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 12 & -6 & 0 \\ -6 & 12 & -6 \\ 0 & -6 & 6 \end{bmatrix} 10^5 \text{ N/m.} \quad (5.21)$$

A excitação sísmica considerada foi o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo, conforme demonstrado na Figura 5.16.

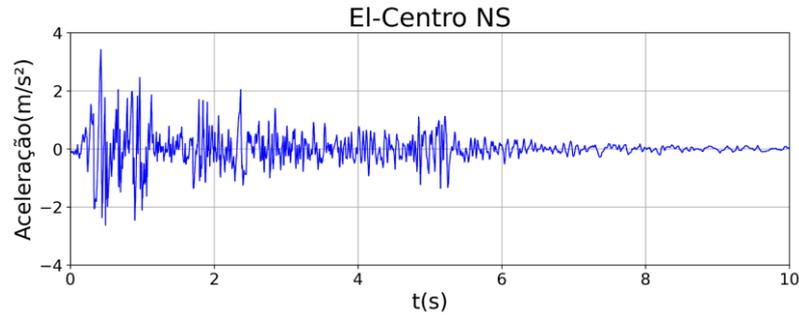


Figura 5.16– *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo.

5.4.1 Sistema não controlado

Primeiramente, na Figura 5.17 demonstra-se a solução em termos de resposta por César (2015).

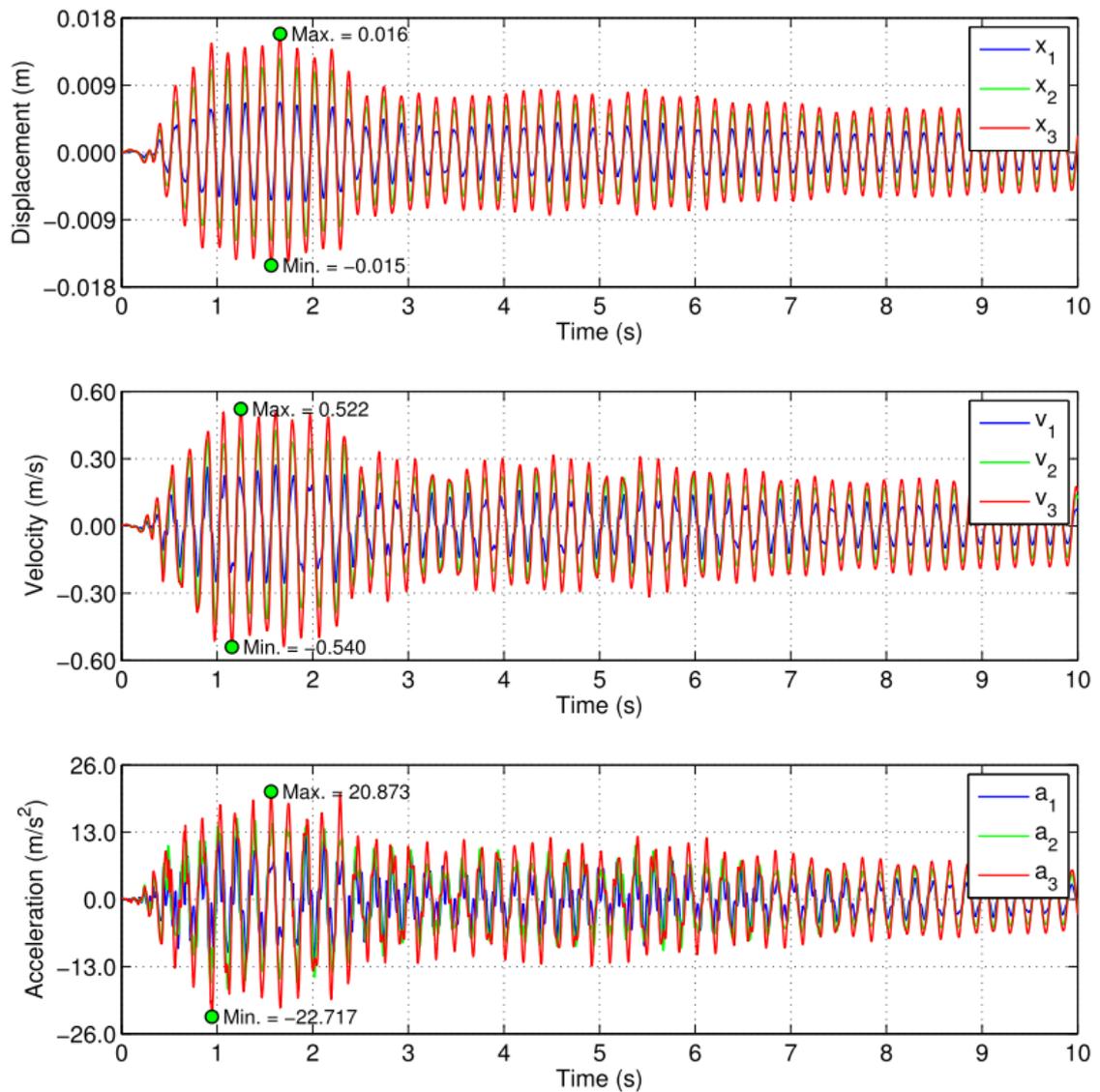


Figura 5.17– Resposta não controlada sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo (CÉSAR, 2015).

E então, a Figura 5.18 demonstra o resultado obtido através do algoritmo desenvolvido em *python*.

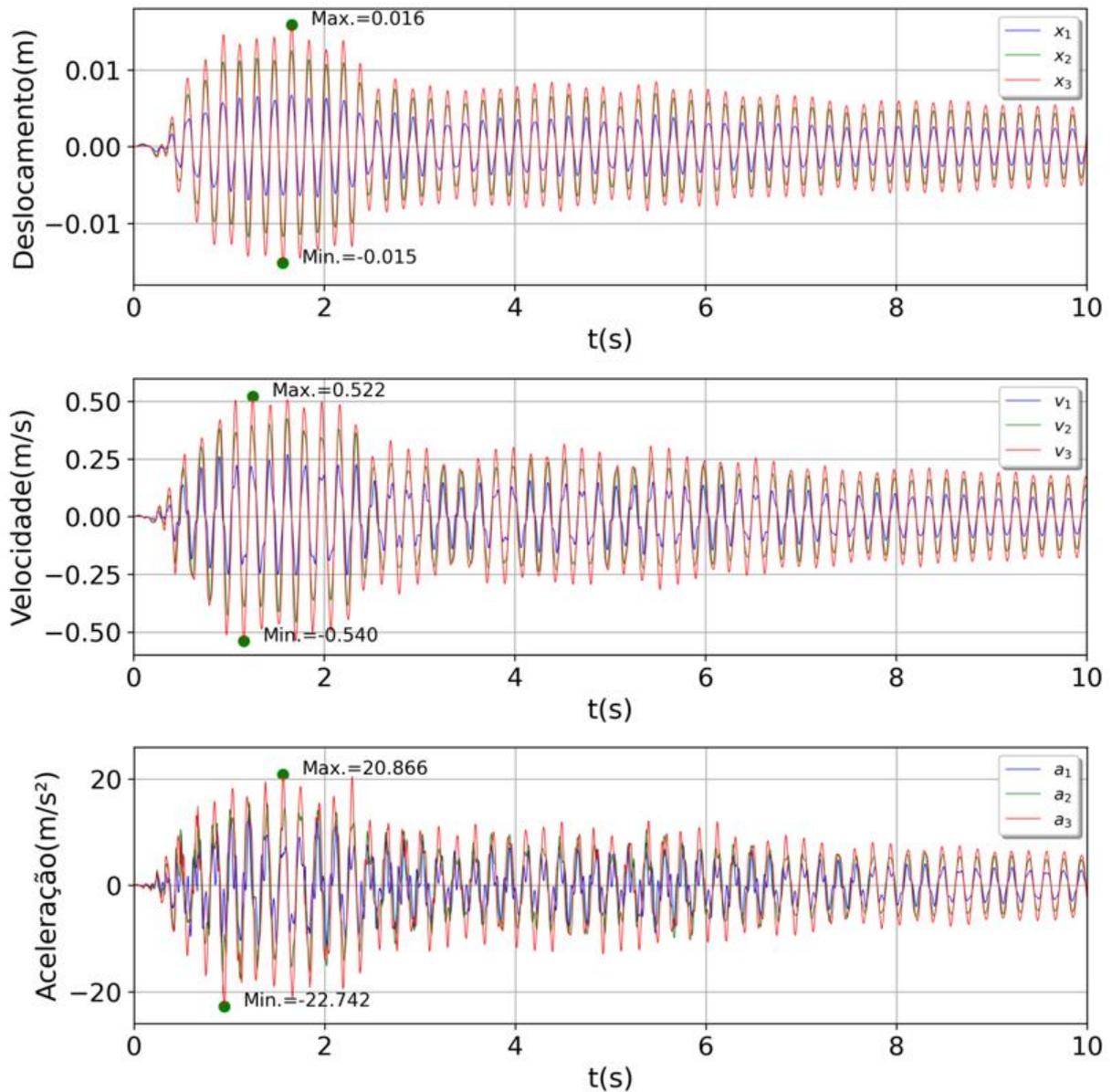


Figura 5.18 –Resposta não controlada sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo em *python*.

Os resultados são extremamente próximos, considera-se que o algoritmo desenvolvido foi capaz de reproduzir os resultados presentes na literatura.

5.4.2 Sistema controlado com 1 amortecedor MR em modo passivo desligado

Considera-se agora o sistema controlado por 1 amortecedor MR modelo RD-1005-3, instalado entre a base e o primeiro grau de liberdade, sem nenhuma corrente aplicada. Primeiramente, demonstra-se a solução em termos de resposta e histerese, nas Figuras 5.19 e 5.20, respectivamente, por César (2015).

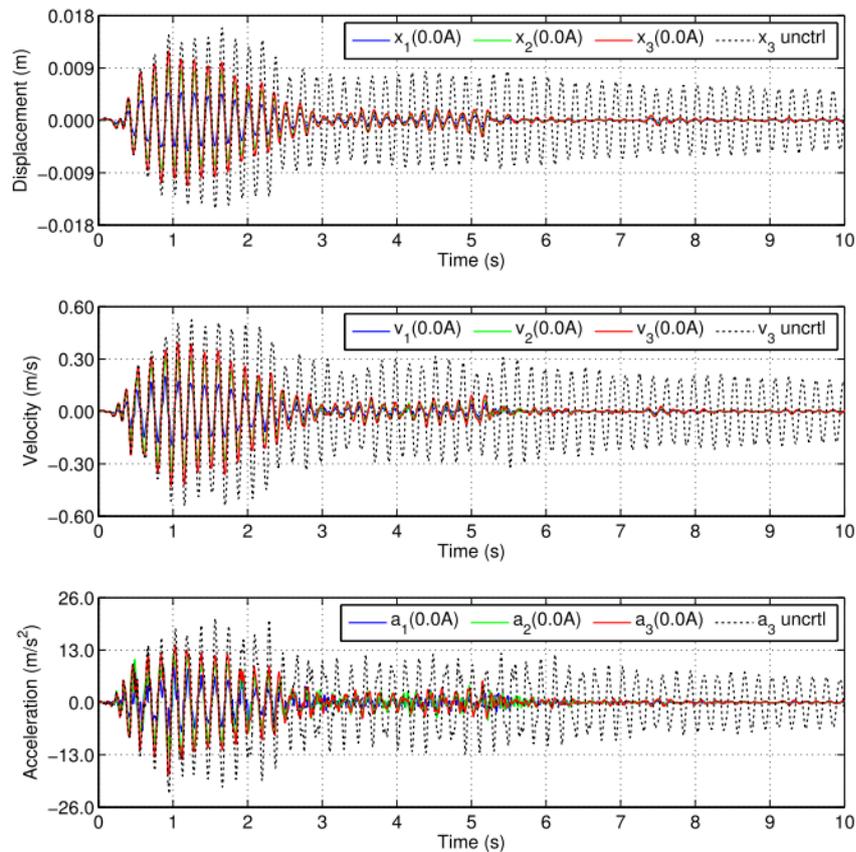


Figura 5.19– Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo desligado, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo (CÉSAR, 2015).

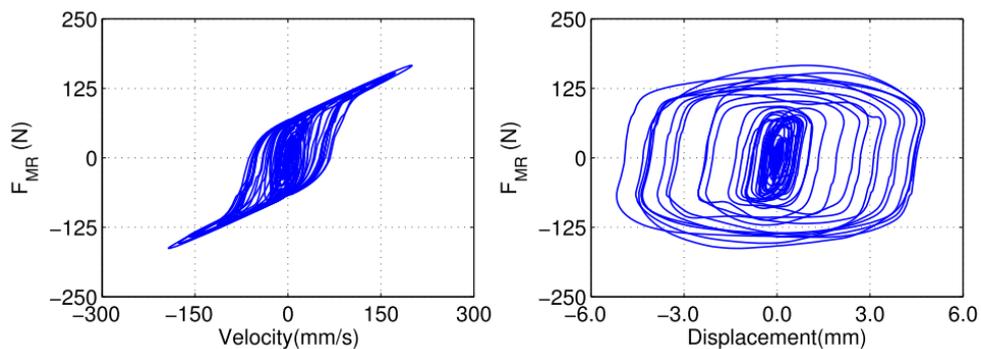


Figura 5.20– Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo desligado, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo (CÉSAR, 2015).

E então, as Figuras 5.21 e 5.22 demonstram os resultados obtidos através do algoritmo desenvolvido em *python*.

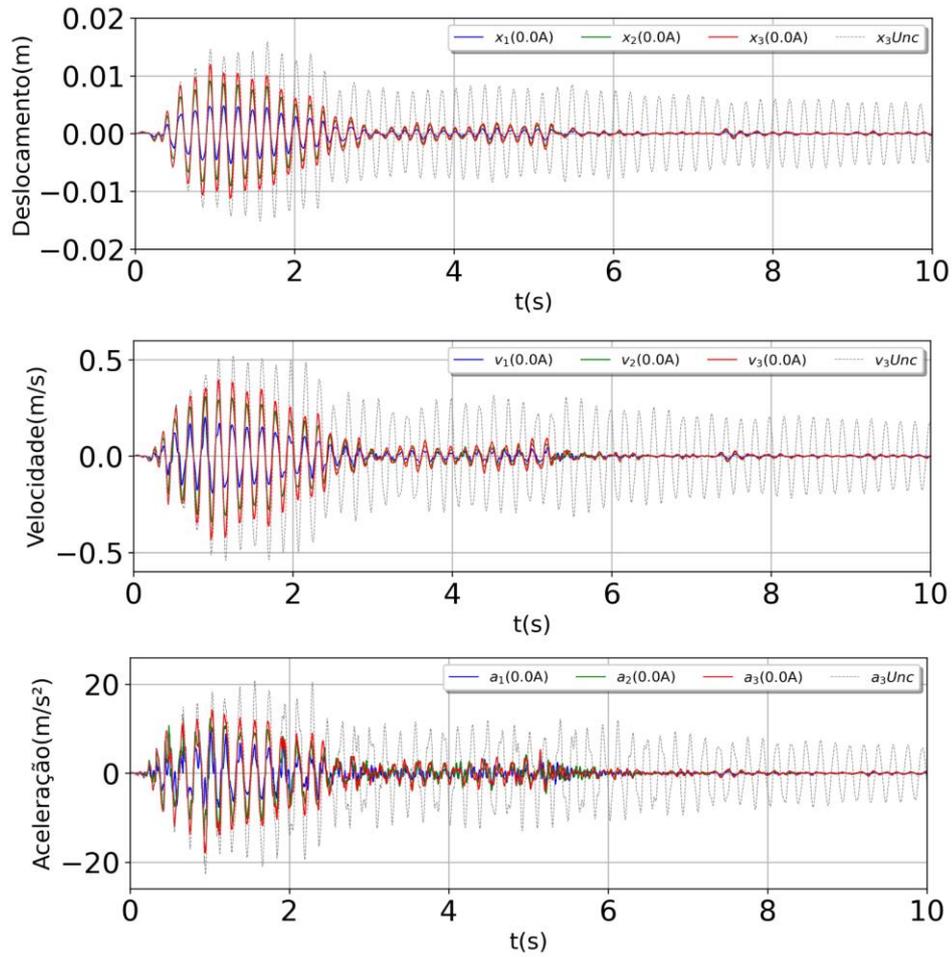


Figura 5.21– Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo desligado, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo em *python*.

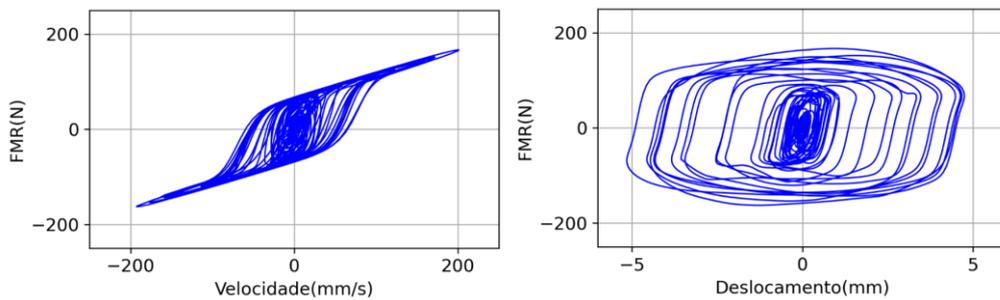


Figura 5.22– Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo desligado, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo em *python*.

Os resultados são extremamente próximos, considera-se que o algoritmo desenvolvido foi capaz de reproduzir os resultados presentes na literatura.

5.4.3 Sistema controlado com 1 amortecedor MR em modo passivo ligado

Considera-se agora o sistema controlado por 1 amortecedor MR modelo RD-1005-3, instalado entre a base e o primeiro grau de liberdade, com a corrente máxima aplicada. Primeiramente, demonstra-se a solução em termos de resposta e histerese, nas Figuras 5.23 e 5.24, respectivamente, por César (2015).

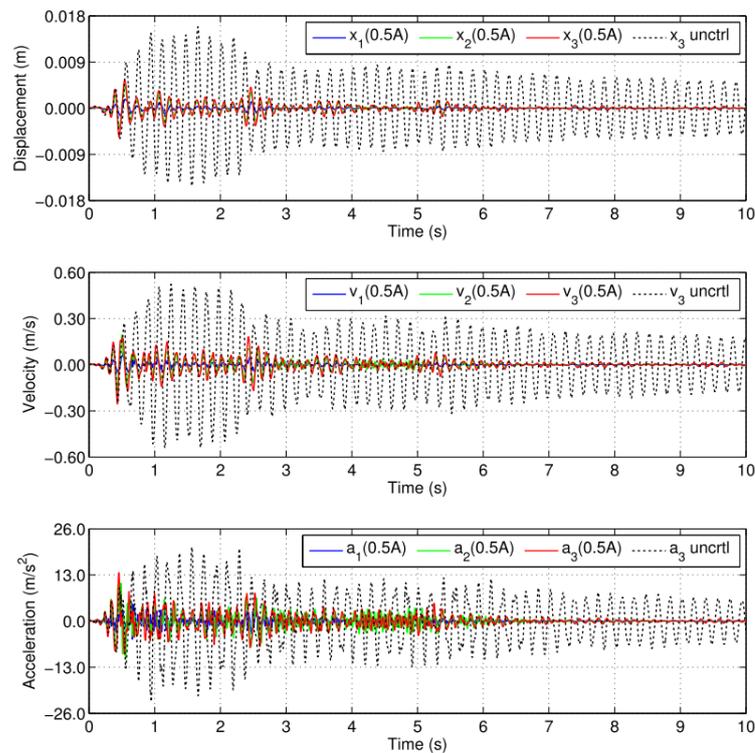


Figura 5.23– Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo ligado, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo (CÉSAR, 2015).

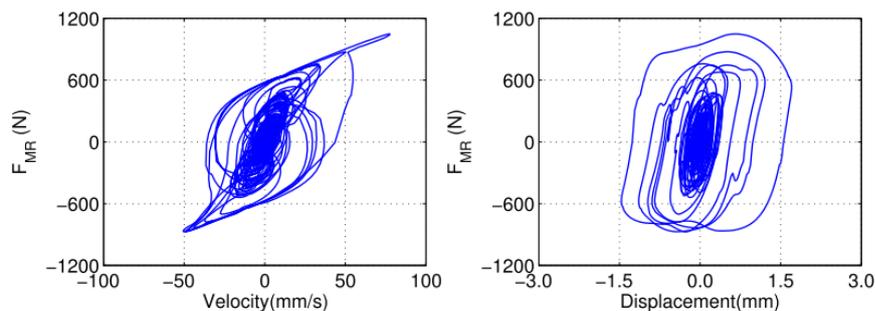


Figura 5.24– Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo ligado, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo (CÉSAR, 2015).

E então, as Figuras 5.25 e 5.26 demonstram os resultados obtidos através do algoritmo desenvolvido em *python*:

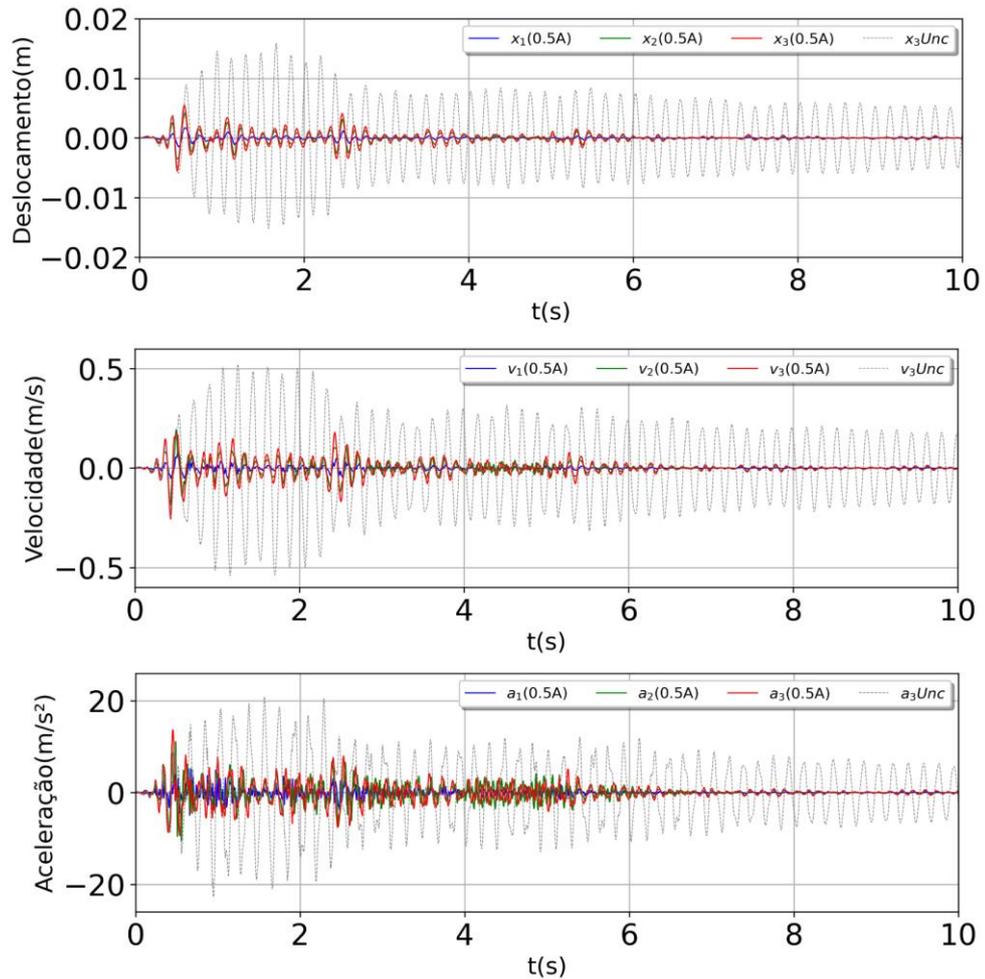


Figura 5.25– Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo ligado, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo em *python*.

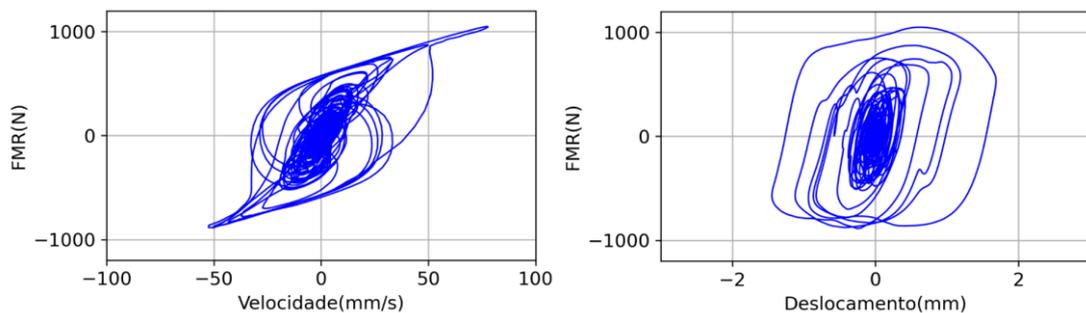


Figura 5.26– Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, passivo ligado, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo em *python*.

Os resultados são extremamente próximos, considera-se que o algoritmo desenvolvido foi capaz de reproduzir os resultados presentes na literatura.

5.4.4 Sistema controlado com 1 amortecedor MR semiativo (LQR-CO)

Considera-se agora o sistema controlado por 1 amortecedor MR modelo RD-1005-3, instalado entre a base e o primeiro grau de liberdade, em configuração semiativa através da estratégia LQR-CO. Atribuem-se os seguintes valores às matrizes de peso, conforme as eqs. (5.22 e 5.23):

$$Q = \begin{bmatrix} K & 0_{(n,n)} \\ 0_{(n,n)} & M_{(n,n)} \end{bmatrix} . \quad (5.22)$$

$$R = 10^{-7} Id_{(m,m)} \quad (5.23)$$

Primeiramente, demonstra-se a solução em termos de resposta, histerese, força de amortecimento e corrente aplicada, nas Figuras 5.27 a 5.29, respectivamente, por César (2015):

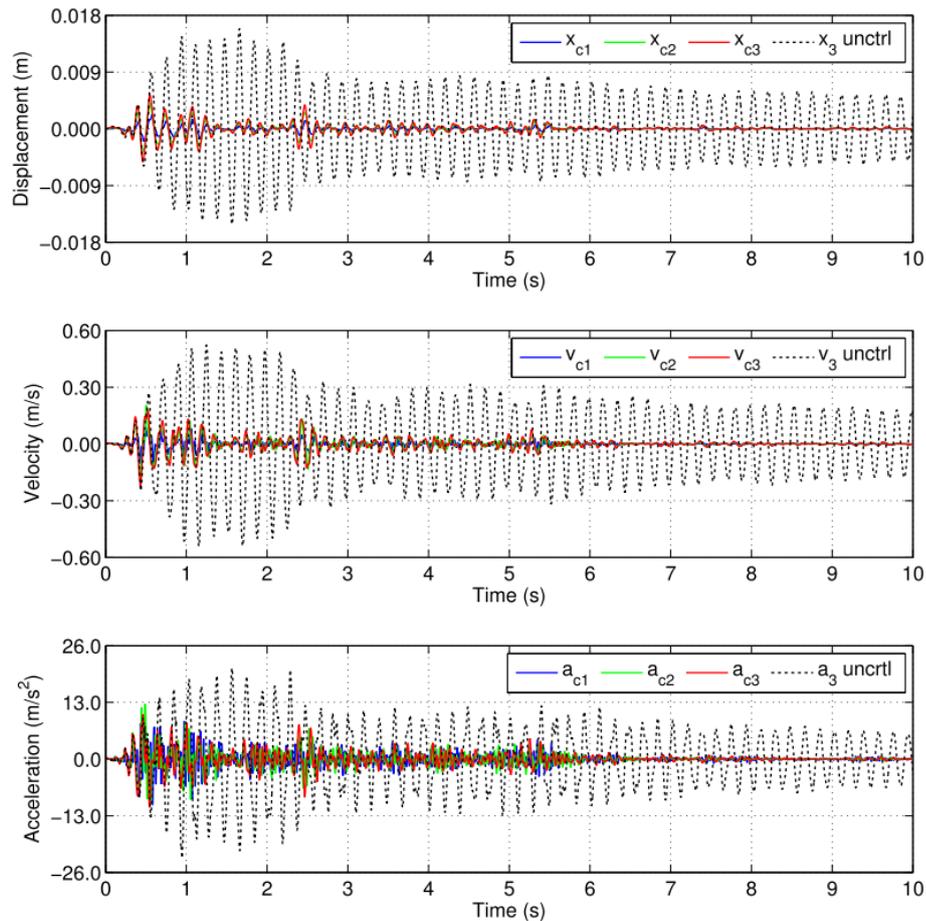


Figura 5.27– Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo (CÉSAR, 2015).

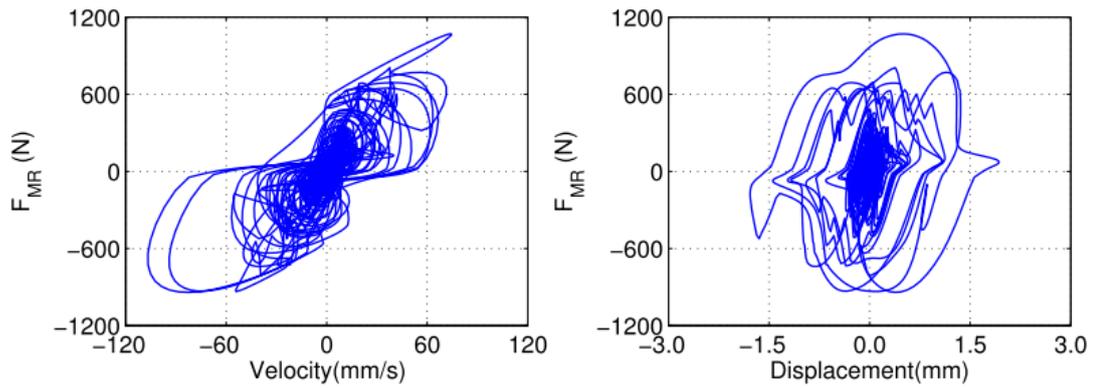


Figura 5.28– Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo (CÉSAR, 2015).

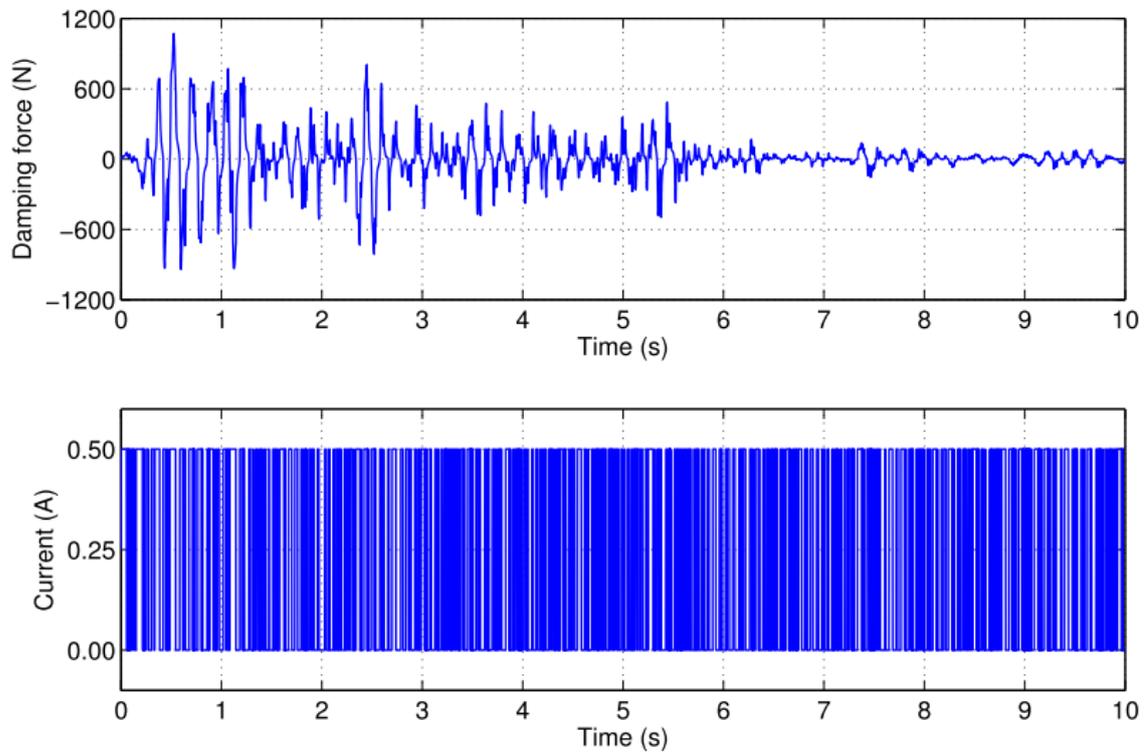


Figura 5.29– Força de amortecimento e Corrente aplicada, 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo (CÉSAR, 2015).

E então, as Figuras 5.30 a 5.32 demonstram os resultados obtidos através do algoritmo desenvolvido em *python*.

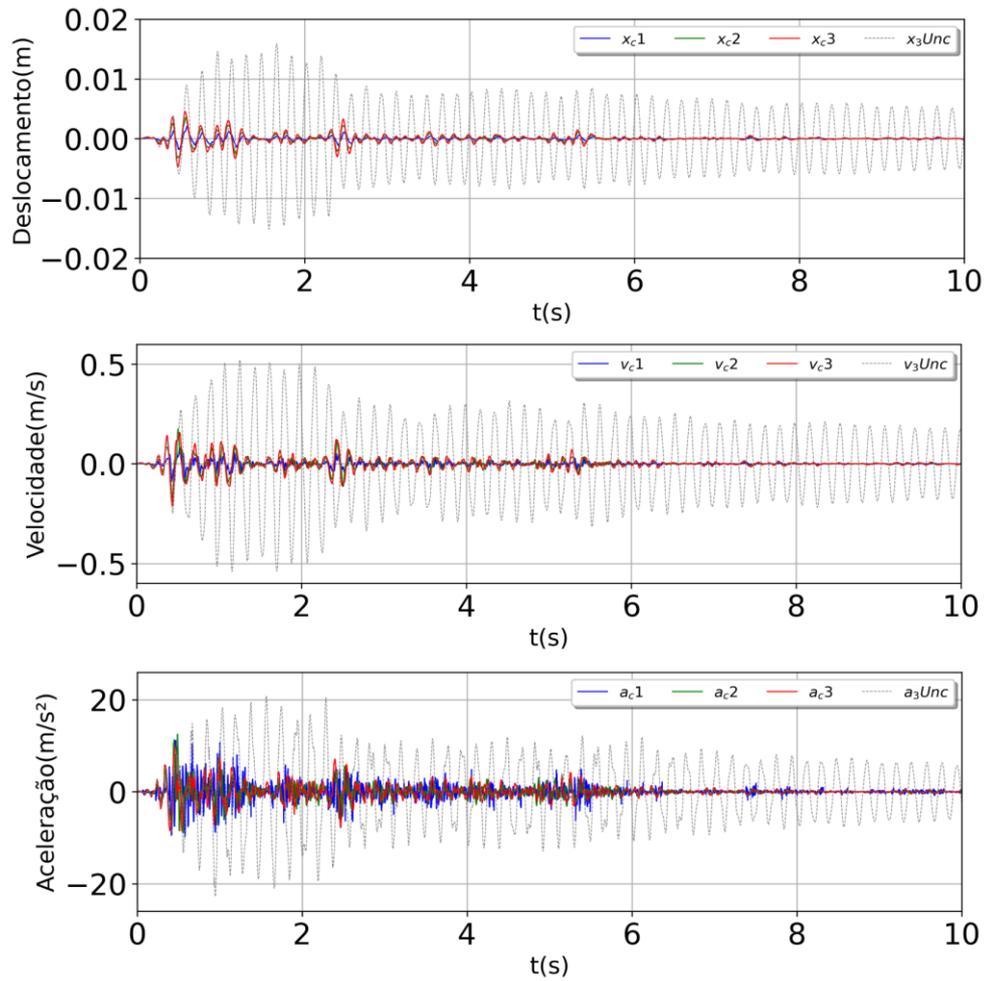


Figura 5.30– Resposta controlada por 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo em *python*.

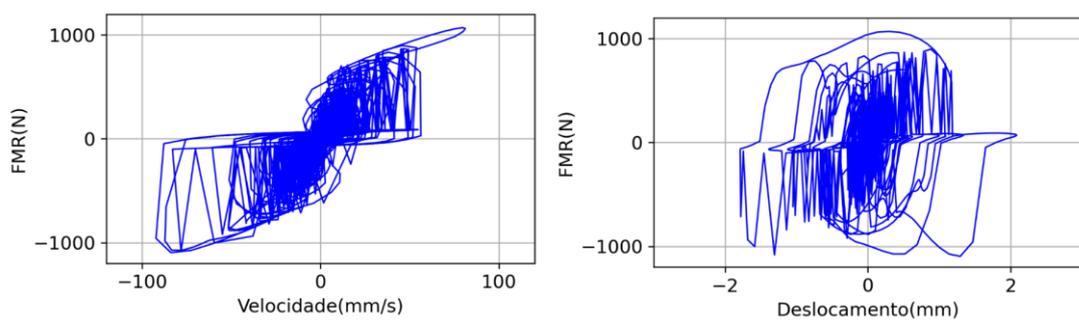


Figura 5.31– Histerese, 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo em *python*.

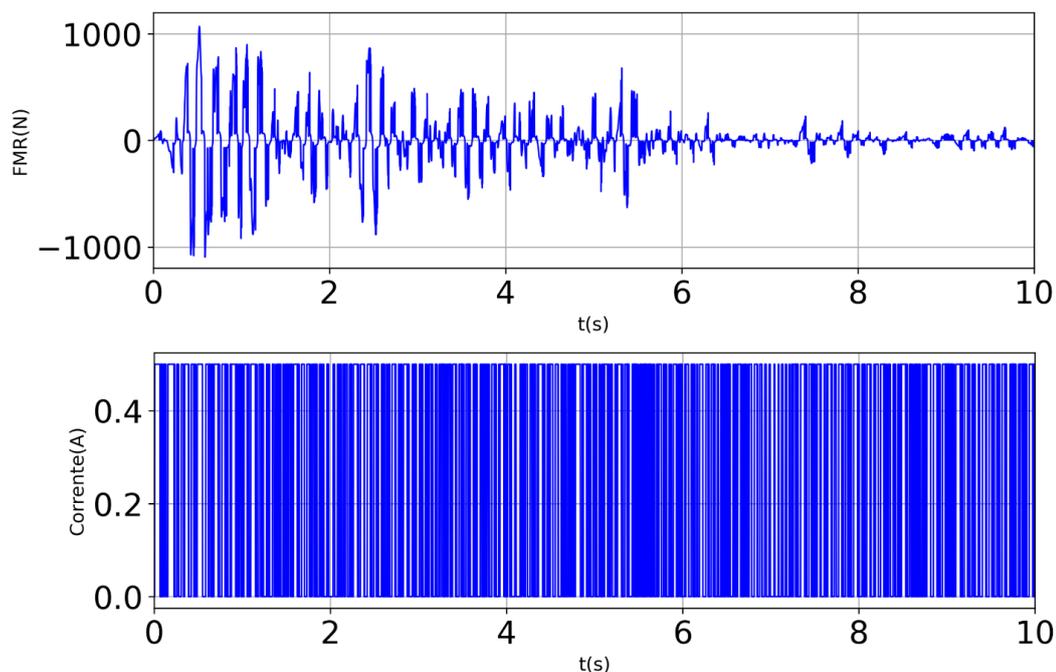


Figura 5.32– Força de amortecimento e Corrente aplicada, 1 amortecedor MR RD-1005-3, LQR-CO, sob o sismo *El-Centro NS (1940)* escalado no tempo em *python*.

Os resultados em termos de resposta são extremamente próximos. Os resultados em termos de histerese, Forças de amortecimento e corrente são similares. Ressalta-se que o formato da histerese é sensível ao passo de tempo e método de integração empregado, podendo apresentar diferenças dependendo das ferramentas utilizadas. Ressalta-se também que um passo de tempo pequeno pode provocar trocas mais frequentes de corrente, e tal fenômeno é observado nos picos dos gráficos de histerese, uma vez que o passo de tempo utilizado foi da ordem de 0,002s. Considera-se que o algoritmo desenvolvido foi capaz de reproduzir os resultados presentes na literatura.

6 APLICAÇÕES PRÁTICAS E RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentadas as aplicações práticas e a análise dos resultados. Serão demonstrados a ação do vento considerada, a discretização da estrutura analisada, os parâmetros e resultados do processo de otimização da massa, os parâmetros e discretização dos amortecedores MR utilizados e a resposta das três configurações estruturais analisadas: Original não controlada (C1), Otimizada não controlada (C2) e Otimizada controlada (C3). Ao final, uma breve análise das Forças de amortecimento observadas na configuração C3 é realizada.

6.1 ESTRUTURA ANALISADA

Um pórtico extraído de um edifício previamente proposto e analisado por Marcadella e Alberti (2017) foi tomado como objeto deste estudo. O detalhamento do mesmo, em sua configuração Original não controlada (C1), foi previamente apresentado no Capítulo 5 desta dissertação. O pórtico 2D é fixado na base e solicitado horizontalmente pela ação do vento que foi aplicada nos nós externos considerando as áreas de influência de incidência do vento em cada um deles, conforme ilustrado na Figura 6.1:

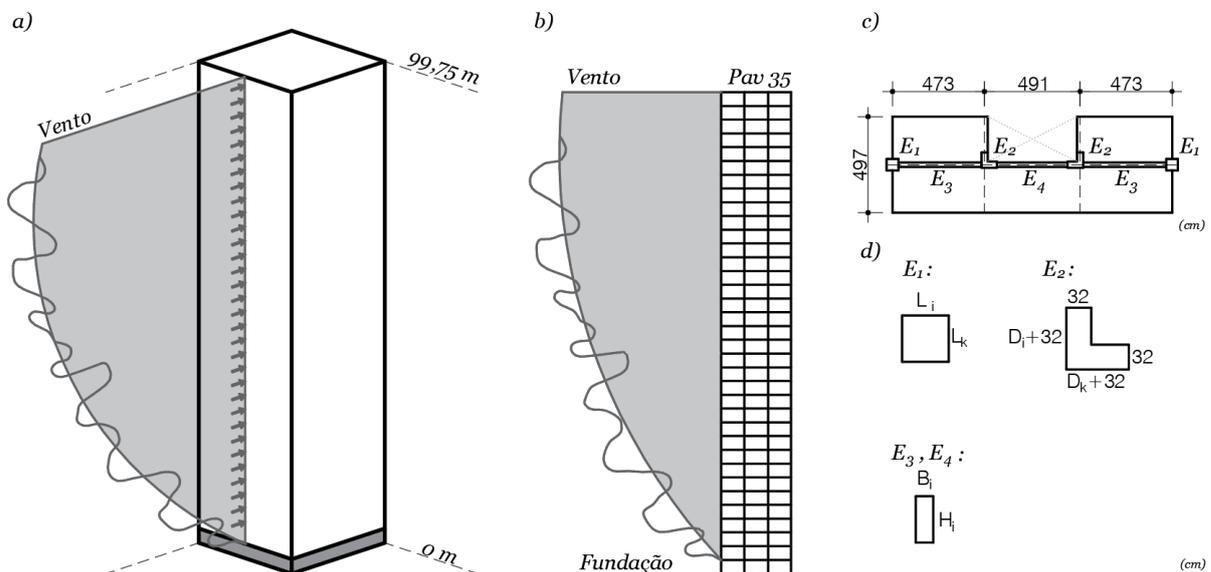


Figura 6.1– Estrutura analisada. a) Perspectiva b) Pórtico 2D c) Seção transversal em planta considerada d) Seção transversal dos pilares (E_1 e E_2) e das vigas (E_3 e E_4).

Onde $L_i = L_k$, $D_i = D_k$, B_i e H_i são as dimensões variáveis dos elementos determinadas na solução do problema de otimização apresentado no Capítulo 6.3.

6.2 AÇÃO DINÂMICA DO VENTO

A ação dinâmica do vento foi modelada conforme os procedimentos apresentados no capítulo 4.2. A Tabela 6.1 apresenta um sumário dos parâmetros utilizados. Onde S_3 foi adotado considerando o ELS, com tempo de retorno de 10 anos.

Tabela 6.1 – Parâmetros utilizados na determinação da carga de Vento

Parâmetro	Un.	Valor
C_a	-	1,45
A_e	m ²	10,69
V_0	m/s	43
S_1	-	1
S_3	-	0,78
b	-	1
F_r	-	0,69
p	-	0,15
f_i	Hz	$10^{-5} \sim 10$
k_*	-	0,4
Z_{ref}	m	10
z_o	m	0,07
L_*	m	1200

A Figura 6.2 apresenta a força de arrasto no pavimento 01 (primeiro), no pavimento 20 (aproximadamente na metade da altura do pórtico) e no pavimento 35 (último pavimento).

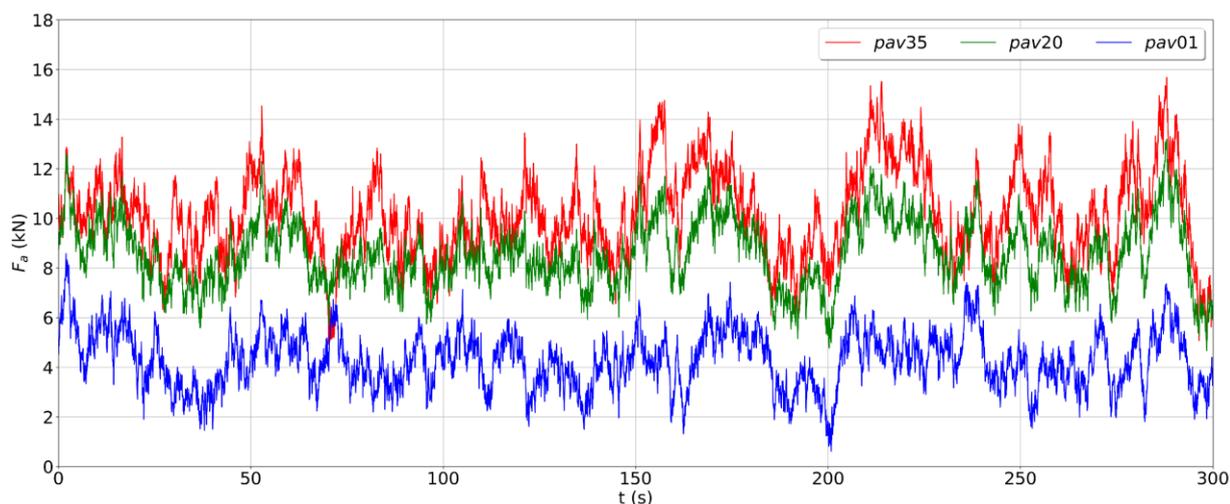


Figura 6.2– Força de arrasto.

6.3 OTIMIZAÇÃO DA FREQUÊNCIA FUNDAMENTAL DA ESTRUTURA

A partir da configuração Original não controlada (C1), determinada quantidade de massa foi disponibilizada e distribuída nos elementos da estrutura a fim de se obter a configuração Otimizada não controlada (C2). Uma vez que a excitação dinâmica do vento tem um alto potencial espectral em frequências baixas (menores que 1Hz), a função objetivo foi maximizar a primeira frequência natural da estrutura (f_1), dessa forma, quanto mais próxima do limite descendente do espectro de Davenport f_1 estiver menos energia estará disponível para excitar o sistema. A elaboração formal do problema foi abordada, de acordo com Arora (2017), através das eq. (6.1) e eq. (6.2):

$$\text{Minimizar } \frac{1}{f_1(i)}. \quad (6.1)$$

Sujeito a:

$$g(i) \geq 0. \quad (6.2)$$

Onde $g(i)$ são as restrições impostas ao problema e i são as variáveis. Para o problema estudado as variáveis são as dimensões dos elementos da estrutura e as restrições impostas têm sua origem na arquitetura e na resistência mínima dos pilares. Os carregamentos e arquitetura considerados foram aqueles elucidados por Marcadella e Alberti (2017) e a formulação dos limites máximos e mínimos impostos às dimensões dos elementos pode ser consultada no Apêndice A. Além disso, pelo fato de o vento poder incidir de forma perpendicular a esta analisada neste trabalho, a simetria da estrutura foi preconizada. Os pilares foram agrupados em pilares externos e internos, E_1 e E_2 da Figura 6.1, respectivamente. As vigas foram agrupadas em laterais e centrais, E_3 e E_4 da Figura 6.1, respectivamente. E então, os elementos de um mesmo grupo foram novamente agrupados a cada 5 pavimentos. Um exemplo do agrupamento utilizado é ilustrado através de um esquema de cores na Figura 6.3.

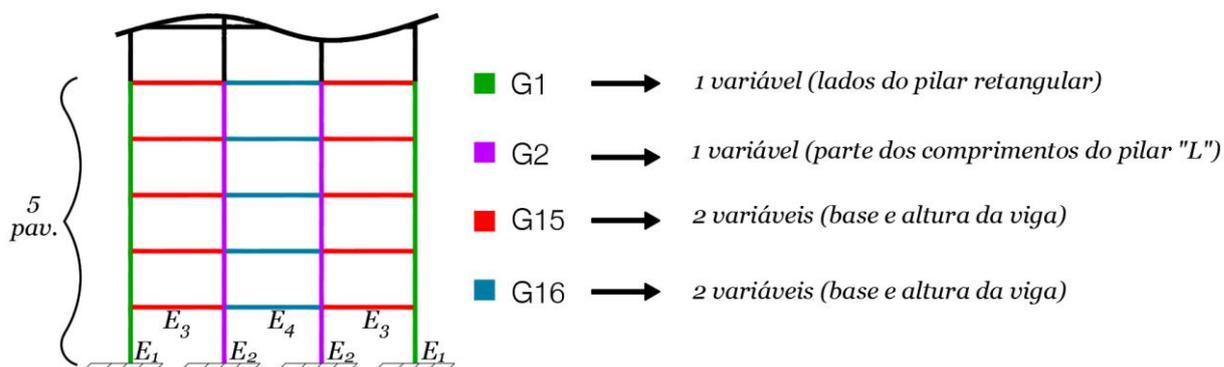


Figura 6.3 – Grupos de elementos dos cinco primeiros pavimentos.

Por fim uma restrição de cunho construtivo foi imposta: pilares superiores deveriam ter dimensões menores que os inferiores adjacentes. As dimensões das i variáveis, com $i = \{1 \text{ a } 42\}$, são mostradas na Figura 6.1. O problema foi solucionado utilizando o *gbest* PSO, considerando os seguintes parâmetros apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2– Parâmetros usados no *gbest* PSO

Parâmetro	iteração: 0 a 1000	iteração: 1000 a 1500	iteração:1500 a 2000
n_s	84	84	84
c_1	1,8	2	1,6
c_2	1,8	1,6	2
w	0,9	0,9	0,9

A escolha dos parâmetros foi baseada na vasta análise realizada por Engelbrecht (2007) sobre o método. Para n_s foi arbitrado um valor duas vezes maior que o número de variáveis, com o intuito de cobrir o maior espaço de soluções possíveis. Os valores escolhidos para c_1 e c_2 foram variáveis ao longo das iterações a fim de evitar possíveis mínimos locais, já o valor de w foi mantido constante, conforme indicações da bibliografia anteriormente citada.

A Tabela 6.3 apresenta um sumário do problema de otimização bem como os valores ótimos encontrados para as variáveis e atribuídos às dimensões dos elementos da estrutura em sua configuração Otimizada não controlada (C2).

Tabela 6.3– Sumário do problema de otimização e Valores ótimos

Grupo	Pav.	Variável	Limites (m)	$g(i)$	Valor Ótimo (m)
G ₁	0 a 5	L ₁	0,60 a 1,20	L ₁ - L ₃ ≥ 0	1,20
G ₂	0 a 5	D ₂	0,48 a 1,83	D ₂ - D ₄ ≥ 0	1,18
G ₃	5 a 10	L ₃	0,55 a 1,20	L ₃ - L ₅ ≥ 0	1,15
G ₄	5 a 10	D ₄	0,43 a 1,83	D ₄ - D ₆ ≥ 0	1,13
G ₅	10 a 15	L ₅	0,50 a 1,20	L ₅ - L ₇ ≥ 0	1,00
G ₆	10 a 15	D ₆	0,33 a 1,83	D ₆ - D ₈ ≥ 0	1,08
G ₇	15 a 20	L ₇	0,45 a 1,20	L ₇ - L ₉ ≥ 0	0,85
G ₈	15 a 20	D ₈	0,23 a 1,83	D ₈ - D ₁₀ ≥ 0	1,03
G ₉	20 a 25	L ₉	0,40 a 1,20	L ₉ - L ₁₁ ≥ 0	0,55
G ₁₀	20 a 25	D ₁₀	0,13 a 1,83	D ₁₀ - D ₁₂ ≥ 0	0,73
G ₁₁	25 a 30	L ₁₁	0,30 a 1,20	L ₁₁ - L ₁₃ ≥ 0	0,45
G ₁₂	25 a 30	D ₁₂	0,03 a 1,83	D ₁₂ - D ₁₄ ≥ 0	0,58
G ₁₃	30 a 35	L ₁₃	0,20 a 1,20	-	0,25
G ₁₄	30 a 35	D ₁₄	0,03 a 1,83	-	0,48
G ₁₅	0 a 5	B ₁₅ , H ₁₆	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,30 e 0,55
G ₁₆	0 a 5	B ₁₇ , H ₁₈	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,25 e 0,70
G ₁₇	5 a 10	B ₁₉ , H ₂₀	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,30 e 0,60
G ₁₈	5 a 10	B ₂₁ , H ₂₂	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,25 e 0,70
G ₁₉	10 a 15	B ₂₃ , H ₂₄	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,30 e 0,70
G ₂₀	10 a 15	B ₂₅ , H ₂₆	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,25 e 0,70
G ₂₁	15 a 20	B ₂₇ , H ₂₈	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,30 e 0,70
G ₂₂	15 a 20	B ₂₉ , H ₃₀	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,25 e 0,65
G ₂₃	20 a 25	B ₃₁ , H ₃₂	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,25 e 0,65
G ₂₄	20 a 25	B ₃₃ , H ₃₄	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,30 e 0,65
G ₂₅	25 a 30	B ₃₅ , H ₃₆	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,20 e 0,65
G ₂₆	25 a 30	B ₃₇ , H ₃₈	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,25 e 0,65
G ₂₇	30 a 35	B ₃₉ , H ₄₀	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,25 e 0,50
G ₂₈	30 a 35	B ₄₁ , H ₄₂	0,20 a 0,30 e 0,50 a 0,70	-	0,20 e 0,55

O valor final do inverso da função objetivo, ou seja, o valor da frequência fundamental da estrutura na configuração Otimizada não controlada (C2) foi de 0,5 Hz, valor este relativamente maior em relação àquele encontrado para a configuração Original não controlada (C1) demonstrado no Capítulo 5.1 (0,34 Hz). Através das dimensões dos elementos e da massa específica considerada foi possível determinar que a estrutura totaliza 1526,7 toneladas de massa. A evolução do processo de otimização é apresentada na Figura 6.4.

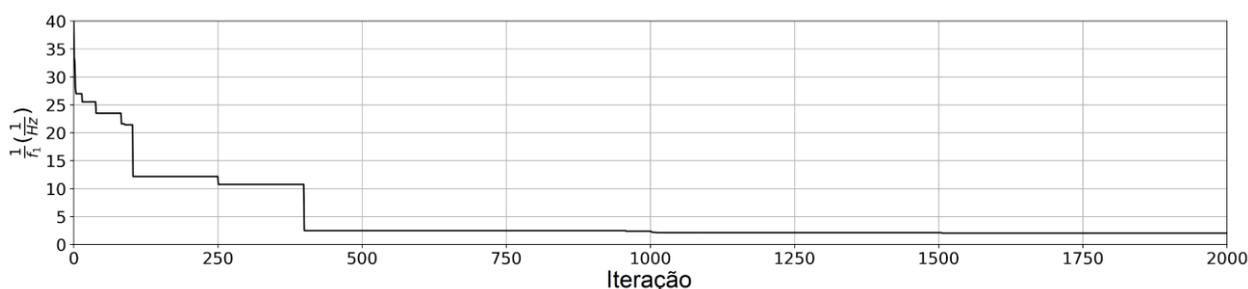


Figura 6.4 – Histórico da função objetivo.

Ressalta-se que os resultados estabilizaram após aproximadamente 500 iterações, entretanto, optou-se por processar um número maior de iterações, aplicando a variação nos parâmetros c_1 e c_2 , com o objetivo de obter o maior número de soluções possíveis e garantir resultados ótimos globais.

6.4 CONTROLE SEMI-ATIVO ATRAVÉS DE AMORTECEDORES MR

Com o objetivo de se obter a configuração Otimizada controlada (C3), 35 amortecedores foram aplicados nos pórticos centrais da estrutura Otimizada não controlada (C2), um por pavimento. Cada m massa é controlada por uma força amortecedora F_{MR}^m , com $m = \{1 a 35\}$, conforme ilustrado na Figura 6.5. O fator de amplificação capaz de atender os critérios estabelecidos no capítulo 4.5 foi $\Omega = 660$.

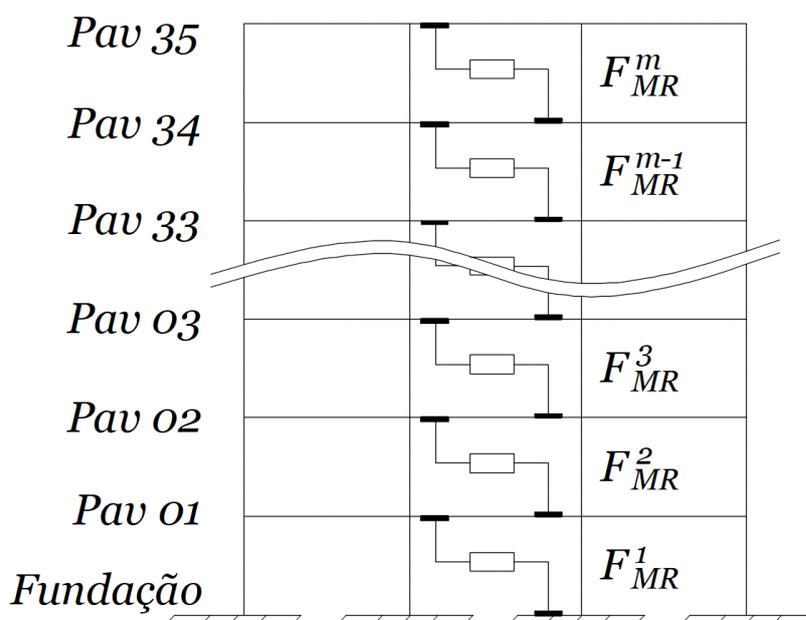


Figura 6.5 – Posição dos amortecedores.

Na solução do LQR as seguintes matrizes de peso foram consideradas, conforme indicado por Carneiro (2009), nas eqs. 6.3 e 6.4:

$$Q = \begin{bmatrix} K & 0_{(n,n)} \\ 0_{(n,n)} & 0_{(n,n)} \end{bmatrix}. \quad (6.3)$$

$$R = 10^{-7} Id_{(m,m)}. \quad (6.4)$$

6.5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

O primeiro resultado a ser analisado refere-se ao processo de otimização da frequência fundamental da estrutura, conforme demonstra a Figura 6.6:

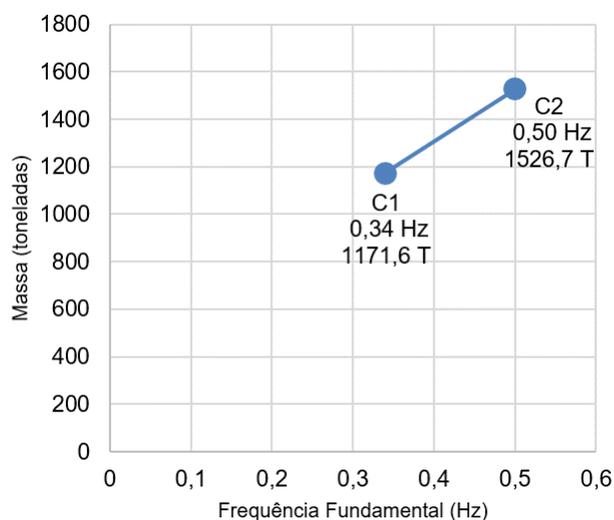


Figura 6.6 – Resultado do processo de otimização.

No processo de otimização, onde a partir da configuração C1 obteve-se a configuração C2, verificou-se um aumento de 47,06% na frequência fundamental a um custo de 30,31% de acréscimo na massa total da estrutura.

Em seguida apresenta-se a análise das três configurações C1, C2 e C3, submetidas ao carregamento dinâmico do vento. A análise baseou-se em observar a resposta, em termos de deslocamento, *story drift* e aceleração, ao longo do tempo (300 s). O deslocamento máximo em cada pavimento é apresentado na Figura 6.7.

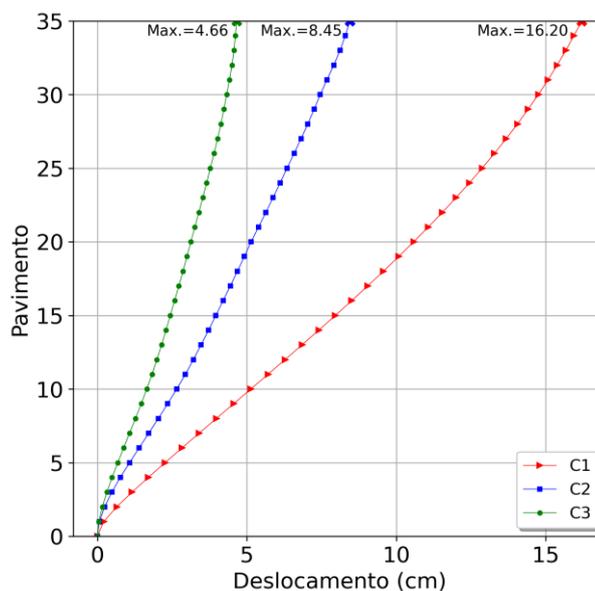


Figura 6.7 – Deslocamentos máximos por pavimento.

O deslocamento ao longo do tempo no último pavimento, onde identificou-se o valor máximo nas configurações C1, C2 e C3 é apresentado na Figura 6.8.

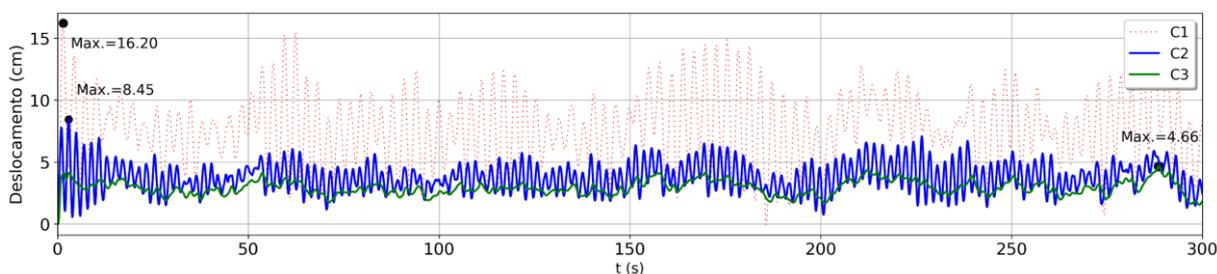


Figura 6.8 – Deslocamento ao longo do tempo no último pavimento.

O *story drift* máximo em cada entre-pavimentos é apresentado na Figura 6.9:

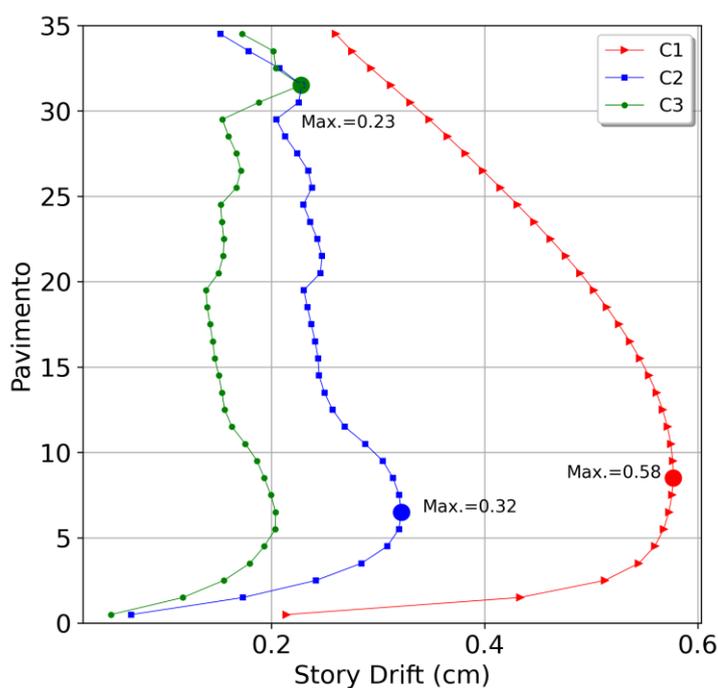


Figura 6.9 – *Story drift* máximo.

Os deslocamentos máximos no pavimento superior foram de 16,20 cm, 8,45 cm e 4,66 cm, nas configurações C1, C2 e C3, respectivamente. C2 e C3 apresentaram redução de 47,8% e 71,2%, respectivamente, em relação a C1, e C3, redução de 44,85% em relação a C2. Os resultados também apontaram que o máximo *story drift* foi de 0,58 cm, 0,32 cm e 0,23 cm, nas configurações C1, C2 e C3, respectivamente. C2 e C3 apresentaram redução de 44,8% e 60,3%, respectivamente, em relação a C1, e C3, redução de 28,13% em relação a C2.

Para a edificação em estudo, o critério de desempenho relacionado ao deslocamento horizontal máximo é $D_{max} = 19,6 \text{ cm}$. Sendo assim, C1, C2 e C3 atenderam o referido critério. Em

relação ao critério de desempenho relacionado ao máximo *story drift*, a ASCE/SEI 7-16 (2016) não fixa um valor, mas indica uma aproximação, $SD_{max} \cong 1cm$. Neste caso, C1, C2 e C3 atenderam o referido critério. Observa-se, portanto, que as três configurações atenderam os critérios relacionados aos deslocamentos ao longo do tempo.

A aceleração máxima em cada pavimento é apresentada na Figura 6.10:

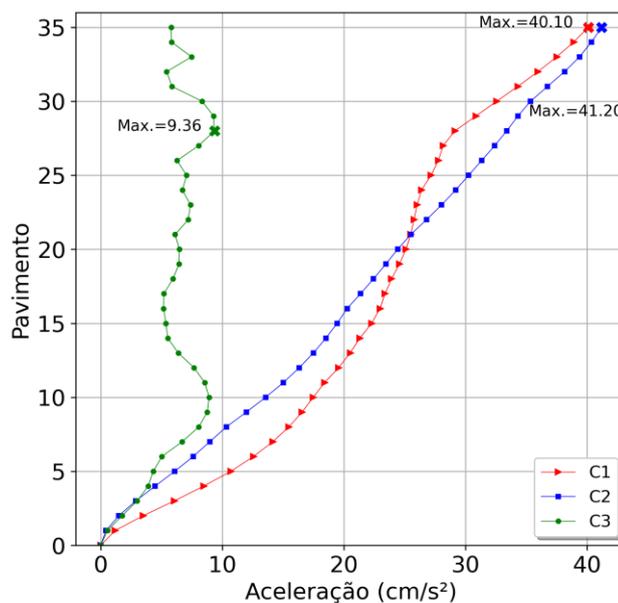


Figura 6.10 – Acelerações máximas por pavimento.

A aceleração ao longo do tempo no pavimento 28, onde identificou-se o valor máximo na configuração C3, é apresentada na Figura 6.11, comparando as três diferentes configurações. Na Figura 6.12 a aceleração da configuração C3 no pavimento 28 é mostrada isoladamente e confrontada com os limites apresentados no Capítulo 4.5.

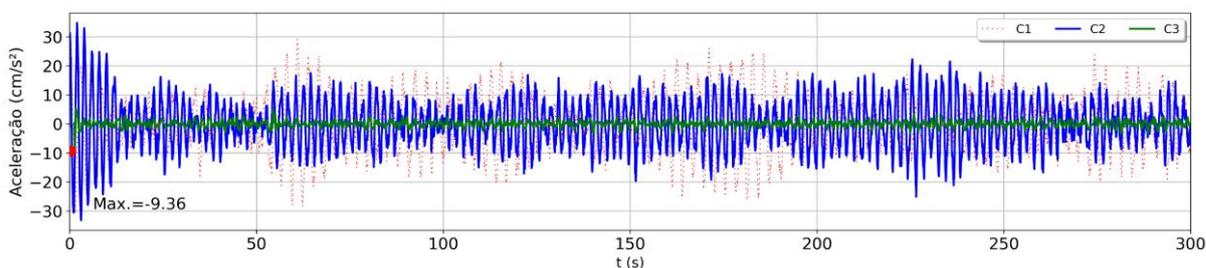


Figura 6.11 – Aceleração ao longo do tempo no pavimento 28.

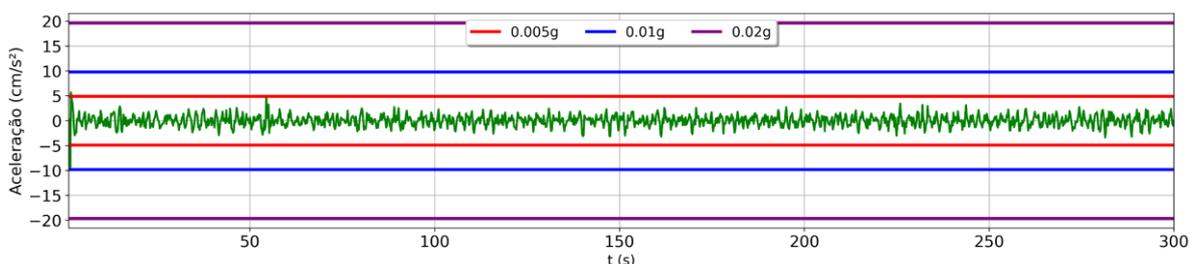


Figura 6.12 – Aceleração ao longo do tempo, C3 no pavimento 28, em relação aos critérios de desempenho.

A aceleração ao longo do tempo no último pavimento, onde identificou-se o valor máximo nas configurações C1 e C2, é mostrada na Figura 6.13:

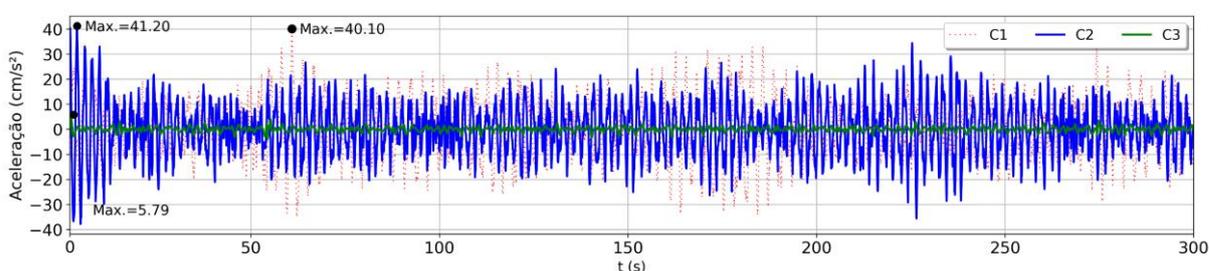


Figura 6.13 – Aceleração ao longo do tempo no último pavimento.

As acelerações máximas foram 40,1 cm/s², 41,2 cm/s² e 9,36 cm/s², nas configurações C1, C2 e C3, respectivamente. C2 apresentou acréscimo de 2,7% e C3 redução de 76,7%, respectivamente, em relação a C1, e C3, redução de 77,3% em relação a C2. Em relação ao critério de desempenho relacionado a percepção do usuário, verifica-se que no pavimento 28, crítico em relação à aceleração para a configuração C3, as acelerações ficaram abaixo de 0,01g. Sendo assim, apenas a configuração C3 atendeu o referido critério. Observa-se, portanto, que na configuração C3, as acelerações ao longo do tempo foram controladas.

A Força de amortecimento produzida pelo conjunto de amortecedores da configuração C3 é demonstrada, para diferentes pavimentos, na Figura 6.14:

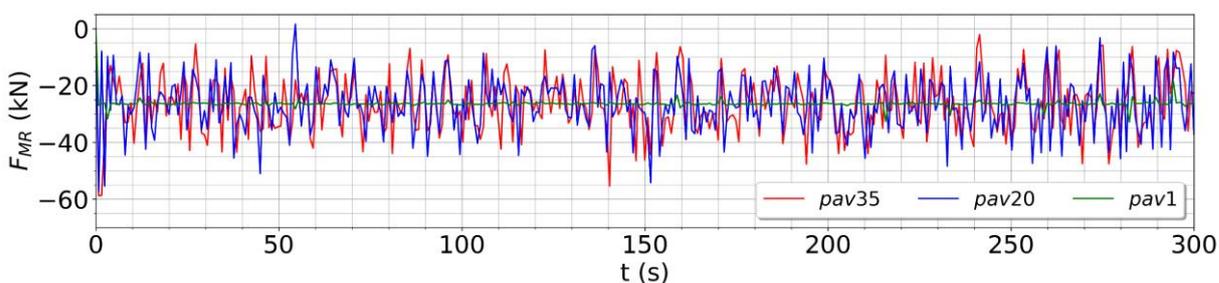


Figura 6.14 – Força de amortecimento pavimentos 35, 20 e 1.

Observa-se que as Forças produzidas pelos amortecedores distribuídos no pórtico central da estrutura tangenciaram 60 kN. Considerando que o modelo utilizado no estudo tem capacidade de 2,224 kN a 1 A e que um fator de amplificação $\Omega = 660$ foi utilizado, a força potencial de cada amortecedor, a 1 A, seria de 1467,84 kN. Observa-se, portanto, que o modelo em estudo e a sua referida parametrização foram capazes de utilizar apenas 4,09% da capacidade total disponível.

7 CONCLUSÕES

Este trabalho objetivou a concepção de uma estrutura utilizando otimização estrutural e amortecedores MR para o controle de vibrações ocasionadas pela ação dinâmica do vento. Para isto, um edifício alto, originalmente proposto e analisado por Marcadella e Alberti (2017), foi tomado como base de estudo. A partir da configuração estrutural original da edificação (C1), a frequência fundamental da estrutura foi otimizada em função da sua massa, dando origem a configuração estrutural Otimizada não controlada (C2). Em seguida, um conjunto de amortecedores MR semiativos foi aplicado à estrutura, caracterizando assim a configuração estrutural Otimizada controlada (C3). Em seguida, as três configurações foram submetidas à Forças de arrasto, estas produzidas através de um processo estocástico, em sua parcela flutuante, e através dos procedimentos da NBR 6123 (ABNT, 1988), em sua parcela média.

As análises desta dissertação foram realizadas em programas desenvolvidos em *python* especificamente para esta pesquisa. Estes programas foram verificados utilizando trabalhos da literatura e o *software* comercial de análise por elementos finitos *Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022*. As três configurações foram submetidas à ação dinâmica do vento e sua resposta foi avaliada em termos de deslocamento, *story drift* e aceleração, para os quais, critérios de desempenho indicados por ASCE/SEI 7-16 (2016) e Bachmann (1995) foram adotados. Da avaliação das respostas das três configurações, verificou-se que a configuração C3 foi a única capaz de atender a todos os critérios de desempenho estabelecidos. Verificou-se que uma parte do desempenho da configuração C3 deveu-se à otimização da frequência fundamental demonstrada no capítulo 6.3, e que uma parte do seu desempenho foi devido ao trabalho dos amortecedores MR aplicados de acordo com o capítulo 6.4, que se mostraram uma ferramenta poderosa no controle de vibrações.

Foi possível observar também que o modelo de amortecedor usado nesta pesquisa, MR RD-1005-3, por se tratar de um equipamento de uso industrial, de capacidade de força reduzida, apresentou baixa eficiência em relação à utilização da máxima Força de amortecimento potencial disponível, demonstrando, portanto, que para aplicações reais, é de extrema importância a utilização de um equipamento projetado e parametrizado especificamente para o fim a que se destina, neste caso, controle de vibrações ocasionadas pela ação dinâmica do vento.

Ressalta-se que existe um potencial a ser explorado na utilização dos amortecedores MR como: otimização da posição, otimização da força máxima e calibração dos parâmetros de controle do LQR, ou seja, a contribuição no controle da resposta e o custo em termos de amortecedores, podem ser otimizados. Nesse sentido, avanços na pesquisa são de grande importância, e estruturas que combinam técnicas de otimização e controle semiativo em seu projeto, são uma alternativa promissora, que deve ser estudada e desenvolvida.

7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Pretende-se desenvolver os seguintes trabalhos posteriores à esta pesquisa:

- Otimizar a posição dos amortecedores na estrutura;
- Otimizar as forças máximas dos dispositivos;
- Estudar outros algoritmos meta-heurísticos;
- Desenvolver um algoritmo híbrido (determinístico/estocástico);
- Implementar no processo de otimização da estrutura a análise e dimensionamento do aço das estruturas de concreto armado;
- Implementar um problema de otimização considerando a plastificação dos apoios;
- Estudar outras estratégias de controle semiativo;
- Estudar outros modelos reológicos para amortecedores MR;
- Estudar outros modelos de amortecedores MR;
- Estabelecer um programa experimental com protótipos de amortecedores e modelos em escala reduzida;
- Solucionar o mesmo problema considerando a interação solo-estrutura;
- Solucionar o mesmo problema considerando as incertezas do processo;
- Estudar o controle de vibrações em estruturas submetidas a carregamentos dinâmicos diferentes em simultâneo, como sismo e vento;

- Expandir os algoritmos elaborados para estruturas 3D;
- Elaborar uma interface gráfica de utilização para os programas desenvolvidos ao longo da pesquisa.

REFERÊNCIAS

- AL-FAHDAWI, O. A.S.; BARROSO, L. R.; SOARES, R. W. Semi-active adaptive control for enhancing the seismic performance of nonlinear coupled buildings with smooth hysteretic behavior. **Engineering Structures** 191, pp. 536–548, 2019.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures**. Reston, Virginia, 2016.
- ARORA, J. S. **Introduction to Optimum Design – Fourth Edition**. London: Elsevier, 2017.
- ASKARI, M.; LI, J.; SAMALI, B. Semi-active LQG control of seismically excited nonlinear buildings using optimal Takagi-Sugeno inverse model of MR dampers. **Procedia Engineering**, v. 14, p.2765–2772, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ANBT, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.
- ÁVILA, A. L. T. **Desenvolvimento de uma rotina computacional para determinação da resposta dinâmica de um edifício alto submetido ao vento sinótico**. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Mecânica) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.
- ÁVILA S. M. **Controle Híbrido para atenuação de vibrações em edifícios**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.
- BACHMANN, H., **Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines**. Birkhauser, 1995. 234 p.
- BARRANCO, C. B. **Otimização de pórticos de aço e amortecedores viscosos sob excitação sísmica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica)-Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2020.
- BEÇ, J. Influence of Wind spectrum formula choice on footbridge response. **In: the fifth international symposium on computational wind engineering (CWE2010)**, Chapel Hill, Carolina do Norte, EUA, 2010.
- BINGHAM, E.C. An Investigation of the Laws of Plastic Flow. **Bulletin of the Bureau of Standards**. 13 (2): 309–353, 1916.
- BITARAF, M. **Enhancing The Structural Performance With Active And Semi-Active Devices Using Adaptive Control Strategy**. PhD Thesis, Texas A&M University, 2011.
- BITARAF, M.; HURLEBAUS, S. Semi-active adaptive control of seismically excited 20-story nonlinear building. **Engineering Structures** 56, pp. 2107–2118, 2013.

- BLESSMANN, J. **O vento na Engenharia Estrutural**. Editora da UFRGS, 1995.
- BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. 2ª ed. Editora da UFRGS, 2013.
- BOUC, R. Mathematical model for hysteresis, **Acustica** 24: 16–25, 1971.
- BRANDÃO, F. S. **Otimização de atenuadores dinâmicos sincronizados para o controle de vibrações em edifícios submetidos à excitação sísmica**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)-Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2021.
- CARLSON, J.D.;CHRZAN, M.J. **Magnetorheological fluid dampers**, US Patent Specification 5277281, 1994.
- CARLSON, J.D.; WEISS, K.D. A growing attraction to magnetic fluids, **Machine Design** 66(15), p. 61–66, 1994.
- CARLSON, J.D.; SPENCER JR, B.F. Magneto-rheological fluid dampers: scalability and design issues for application to dynamic hazard mitigation. *Proc. 2nd Workshop on Structural Control: Next Generation of Intelligent Structures*, Hong Kong, China, p. 99–109, 1996.
- CARNEIRO, R. B. **Controle Semi-Ativo De Vibrações Em Estruturas Utilizando Amortecedor Magnetorreológico**. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 2009.
- CASCIATI, F.; MAGONETTE, G. ; MARAZZI, F. Technology of Semiactive Devices and Applications in Vibration Mitigation. John Wiley & Sons Ltd, 2006.
- CÉSAR, M. T. B. **Vibration Control of Building Structures using MagnetoRheological Dampers**. PhD Thesis, FEUP, 2015.
- CÉSAR, M. T. B.; GONÇALVES, J.; COELHO, J.; BARROS, R. C. Brain Emotional Learning Based Control of a SDOF Structural System with a MR Damper. **Springer International Publishing, Lecture Notes in Electrical Engineering** 402, Switzerland, 2017.
- CHEN, Z. Q.; WANG, X. Y.; KO, J. M.; NI, Y. Q.; SPENCER, B. F.; YANG, G. ; HU, J. H. MR damping system for mitigating wind-rain induced vibration on Dongting Lake Cable-Stayed Bridge. **Wind and Structures**, Vol. 7, No. 5 p.293-304, 2004.
- CIVICIOGLU, P. Backtracking Search Optimization Algorithm for numerical optimization problems. **Applied Mathematics and Computation** 219, p. 8121-8144, 2013.
- CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. Computers & Structures, Inc., 1995.
- DAVENPORT A. G. The relationship of wind structure to wind loading. **Proceedings of the 1st conference on "Wind effects on building and structures"**. Teddington, 1963.
- DORIGO, M.; MANIEZZO, V.; COLORNI, A. The ant system: optimization by a colony of cooperating agents, **IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics, Part B (Cybernetics)**, v. 26, n. 1, p. 29-41, 1996.

DUC-CHUAN, V.; IOANNIS, P.; SETTE, D. A new algorithm for semi-active control of mixed base isolation. **X International Conference on Structural Dynamics**, EUROODYN 2017, Procedia Engineering 199, p.1785–1790, 2017.

DYKE, S. J. Acceleration feedback control strategies for active and semi-active control systems - modeling, algorithm development, and experimental verification. Thesis (PhD in Civil Engineering) - University of Notre Dame, Notre Dame, 1996.

DYKE, S.J.; YI, F.; FRECH, S; CARLSON, J.D. Application of MR dampers to seismically excited structures. **Proceedings, International Modal Analysis Conference**, 1996.

DYKE, S. J.; SPENCER JR., B. F.; SAIN, M. K.; CARLSON, J. D. An Experimental Study of MR Dampers for Seismic Protection. **Smart Materials and Structures: Special Issue on Large Civil Structures**, 1999.

ENGELBRECHT, A. P. **An Introduction to Computational Intelligence**. John Wiley & Sons, 2007.

FUJITANI, H.; SODEYAMA, H; TOMURA, T; HIWATASHI, T.; SHIOZAKI, Y.; HATA, K.; SUNKODA, K.; MORISHITA, S.; SODA, S. Development of 400kN magnetorheological damper for a real base-isolated building. **Proceedings of SPIE – Smart Structures and Materials: Damping and Isolation** 5052: p.265–276, 2003.

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.

GINDER J. M.; ELIE L. D.; DAVIS L. C. **Magnetic fluid-based magnetorheological fluids**, US Patent No. 5549837, 1996.

GUGLIELMINO, E.; SIRETEANU, T.; STAMMERS, C.W.; GHITA, G.; GIUCLEA, M. **Semi-active suspension control: improved vehicle ride and road friendliness**, Springer, London, 2008.

HIBBELER, R. C. **Análise das estruturas**. Pearson Education do Brasil, 2013.

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

HOLMES, John D. **Wind Loading of Structures**. Taylor & Francis e-Library, 2004.

HOUSNER, G.W. *et al.* **Structural control: past, present, and future**. J. Eng. Mech., 1997.

IKHOUANE, F.; RODELLAR, J. Systems with Hysteresis Analysis, Identification and Control using the Bouc–Wen Model. John Wiley & Sons Ltd, England, 2007.

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

KENNEDY, J.; EBERHART, R.C. Particle Swarm Optimization. *Proceedings of the IEEE International Joint Conference on Neural Networks*, pp. 1942-1948, 1995.

KIM, H.; KANG, J. Semi-active fuzzy control of a wind-excited tall building using multi-objective genetic algorithm. *Engineering Structures* 41, pp. 242–257, 2012.

KOIKE, Y.; MURATA, T.; TANIDA, K.; KOBORI, T.; ISHII, K.; AND TAKENAKA, Y. Development of V-shaped hybrid mass damper and its application to high-rise buildings. *Proc. 1st World Conf. on Struct. Control*, 1994.

KORI, J. G.; JANGID, R. S. Semi-active MR dampers for seismic control of structures. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, Vol. 42, No. 3, 2009.

LEE, J. H. K.; SU, R. K. L.; LEE, P. K. K.; LAM, L. C. H. Semi-Active Damping Device for Vibration Control of Buildings Using Magnetorheological Fluid. *Advances in Building Technology*, vol. 2, pp. 969–976, 2002.

LEMONGE, A.C.C. ; CARVALHO, J.P.G.; HALLAK, P. H. ; VARGAS, D.E.C. Multi-objective truss structural optimization considering natural frequencies of vibration and global stability. *Expert Systems with Applications* 165, 2021.

LIMA, A.S. **Identificação Experimental de Um Sistema Magneto-Reológico**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 2011.

LORD CORPORATION. **Magneto-Rheological (MR) Suspension Systems**. Catálogo técnico, 2018.

LOREDO-SOUZA, A. M.; SCHETTINI, E. B. C.; PALUCH, M. J. Simulação da Camada Limite Atmosférica em Túnel de Vento. In: IV Escola de Primavera de Transição e Turbulência, 2004, Porto Alegre. *Anais...*, Porto Alegre: ABCM, 2004, 137-160.

MARCADELLA C.; ALBERTI F. A. Comparative analysis of horizontal displacements of three structural bracing systems subjected to static wind loads influence. *Proceedings of the 59th Brazilian Concrete Congress*, 2017.

MCCLAMROCH, N. H.; GAVIN, H. P. Closed Loop Structural Control Using Electrorheological Dampers. In: *Proceedings of the American Control Conference*, p. 4173-4177, Washington, 1995.

MEIROVITCH, L. **Dynamics and control of structures**. John Wiley & Sons, 1990.

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

MIGUEL, L. F. F et al. Assessment of code recommendations through simulation of EPS wind loads along a segment of a transmission line. *Engineering Structures*, v. 43, p. 1-11, 2012.

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

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

NGUYEN-VAN, S.; NGUYEN, K. T. ; LUONG, V. H. ; LEE, S. ; LIEU, Q. X. A novel hybrid differential evolution and symbiotic organisms search algorithm for size and shape optimization of truss structures under multiple frequency constraints. **Expert Systems with Applications** 184, 2021.

OGATA, K. **Modern Control Engineering**. Pearson Education, 2010.

ONTIVEROS-PÉREZ, S. P. **Otimização simultânea de posições e forças de amortecedores de vibração por atrito para controle de vibrações de estruturas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

OZIMBOSKI, J. M.; PRAVIA, Z. M. C.; KRIPKA, M. Dimensionamento otimizado de vigas de aço e de concreto armado: estudo comparativo. **Proceedings of the XLI Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering**, 2020.

PIPPI, A. S.; AVILA, S. M.; DOZ, G. Coupling technique between adjacent structures for vibration control using inerter element. **Proceedings of the XLI Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering**, 2020.

RABINOW, J. The Magnetic Fluid Clutch. **AIEE Transactions**, v. 67, p. 1308-1315, 1948.

RAO, S. S. **Mechanical Vibrations Fifth Edition**. Pearson Prentice Hall, 2011.

RESENDE, C. H. B.; LEMONGE, A. C. C.; HALLAK, P. H.; CARVALHO, J. P.G.; MOTTA, J. C. Global stability and natural frequencies of vibration in multi-objective optimization of 3D steel frames. **Proceedings of the XLI Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering**, 2020.

RIERA J., AMBROSINI R. Analysis of structures subjected to random loading using the transfer matrix or numerical integration methods. **Engineering Structures**. Volume 14, Issue 3, 1992.

ROSSATO, B. B. **Otimização de parâmetros de amortecedores de massa sintonizados para uso em edifícios altos submetidos à ação do vento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

SAKA, M. P.; GEEM, Z. W. Mathematical and Metaheuristic Applications in Design Optimization of Steel Frame Structures: An Extensive Review. **Mathematical Problems in Engineering**, 2013.

SHEN, L; DING, X.; HU , T.; XIONG, M.; ZHANG, H. Simultaneous optimization of structure together with attached tuned mass dampers considering dynamic performance. **Chinese Journal of Aeronautics**, (2021).

SHI, Y.; EBERHART, R.C. A modified particle swarm optimizer. **Proceedings of the IEEE International Conference on Evolutionary Computation**, pp. 69-73, 1998.

SHINOZUKA M., JAN C.M. Digital simulation of random processes and its applications. **Journal of sound and vibration**. Volume 25. Issue 1, 1972.

SHOOLI, A. R.; VOSOUGHI, A.R.; BANAN, M.R. A mixed GA-PSO-based approach for performance-based design optimization of 2D reinforced concrete special moment-resisting frames. **Applied Soft Computing Journal** 85, 2019.

SILVA JR, C.A.N; MONTEIRO, F.A.C. Optimal Tuned Mass Damper Properties to Reduce the Response of Floors Subjected to Rhythmic Induced Loads. **Proceedings of the XLI Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering**, 2020.

SIMONETTI, H. L.; ALMEIDA, V. S.; NEVES, F. A. Smoothing evolutionary structural optimization for structures with displacement or natural frequency constraints. **Engineering Structures** 163, p.1–10, 2018.

SPENCER JR, B.F.; SAIN, M. K. Controlling Buildings: A New Frontier in Feedback. **Special Issue of the IEEE Control Systems Magazine on Emerging Technology**, Vol. 17, No. 6, pp. 19–35, 1997.

SPENCER JR., B. F.; DYKE, S. J.; SAIN, M. K.; CARLSON, J. D.. Phenomenological Model of a Magnetorheological Damper. **ASCE Journal of Engineering Mechanics**, 1997.

SPENCER JR, B.F.; NAGARAJAIAH, S. State of the Art of Structural Control. **Journal of structural engineering**, ASCE, 2003.

SOONG T. T. **Active Structural Control: Theory and Practice**. Longman Scientific & Technical, 1990.

SOONG T. T.; DARGUSH G. F. **Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering**. John Wiley & Sons Ltd, 1997.

SOONG T. T.; SPENCER JR, B.F. Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice. **Engineering Structures** 24, p.243–259, 2002.

SORIANO, H. L. **Elementos Finitos – Formulação e Aplicação na Estática e Dinâmica das Estruturas**. Editora Ciência Moderna Ltda., 2009.

SOUZA, O. A. P. **Elaboração de um Algoritmo de Otimização Aplicado à Engenharia Estrutural: Circle-Inspired Optimization Algorithm (CIOA)**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2021.

STANWAY, R; SPROSTON, J. ; STEVENS, N. Non-linear modeling of an electro- rheological vibration damper. **Journal of Electrostatics** 20: 167–84, 1987.

STANWAY, R.; SPROSTON, J.L. ; EL-WAHED, A.K. Applications of electro- rheological fluids in vibration control: a survey. **Smart Materials and Structures** 5: 464–82, 1996.

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

TAMURA, Y.; KAREEM, A. **Advanced structural wind engineering**, 1st ed. Springer Japan, 2013.

TEJANI, G. G.; SAVSANI, V. J.; PATEL, V. K.; MIRJALILI, S. Truss optimization with natural frequency bounds using improved symbiotic organisms search. **Knowledge-Based Systems** 143, P.162–178, 2018.

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

WANG, Y. Control strategies for 3d smart base isolation systems using modal and nodal approaches. Tese de doutorado – Universidade de Washington, 2006.

WEBER, F.; FELTRIN, G.; HUTH, O. **Guidelines for Structural Control**. SAMCO Final Report, 2006.

WEBER, F.; DISTL, H. Damping Estimation from Free Decay Responses of Cables with MR Dampers, 2015.

WEBER, G. A.; QUISPE, A. P. C.; RODRÍGUEZ, R. Q. Structural Optimization of Reinforced Concrete Beams using GA method. **Proceedings of the XLI Ibero-Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering**, 2020.

WEN, Y.K. Method for random vibration of hysteretic systems. **Journal of the Engineering Mechanics Division** (ASCE) 102(2): 249–63, 1976.

WINSLOW, W. M. Method and means for translating electrical impulses into mechanical force. US Patent No. 2417850, 1947.

XIANGJUN, Q.; XUN'AN, Z.; CHERRY, S. Study on semi-active control of mega-sub-controlled structure by MR damper subject to random wind loads. **Earthquake engineering and engineering vibration**, Vol.7, 2008

XU, H.; SHEN ,Y. Intelligent Bi-state Control for the Structure with Magnetorheological Dampers. **Journal of intelligent material systems and structures**, Vol. 14, 2003.

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

YANG, X. S. Firefly algorithms for multimodal optimization. **in: Stochastic Algorithms: Foundations and Applications**, Lecture Notes in Computer Sciences, Vol. 5792, pp. 169-178, 2009.

YANG, X. Engineering Optimization - An Introduction with Metaheuristic Applications. John Wiley & Sons, inc., 2010.

YI, F.; DYKE, S.J.; CAICEDO, J.M.; CARLSON, J.D. Experimental Verification of Multi-Input Seismic Control Strategies for Smart Dampers. **Journal of Engineering Mechanics**, ASCE 127:11, p.1152-1164, 2001.

ZAKIAN, P. Meta-heuristic design optimization of steel moment resisting frames subjected to natural frequency constraints. **Advances in Engineering Software** 135, 2019.

ZHANG X.; ZHANG X. Sustainable design of reinforced concrete structural members using embodied carbon emission and cost optimization. **Journal of Building Engineering** 44, 2021.

ZHAODONG, X; YINGQING, G. Integrated intelligent control analysis on semi-active structures by using magnetorheological dampers. **Science in China Series E: Technological Sciences**, vol. 51, no. 12, p. 2280-2294, 2008.

ZHU, W. Q.; LUO, M.; DONG, L. Semi-active control of wind excited building structures using MR/ER dampers. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v. 19, n. 3, p. 279–285, 2004.

APÊNDICE A – FORMULAÇÃO DOS LIMITES IMPOSTOS ÀS DIMENSÕES DOS ELEMENTOS NO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO

Conforme Marcadella e Alberti (2017), a carga permanente foi formada pelo peso próprio da estrutura e uma sobrecarga de 1kN/m² (referente à elementos fixos), e a carga acidental considerada 2kN/m². Ambas foram aplicadas em todas as lajes. Além dessas cargas, foi considerada em todas as vigas da periferia uma carga de 0,9kN/m correspondente às paredes das fachadas. As recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014) foram consideradas na solução do problema. A Tabela A.1 apresenta um resumo dos parâmetros utilizados.

Tabela A.1– Parâmetros utilizados na determinação dos limites das variáveis

Parâmetro	Un.	Valor
f_{ck}	MPa	50
γ_c (fator de minoração da resistência do concreto)	-	1,4
γ_f (fator de majoração das cargas)	-	1,4
α_i (fator de majoração das cargas arbitrado)	-	1,8
γ (Peso específico do concreto)	kN/m ³	2500

A Tabela A.2 apresenta um resumo dos valores utilizados para determinar as cargas por pavimento atuando nos pilares externos e a Tabela A.3 apresenta o processo de determinação das dimensões mínimas dos pilares externos, considerando as cargas acumuladas por pavimento.

Tabela A.2– Cargas por Pavimento nos pilares externos

Parâmetro	Un.	Valor
A_i (área de influência)	m ²	11,75
Carga Permanente	kN	11,75
Carga Acidental	kN	23,51
Carga de Paredes	kN	4,47
Peso próprio das Lajes	kN	35,26
Peso próprio Vigas	kN	24,21
Peso próprio Pilares	kN	25,65
Carga Total Pavimento Cobertura	kN	99,20
Carga Total Pavimento Tipo	kN	124,85

*O peso próprio foi estimado considerando as dimensões da configuração estrutural C1

Tabela A.3– Dimensões mínimas pilares externos

Grupo	Pavimento	Nk pav (kN)	Nk acumulado (kN)	Nd acumulado (Nk x ai x yf) (kN)	Seção transversal mínima (Nd/fcd) ou min. 360 (cm ²)	Lado mínimo (cm)	Limite inferior atribuído no processo de otimização(cm)
G13	35	99,20	99,20	249,99	360,00	18,97	20
	34	124,85	224,06	564,62	360,00	18,97	
	33	124,85	348,91	879,25	360,00	18,97	
	32	124,85	473,76	1193,88	360,00	18,97	
	31	124,85	598,61	1508,51	422,38	20,55	
G11	30	124,85	723,47	1823,14	510,48	22,59	30
	29	124,85	848,32	2137,77	598,57	24,47	
	28	124,85	973,17	2452,39	686,67	26,20	
	27	124,85	1098,03	2767,02	774,77	27,83	
	26	124,85	1222,88	3081,65	862,86	29,37	
G9	25	124,85	1347,73	3396,28	950,96	30,84	40
	24	124,85	1472,58	3710,91	1039,05	32,23	
	23	124,85	1597,44	4025,54	1127,15	33,57	
	22	124,85	1722,29	4340,17	1215,25	34,86	
	21	124,85	1847,14	4654,80	1303,34	36,10	
G7	20	124,85	1971,99	4969,43	1391,44	37,30	45
	19	124,85	2096,85	5284,06	1479,54	38,46	
	18	124,85	2221,70	5598,69	1567,63	39,59	
	17	124,85	2346,55	5913,31	1655,73	40,69	
	16	124,85	2471,41	6227,94	1743,82	41,76	
G5	15	124,85	2596,26	6542,57	1831,92	42,80	50
	14	124,85	2721,11	6857,20	1920,02	43,82	
	13	124,85	2845,96	7171,83	2008,11	44,81	
	12	124,85	2970,82	7486,46	2096,21	45,78	
	11	124,85	3095,67	7801,09	2184,30	46,74	
G3	10	124,85	3220,52	8115,72	2272,40	47,67	55
	9	124,85	3345,38	8430,35	2360,50	48,58	
	8	124,85	3470,23	8744,98	2448,59	49,48	
	7	124,85	3595,08	9059,60	2536,69	50,37	
	6	124,85	3719,93	9374,23	2624,79	51,23	
G1	5	124,85	3844,79	9688,86	2712,88	52,09	60
	4	124,85	3969,64	10003,49	2800,98	52,92	
	3	124,85	4094,49	10318,12	2889,07	53,75	
	2	124,85	4219,35	10632,75	2977,17	54,56	
	1	124,85	4344,20	10947,38	3065,27	55,36	

A Tabela A.4 apresenta um resumo dos valores utilizados para determinar as cargas por pavimento atuando nos pilares centrais e a Tabela A.5 apresenta o processo de determinação das dimensões mínimas dos pilares centrais, considerando as cargas acumuladas por pavimento.

Tabela A.4– Cargas por Pavimento nos pilares centrais

Parâmetro	Un.	Valor
A_i (área de influência)	m ²	17,85
Carga Permanente	kN	17,85
Carga Acidental	kN	35,71
Carga de Paredes	kN	4,45
Peso próprio das Lajes	kN	53,56
Peso próprio Vigas	kN	32,31
Peso próprio Pilares	kN	29,18
Carga Total Pavimento Cobertura	kN	143,88
Carga Total Pavimento Tipo	kN	173,06

*O peso próprio foi estimado considerando as dimensões da configuração estrutural C1

Tabela A.5– Dimensões mínimas pilares centrais

Grupo	Pavimento	Nk pav (kN)	Nk acumulado (kN)	Nd acumulado (Nk x α_i x γ_f) (kN)	Seção transversal mínima (Nd/fcd) ou min. 360 (cm ²)	D mínimo (cm)	Limite inferior atribuído no processo de otimização (cm)
G14	35	143,88	143,88	362,58	360,00	0,00	3
	34	173,07	316,95	798,71	360,00	0,00	
	33	173,07	490,01	1234,83	360,00	0,00	
	32	173,07	663,08	1670,96	467,87	0,00	
G12	31	173,07	836,14	2107,08	589,98	0,00	3
	30	173,07	1009,21	2543,20	712,10	0,00	
	29	173,07	1182,27	2979,33	834,21	0,00	
	28	173,07	1355,34	3415,45	956,33	0,00	
	27	173,07	1528,40	3851,58	1078,44	0,85	
G10	26	173,07	1701,47	4287,70	1200,56	2,76	13
	25	173,07	1874,53	4723,83	1322,67	4,67	
	24	173,07	2047,60	5159,95	1444,79	6,57	
	23	173,07	2220,67	5596,08	1566,90	8,48	
	22	173,07	2393,73	6032,20	1689,02	10,39	
G8	21	173,07	2566,80	6468,33	1811,13	12,30	23
	20	173,07	2739,86	6904,45	1933,25	14,21	
	19	173,07	2912,93	7340,58	2055,36	16,12	
	18	173,07	3085,99	7776,70	2177,48	18,02	
G6	17	173,07	3259,06	8212,83	2299,59	19,93	33
	16	173,07	3432,12	8648,95	2421,71	21,84	
	15	173,07	3605,19	9085,07	2543,82	23,75	
	14	173,07	3778,25	9521,20	2665,94	25,66	
	13	173,07	3951,32	9957,32	2788,05	27,56	
G4	12	173,07	4124,38	10393,45	2910,17	29,47	43
	11	173,07	4297,45	10829,57	3032,28	31,38	
	10	173,07	4470,52	11265,70	3154,40	33,29	
	9	173,07	4643,58	11701,82	3276,51	35,20	
	8	173,07	4816,65	12137,95	3398,63	37,10	
G2	7	173,07	4989,71	12574,07	3520,74	39,01	48
	6	173,07	5162,78	13010,20	3642,86	40,92	
	5	173,07	5335,84	13446,32	3764,97	42,83	
	4	173,07	5508,91	13882,45	3887,08	44,74	
	3	173,07	5681,97	14318,57	4009,20	46,64	
	2	173,07	5855,04	14754,70	4131,31	48,55	
	1	173,07	6028,10	15190,82	4253,43	50,46	

Onde fcd é o valor do fck dividido por γ_c e α_i é um fator de majoração das cargas arbitrado com o objetivo de considerar os acréscimos produzidos pelos momentos fletores e pelos efeitos de segunda ordem.

Em relação as dimensões máximas atribuídas aos pilares, aos pilares em “L” foram atribuídos valores que permitissem a instalação de uma porta entre esses pilares, já para os pilares retangulares o valor foi arbitrado limitando-se, em função da ocupação dos espaços internos do pavimento tipo e das garagens, à 120 cm.

Em relação à altura das vigas, as dimensões mínimas foram arbitradas em aproximadamente 1/10 do comprimento do vão livre, ou seja, 50 cm, já para as dimensões máximas, foi considerada uma sobra de 215cm de pé direito, possibilitando a instalação de portas, sendo,

portanto, a dimensão máxima atribuída de 70cm. Em relação a largura das vigas foi arbitrada uma faixa de valores usuais em projetos estruturais entre 20 cm e 30 cm.