

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA

PROJETO ÓTIMO SOB INCERTEZAS DE AMORTECEDORES POR ATRITO
PARA CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM EDIFÍCIOS SUBMETIDOS À
EXCITAÇÃO SÍSMICA

por

Sergio Pastor Ontiveros Pérez

Tese para obtenção do Título de
Doutor em Engenharia

Porto Alegre, Junho de 2018

PROJETO ÓTIMO SOB INCERTEZAS DE AMORTECEDORES POR ATRITO
PARA CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM EDIFÍCIOS SUBMETIDOS À
EXCITAÇÃO SÍSMICA

por

Sergio Pastor Ontiveros Pérez

Mestre em Engenharia

Tese submetida ao Corpo Docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, PROMEC, da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de

Doutor em Engenharia

Área de Concentração: Mecânica dos Sólidos

Orientador: Prof. Dr. Leticia Fleck Fadel Miguel

Aprovada por:

Prof. Dr. Rafael Holdorf LopezPPGEC-UFSC / Florianópolis-Brasil

Prof. PhD. Jorge Daniel RieraPPGEC-UFRGS / Porto Alegre-Brasil

Prof. Dr. Ruy Carlos Ramos de Menezes PPGEC-UFRGS / Porto Alegre-Brasil

Prof. Dr. Ignacio IturriozPROMEC-UFRGS / Porto Alegre-Brasil

Prof. Dr. Jakson Manfredini Vassoler

Coordenador do PROMEC

Porto Alegre, 27 de Junho de 2018

A mis papás y mi hermanita que en el cielo está

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos a todos que contribuíram na elaboração deste trabalho.

A minha orientadora, Prof. Dra. Letícia Fleck Fadel Miguel, pelo apoio, dedicação, paciência e orientação no desenvolvimento deste trabalho. Também quero agradecer ao Prof. Dr. Jorge Riera pelos conselhos profissionais, o apoio, a paciência e os conhecimentos que ele transmitiu para mim.

A todos os professores e funcionários da Escola de Engenharia e do Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica, e também aos colegas e bolsistas do GMAp pelo apoio e os ensinamentos ao longo destes quatro anos.

A minha família, que desde a minha linda Colômbia, me deram o seu apoio e carinho.

Agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo suporte financeiro para a elaboração desta Tese.

RESUMO

Atualmente é bem conhecido que o uso de dispositivos passivos de dissipação de energia, tais como amortecedores por atrito, reduzem consideravelmente a resposta dinâmica de estruturas. Entretanto, os melhores parâmetros de cada amortecedor e também a melhor posição para instalá-los dentro da estrutura permanecem difíceis de serem estabelecidas. Assim, a otimização de amortecedores é uma área que vem sendo estudada de forma crescente nos últimos anos, tendo grande impacto no projeto ótimo de dispositivos para o controle de vibrações de estruturas, possibilitando obter soluções seguras e ao mesmo tempo econômicas. Contudo, apesar dos amortecedores de vibração por atrito possuírem algumas vantagens em relação a outros dispositivos passivos, poucos trabalhos são encontrados sobre a otimização de seus parâmetros ou sobre a sua melhor posição dentro de uma estrutura, devido à maior dificuldade de se calcular sistemas que envolvem atrito, por este ser não-linear. Entretanto, é interessante se levar em conta as incertezas presentes nas propriedades estruturais e/ou na excitação dinâmica no processo de otimização, o que leva a um problema de otimização sob incerteza, como otimização robusta e otimização baseada em confiabilidade. Assim, nesta Tese é proposta uma metodologia para a otimização simultânea dos parâmetros e das posições de amortecedores de vibração por atrito a serem instalados em edifícios submetidos à excitação sísmica levando em conta as incertezas presentes tanto nas propriedades estruturais quanto no carregamento sísmico, assim como nas forças de atrito dos amortecedores. A fim de ilustrar a metodologia, dois exemplos de aplicação são apresentados, sendo o primeiro sobre otimização robusta e o segundo sobre otimização baseada em confiabilidade. Os resultados mostraram, em ambos os exemplos, que o método proposto obteve sucesso, melhorando consideravelmente o comportamento dinâmico dos edifícios estudados, mesmo para um número limitado de dispositivos instalados. Portanto, acredita-se que a metodologia de otimização desenvolvida constitui uma ferramenta eficaz para o projeto ótimo de amortecedores por atrito.

Palavras-chave: Amortecedor por atrito; Projeto sob incertezas de amortecedores; Controle de vibrações

ABSTRACT

Nowadays it is well known that the use of passive energy dissipation devices, such as friction dampers, considerably reduces the dynamic response of structures. However, the best parameters of each damper and also the best position to install them within the structure remain difficult to be determined. Thus, optimization of dampers is an area that has been increasingly studied in recent years, having a big impact in the optimal design of devices for the vibration control of structures, allowing to obtain safe and at the same time economic solutions. However, although friction dampers have some advantages over other passive devices, few contributions are found on optimization of their parameters or on their optimal position within a structure. This fact can be explained due to the greater difficulty in determining the response of systems involving friction, because their non-linear behavior. In addition to the lack of studies on optimization of friction dampers, the few studies found in the literature consider the problem in a deterministic way. However, the uncertainties present in the structural properties and/or in the dynamic excitation can alter the optimal solution. Thus, it is important to take into account these uncertainties in the optimization process, which leads to an optimization problem under uncertainty, such as robust optimization and reliability-based optimization. Thus, in this Thesis, a methodology is proposed for the simultaneous optimization of parameters and positions of friction dampers to be installed in buildings subjected to seismic excitation taking into account uncertainties present in both the structural properties and the seismic load, as well as in the friction forces of the dampers. In order to illustrate the approach, two examples are presented, the first one on robust optimization and the second on reliability-based optimization. The results show, in both examples, that the proposed method considerably improves the dynamic behavior of the studied buildings, even for a limited number of installed devices. Therefore, it was shown that the proposed procedure is an effective tool for the optimum design of friction dampers.

Keywords: Friction damper; Design under uncertainties of dampers; Vibrations control

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos	2
1.2	Organização do Trabalho	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	Sistemas passivos de controle	5
2.2	Otimização sob incertezas de amortecedores passivos	11
3	FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	19
3.1	Equação do movimento	19
3.2	Funcionamento do amortecedor por atrito	21
4	PROJETO ÓTIMO SOB INCERTEZAS DE AMORTECE- DORES POR ATRITO	24
4.1	Determinação do risco sísmico na Colômbia	25
4.1.1	Ajuste e avaliação do desempenho de ajuste de funções densidade de probabilidade	26
4.1.2	Cálculo da aceleração máxima em cinquenta anos	29
4.2	Metodologia de otimização: <i>Search Group Algorithm (SGA)</i>	32
4.2.1	Geração da população inicial	33
4.2.2	Seleção inicial do grupo de busca	33
4.2.3	Mutação do grupo de busca	33
4.2.4	Geração das famílias de cada membro do grupo de busca	34
4.2.5	Seleção do novo grupo de busca	35
4.3	Projeto ótimo robusto de amortecedores por atrito	35
4.3.1	Caraterização das variáveis aleatórias de entrada: parâmetros alea- tórios do sistema	37
4.3.2	Simulação de cargas sísmicas aleatórias	38
4.3.3	<i>Latin Hypercube Sampling (LHS)</i>	39

4.3.4	Formulação do problema de projeto ótimo robusto das posições e forças de atrito dos amortecedores	42
4.4	Projeto ótimo baseado em confiabilidade	43
4.4.1	Definição das variáveis de projeto	44
4.4.2	Incerteza no carregamento dinâmico	45
4.4.3	Formulação da falha	45
4.4.4	Formulação do problema de projeto ótimo baseado em confiabilidade de amortecedores por atrito	47
5	CASOS DE ESTUDO E ANÁLISES DE RESULTADOS	49
5.1	Exemplo ilustrativo do projeto ótimo robusto de amortecedores por atrito	49
5.1.1	Variáveis aleatórias de entrada: parâmetros aleatórios do sistema e da excitação sísmica	51
5.1.2	Variáveis aleatórias de saída: parâmetros aleatórios da resposta dinâmica estrutural	53
5.1.3	Otimização robusta do valor esperado do deslocamento relativo máximo entre andares	54
5.2	Exemplo ilustrativo do projeto ótimo baseado em confiabilidade de amortecedores por atrito	64
5.2.1	Excitações sísmicas consideradas	69
5.2.2	Otimização da probabilidade de falha	72
5.2.3	Comparação das metodologias	79
6	CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	82
6.1	Sugestões para Trabalho Futuros	84
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	84
	APÊNDICE A Funções ajustadas à máxima aceleração anual e em cinquenta anos	90
	APÊNDICE B Acelerogramas dos registros sísmicos implementados	97

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Comparação das quatro representações da função sinal. [Adaptado de Mostaghel e Davis, 1997]	20
Figura 3.2	Aplicação prática do amortecedor por atrito na Universidade de Concórdia. [Cortesia de Pall, 2004]	22
Figura 3.3	Aplicação prática do amortecedor por atrito na Sede da Justiça em Ottawa. [Cortesia de Pall, 2004]	23
Figura 3.4	Aplicação prática do amortecedor por atrito Modelo A.	23
Figura 4.1	Localização tectônica da Colômbia. [Adaptado de García, 2015]	24
Figura 4.2	Atividade sísmica na Colômbia no 20 de Julho de 2018. [Adaptado de Colombiano, 2018]	25
Figura 4.3	Probabilidade de ocorrência de eventos sísmicos em Cúcuta.	27
Figura 4.4	Função densidade de probabilidade ajustada ao diagrama de frequência da cidade de <i>Cúcuta</i>	29
Figura 4.5	Funções ajustadas ao diagrama de frequência da aceleração máxima em cinquenta anos em <i>Cúcuta</i>	31
Figura 4.6	Fluxograma do <i>Search Group Algorithm</i> . [Adaptado de Carraro et al., 2017]	36
Figura 4.7	Comparação gráfica entre o <i>LHS</i> e a função do <i>Matlab</i> de geração de variáveis aleatórias.	41
Figura 5.1	Edifício de aço de dez andares e seus três primeiros modos de vibração. [Adaptado de Ontiveros-Pérez et al., 2017a]	52
Figura 5.2	Convergência do valor esperado $E[D_{max}]$	53
Figura 5.3	Configuração final da estrutura equipada com o projeto robusto dos amortecedores por atrito.	55
Figura 5.4	Função densidade de probabilidade do máximo deslocamento relativo entre andares d_{max} para a estrutura sem controle (curva vermelha) e com controle (curva azul).	56

Figura 5.5	Função densidade de probabilidade do máximo deslocamento z_{max} para a estrutura sem controle (curva vermelha) e com controle (curva azul).	58
Figura 5.6	Máximo deslocamento relativo por andar antes e após a instalação do projeto robusto de amortecedores por atrito.	59
Figura 5.7	Deslocamento relativo entre os nós 24 e 20 antes e após a instalação do projeto robusto de amortecedores por atrito.	60
Figura 5.8	Máximo deslocamento por andar antes e após a instalação do projeto robusto de amortecedores por atrito.	61
Figura 5.9	Deslocamento no nó 44 antes e após a instalação do projeto robusto de amortecedores por atrito.	62
Figura 5.10	Comparação do deslocamento relativo entre o quinto e o quarto andar pelo o método alternativo 1 e o projeto robusto de amortecedores por atrito.	63
Figura 5.11	Comparação do deslocamento no nó 44 entre o método alternativo 1 e o projeto robusto de amortecedores por atrito.	64
Figura 5.12	Fotografia do edifício de seis andares em fase de construção.	65
Figura 5.13	Edifício de concreto de seis andares modelado com elementos finitos.	66
Figura 5.14	Edifício de concreto de seis andares e seus três primeiros modos de vibração.	69
Figura 5.15	Registro sísmico <i>Agustín Codazzi</i>	71
Figura 5.16	Configuração final da estrutura equipada com o projeto ótimo dos amortecedores por atrito (Simulação 1).	73
Figura 5.17	Curvas de fragilidade da estrutura sem amortecedores (curva vermelha) e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito (curva azul) da simulação 1.	74
Figura 5.18	Função probabilidade de falha P_f da estrutura sem amortecedores (curva vermelha) e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito (curva azul).	75
Figura 5.19	Máximo deslocamento por andar na componente Norte-Sul antes e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito.	76

Figura 5.20	Máximo deslocamento por andar na componente Leste-Oeste antes e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito.	77
Figura 5.21	Deslocamento no nó 56 na componente Norte-Sul antes e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito.	78
Figura 5.22	Deslocamento no nó 56 na componente Leste-Oeste antes e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito. . .	78
Figura 5.23	Comparação das funções probabilidade de falha P_f da estrutura. .	81
Figura A.1	Função densidade de probabilidade <i>Lognormal</i> ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de <i>Armenia</i>	91
Figura A.2	Função densidade de probabilidade <i>Lognormal</i> ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de <i>Bogotá</i>	92
Figura A.3	Função densidade de probabilidade <i>Lognormal</i> ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de <i>Bucaramanga</i>	93
Figura A.4	Função densidade de probabilidade <i>Lognormal</i> ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de <i>Cali</i>	94
Figura A.5	Função densidade de probabilidade <i>Lognormal</i> ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de <i>Manizales</i>	95
Figura A.6	Função densidade de probabilidade <i>Lognormal</i> ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de <i>Medellín</i>	96
Figura B.1	Registro sísmico <i>Los Santos 10/01/2006</i>	98
Figura B.2	Registro sísmico <i>Los Santos 03/10/2007</i>	99
Figura B.3	Registro sísmico <i>Los Santos 17/02/2008</i>	100
Figura B.4	Registro sísmico <i>Los Santos 28/03/2008</i>	101
Figura B.5	Registro sísmico <i>Quetame</i>	102

Figura B.6	Registro sísmico <i>San Alberto</i>	103
Figura B.7	Registro sísmico <i>San Alberto</i>	104
Figura B.8	Registro sísmico <i>Rio Negro</i>	105
Figura B.9	Registro sísmico <i>Los Santos 10/03/2015</i>	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1	Momentos estatísticos da aceleração máxima anual A_{max1}	28
Tabela 4.2	Comparação dos momentos estatísticos para diferentes tamanhos de séries.	30
Tabela 4.3	Comparação da aceleração em termos de g com 10% de probabilidade de excedência para diferentes tamanhos de série.	32
Tabela 4.4	Comparação dos erros do valor esperado.	41
Tabela 4.5	Comparação dos erros do desvio padrão.	41
Tabela 5.1	Propriedades geométricas da estrutura.	50
Tabela 5.2	Valor esperado e coeficiente de variação das variáveis de entrada do sistema.	51
Tabela 5.3	Valor esperado e coeficiente de variação das variáveis de entrada da excitação.	51
Tabela 5.4	Projeto robusto dos amortecedores por atrito.	55
Tabela 5.5	Momentos estatísticos do máximo deslocamento relativo entre andares antes e após a instalação dos três amortecedores otimizados.	56
Tabela 5.6	Momentos estatísticos do máximo deslocamento antes e após a instalação dos três amortecedores otimizados.	57
Tabela 5.7	Comparação da metodologia proposta (projeto robusto) com dois métodos alternativos de instalação de amortecedores.	58
Tabela 5.8	Comparação do máximo deslocamento relativo por andar antes e após a instalação do projeto robusto.	60
Tabela 5.9	Comparação do máximo deslocamento por andar antes e após a instalação do projeto robusto	61
Tabela 5.10	Propriedades geométricas do edifício de concreto armado de 6 pavimentos	68
Tabela 5.11	Registros sísmicos considerados.	70
Tabela 5.12	Projeto baseado em confiabilidade dos amortecedores por atrito.	73
Tabela 5.13	Comparação da probabilidade de falha P_f e a aceleração sísmica na fragilidade média.	75

Tabela 5.14	Comparação do máximo deslocamento na componente Norte-Sul por andar antes e após a instalação do projeto ótimo.	77
Tabela 5.15	Comparação do máximo deslocamento na componente Leste-Oeste por andar antes e após a instalação do projeto ótimo.	77
Tabela 5.16	Comparação da metodologia proposta (projeto baseado em confiabilidade) com dois métodos alternativos de instalação de amortecedores.	79
Tabela 5.17	Comparação das probabilidades de falha.	80

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AIS	Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica
BI	Base Isolation
CFD	Cylindrical Friction Damper
DMF	Dynamic Magnification Factor
IMR	Isolated Mass Ratios
IFS	Isolated Floor Systems
LHS	Latin Hypercube Sampling
MFI	Multi Floor Isolation
NSR-10	Norma Sismo Resistente de Colombia 2010
PGA	Peak Ground Acceleration
RBO	Reliability Based Optimization
RBDO	Reliability Based Design Optimization
RDO	Robust Design Optimization
RFVD	Rotational Friction Viscoelastic Damper
RFD	Rotational Friction Damper
SGA	Search Group Algorithm
TMD	Tuned Mass Damper
TMCS	Tuned Mass Control System

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos Latinos

a_i	Área da i -ésima barra do histograma.
A	Área de seção transversal.
$A_{series_{ns}}$	Aceleração máxima da série ns .
A_{max1}	Aceleração máxima anual.
A_{max50}	Aceleração máxima em cinquenta anos.
B	Matriz que contém os cossenos diretores.
C	Matriz de amortecimento.
d_i	Distância entre a origem e o baricentro da i -ésima barra do histograma.
d_{max}	Máximo deslocamento entre andares.
D	Variável aleatória de falha.
D_{max}	Variável aleatória do deslocamento relativo entre andares.
E	Módulo de Elasticidade de Young.
$E(PGA)$	Valor esperado do PGA.
$E[F_{fn}]$	Valor esperado da força de atrito de cada amortecedor.
$f_{A_{max1}}(PGA)$	Função que descreve a ameaça sísmica em uma região em um ano.
$f_{A_{max50}}(PGA)$	Função que descreve a ameaça sísmica em uma região em cinquenta anos.
\vec{F}_{fn}	Vetor da força de atrito de Coulomb.
g	Gravidade.
G	Módulo de cisalhamento.
it^{max}	Número máximo de iterações do SGA .
it_{global}^{max}	Iterações da fase global do SGA .
I_{zz}	Momento de inércia.
I_H	Momento de inércia com relação a direção horizontal.
I_V	Momento de inércia com relação a direção vertical.
J	Momento polar de inércia.
$J(\vec{x})$	Função objetivo.
k_e	Matriz de rigidez do elemento.
K	Matriz de rigidez global.
l	Comprimento do elemento.

m_e	Matriz de massa do elemento.
M	Matriz de massa global.
n	Número de graus de liberdade.
n_B	Número de barras do histograma.
n_{pfd}	Número de posições permitidas na estrutura.
n_{fd}	Número máximo de amortecedores por atrito.
n_{pop}	Tamanho da população do <i>SGA</i> .
N	Período de tempo em anos.
N_{in}	Número de intervalos nos que deve ser dividido a faixa de frequência.
N_{ob}	Número de observações de A_{max1} .
\vec{N}	Vetor da força normal
P_{Amax1}	Probabilidade de que a aceleração máxima anual A_{max1} exceda valores pré-fixados de PGA em um ano.
P	População gerada aleatoriamente.
\vec{P}	Vetor da posição dos amortecedores.
P_{ij}	j -ésima variável de projeto do i -ésimo indivíduo da população P
$P_D(PGA)$	Função que descreve a fragilidade estrutural.
P_f	Probabilidade de falha.
q_0	Probabilidade que haja pelo menos um evento com uma aceleração maior em cinquenta anos.
R	Grupo de busca.
s	Número de séries.
$S_g(\omega)$	Função densidade espectral de potência.
S_0	Densidade espectral constante.
sgn	Função sinal.
t_e	Tempo de exposição ou tempo de vida útil da estrutura.
T_R	Período de retorno.
$\vec{v}(t)$	Vetor de velocidade relativa entre os dois extremos do amortecedor por atrito.
\vec{x}	Vetor de projeto.
\vec{y}	Vetor da aceleração do solo devido a uma excitação sísmica.
$Var(PGA)$	Variância do PGA.
w	Número de direções do movimento do solo.

x_j^{min}	Limite inferior da j -ésima variável de projeto.
x_j^{max}	Limite superior da j -ésima variável de projeto.
x_j^{mut}	j -ésima variável de projeto de um dado individuo que sofreu mutação.
$\vec{z}(t)$	Vetor de deslocamento relativo com respeito à base.
$\vec{\dot{z}}(t)$	Vetor de velocidade relativo com respeito à base.
$\vec{\ddot{z}}(t)$	Vetor de aceleração relativo com respeito à base.
z_{max}	Máximo deslocamento.
Z_{max}	Variável aleatória do máximo deslocamento.

Símbolos Gregos

α, β	Constantes de proporcionalidade.
α^k	Parâmetro que permite que o <i>SGA</i> explore o domínio de projeto.
α_i	Parâmetro que controla o nível de precisão da i -ésima função contínua que representa a descontinuidade da força de atrito de Coulomb.
ρ	Massa específica, kg/m ³
ζ_g	Amortecimento do solo.
$\sigma(PGA)$	Desvio padrão do PGA.
φ	Ângulo que representa a inclinação do amortecedor.
Δt	Intervalo de integração.
ω_g	Frequência do solo.
$\Delta\omega_j$	Delta de frequência.
ϕ_j	Ângulo de fase.

1 INTRODUÇÃO

O emprego de dispositivos passivos de dissipação de energia com o objetivo de reduzir as amplitudes de vibração em estruturas, tem crescido consideravelmente nas últimas décadas. O bom desempenho destes dispositivos para reduzir a resposta dinâmica de estruturas é bem conhecido e tem sido demonstrado em vários estudos. No entanto, métodos para o projeto ótimo destes dispositivos são ainda uma importante área de pesquisa. Assim, principalmente nas últimas décadas, com o objetivo de utilizar estes dispositivos de uma forma econômica, vários pesquisadores tais como Hadi e Arfiadi, 1998 desenvolveram uma metodologia implementando algoritmos genéticos para encontrar o projeto ótimo de um amortecedor de massa sintonizado instalado em uma estrutura de múltiplos graus de liberdade sujeita a excitação sísmica.

Dentro deste contexto, destaca-se o procedimento proposto por Chen e Wu, 2001 para otimizar a locação de múltiplos amortecedores de massa sintonizado numa estrutura de seis andares com o objetivo de reduzir a máxima aceleração da estrutura sujeita à excitação sísmica. Por outro lado, destaca-se os trabalhos sobre o projeto ótimo de amortecedores viscosos tais como a metodologia proposta por Lavan e Amir, 2014 para a otimização da posição e dos parâmetros de amortecedores viscosos para realizar a adaptação sísmica de estruturas de grande escala.

Contudo, apesar dos amortecedores de vibração por atrito possuírem algumas vantagens em relação a outros dispositivos passivos, tais como seu baixo custo de construção, instalação e manutenção, além de alta capacidade de dissipação de energia, poucos trabalhos são encontrados sobre a otimização de seus parâmetros ou sobre a sua melhor posição dentro de uma estrutura. Este fato pode ser explicado devido à maior dificuldade de se calcular sistemas que envolvem atrito, por este ser não linear.

Além da carência de estudos sobre otimização de amortecedores por atrito, os poucos trabalhos encontrados na literatura consideram o problema de forma determinística. Entretanto, é importante salientar que as incertezas presentes nas propriedades estruturais e/ou na excitação dinâmica podem alterar a solução ótima. Desta forma, é importante se levar em conta estas incertezas no processo de otimização.

Assim, a principal contribuição da presente Tese é propor uma metodologia para a otimização simultânea dos parâmetros e das posições de amortecedores de vibração

por atrito a serem instalados em edifícios submetidos à excitação sísmica. O método a ser proposto pretende levar em conta as incertezas presentes tanto nas propriedades da estrutura quanto no carregamentos sísmico, levando a um problema de otimização sob incertezas.

É importante notar que esse problema de otimização é complexo, principalmente devido aos seguintes motivos: (i) é um problema de otimização de um sistema dinâmico que envolve atrito; (ii) é um problema de otimização sob incertezas; (iii) a função objetivo não é convexa; (iv) é um problema de otimização com variáveis de projeto mistas (discretas e contínuas).

Desta forma, o problema de otimização sob incertezas proposto nesta Tese deve ser resolvido através de métodos de otimização capazes de lidar com esse tipo de problema. Algoritmos heurísticos são adequados para resolver tais problemas. Vantagens conhecidas destes algoritmos incluem o seguinte: (i) não requerem informações de gradientes e, portanto, podem ser aplicados a problemas em que o gradiente é difícil de obter, ou simplesmente não existe; (ii) não ficam presos em mínimos locais se são ajustados corretamente; (iii) podem ser aplicados a funções não convexas ou descontínuas; (iv) fornecem um conjunto de soluções ótimas, em vez de uma solução única, fornecendo ao projetista mais de uma opção para escolher; e (v) podem ser facilmente empregados para resolver problemas de otimização de variáveis mistas.

Um grande número de algoritmos heurísticos pode ser encontrado na literatura recente e novos continuam surgindo. Dentre os algoritmos heurísticos, o *Search Group Algorithm (SGA)*, mostrou-se muito eficiente, portanto, o *SGA* é o algoritmo escolhido para solucionar o problema de otimização proposto nesta Tese.

1.1 Objetivos

O objetivo principal da Tese é o desenvolvimento de uma metodologia para a otimização sob incertezas de amortecedores por atrito para o controle de vibrações de edifícios submetidos a sismos. Pretende-se otimizar simultaneamente as posições e as forças de atrito exercidas por um número máximo de amortecedores levando em conta as incertezas presentes tanto nos parâmetros estruturais quanto no carregamento dinâmico, além das incertezas presentes na própria força de atrito dos amortecedores.

Os objetivos específicos propostos nesta Tese são listados a seguir:

- Buscar sismos reais ocorridos na região a ser estudada.
- Ajustar funções de distribuição de probabilidade para a aceleração máxima anual.
- Determinar as acelerações máximas para um determinado período de tempo, e ajustar a distribuição de probabilidade para este caso.
- Desenvolver programas computacionais para geração de sismos artificiais.
- Desenvolver programas computacionais para o cálculo da resposta dinâmica linear de edifícios submetidos a excitações sísmicas antes e após a instalação de dissipadores de energia passivos por atrito.
- Refinar os programas desenvolvidos no objetivo anterior para que possam levar em conta as incertezas caracterizadas por uma distribuição de probabilidade presentes tanto nas propriedades da estrutura quanto no carregamento sísmico.
- Estudar e implementar algoritmos heurísticos que permitam lidar com este tipo de problema de otimização.
- Integrar os programas computacionais desenvolvidos para a análise dinâmica com o algoritmo heurístico de otimização escolhido para consolidar a metodologia de otimização robusta de amortecedores por atrito proposta neste trabalho.

1.2 Organização do Trabalho

Com o objetivo de orientar ao leitor, nesta seção apresenta-se uma descrição do conteúdo da presente Tese. Assim, o presente trabalho está dividido em seis capítulos, iniciando com esta introdução.

No capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre os sistemas passivos de dissipação de energia para o controle de vibrações em estruturas civis, dando-se ênfase aos dispositivos por atrito. Ademais, é realizada uma revisão dos trabalhos que implementam técnicas de otimização sob incertezas de dispositivos passivos para o controle de vibrações em estruturas submetidas a carregamentos dinâmicos, tais como sismos.

No capítulo 3 aborda-se a formulação do problema e a explicação dos assuntos chaves que permitiram o desenvolvimento da Tese. O capítulo está dividido em duas seções. Na primeira seção é apresentada a equação de movimento de um sistema equipado

com amortecedores por atrito e sujeito a uma excitação sísmica. Na segunda seção é explicado o funcionamento do mecanismo de amortecimento do amortecedor por atrito e apresentam-se alguns modelos de amortecedores por atrito desenvolvidos e utilizados em aplicações reais.

No capítulo 4 é apresentado o conteúdo principal da Tese. Desta forma, o capítulo está dividido em quatro seções. A primeira seção apresenta a determinação do risco sísmico em regiões com atividade sísmica intermediária e alta na Colômbia, utilizando informações fornecidas pela *Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes* que permitiram determinar a distribuição de probabilidade da máxima aceleração do solo anual e da máxima aceleração em cinquenta anos nessas regiões. Na segunda seção é dada ênfase ao algoritmo de otimização *Search Group Algorithm* utilizado nesta Tese, suas principais características e estrutura de funcionamento. Na terceira seção é explicada a metodologia de otimização robusta de amortecedores por atrito proposta nesta Tese para estruturas localizadas em regiões com atividade sísmica. Já na última seção do capítulo se explica a metodologia proposta e desenvolvida nesta Tese para realizar a otimização baseada em confiabilidade de amortecedores por atrito para estruturas localizadas em áreas sísmicas para o período de vida útil da estrutura.

No capítulo 5 são apresentados os casos de estudo e resultados de cada uma das metodologias propostas e apresentadas no capítulo 4. Assim, para o caso da metodologia de otimização robusta de amortecedores por atrito foi implementado um edifício de aço modelado como um pórtico plano utilizando elementos finitos. Para o caso de estudo da metodologia de otimização baseada em confiabilidade de amortecedores por atrito foi modelada uma estrutura real, ou seja, um edifício de 6 pavimentos de concreto armado, localizado na cidade de Cúcuta, Colômbia, caracterizada como uma região com alta atividade sísmica. A estrutura foi modelada como um pórtico espacial, utilizando elementos finitos. Para determinar a resposta estrutural antes e após a instalação dos amortecedores por atrito otimizados para ambos os casos de estudo, foi desenvolvida uma rotina baseada no método de *Diferenças Finitas* programada em MATLAB[®], 2012.

Finalmente, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões finais e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo apresenta-se uma breve exposição ilustrativa de trabalhos (em ordem cronológica) sobre sistemas passivos de dissipação de energia e em seguida apresenta-se a revisão sobre otimização sob incertezas de amortecedores passivos de vibração, tendo como foco principal os dispositivos de dissipação por atrito, os quais fazem parte do escopo da presente Tese.

Em regiões com alta atividade sísmica a grande preocupação dos engenheiros é projetar estruturas capazes de dissipar a maior quantidade de energia, evitando o dano ou na pior situação o colapso da mesma. Mas muitas vezes a energia que o sismo transmite à estrutura não é dissipada pelo amortecimento da mesma (amortecimento próprio da estrutura) apresentando danos consideráveis na estrutura ao ponto de levá-la ao colapso.

Devido a essa necessidade, o controle de vibrações vem sendo um foco de estudo importante, acompanhando o desenvolvimento de sistemas de dissipação de energia externos à estrutura. Os dispositivos de amortecimento estão divididos em dois grandes grupos: sistemas ativos os quais alteram suas propriedades em função da resposta estrutural e os passivos que não alteram suas propriedades, sendo estes mais econômicos e apresentando um bom desempenho e um baixo custo de manutenção.

2.1 Sistemas passivos de controle

Os sistemas passivos foram os primeiros dispositivos a serem implementados em estruturas, devido à necessidade de reduzir os efeitos de sismos em prédios altos. Entre os dispositivos passivos mais antigos, salienta-se o amortecedor por atrito seco, o qual utiliza o fenômeno do atrito de Coulomb como mecanismo para dissipar a energia de entrada na estrutura. Destaca-se o dispositivo *Limited Slip Bolted Joint* proposto por Pall, 1979 o qual consiste em placas de aço com furos ranhurados que são aparafusadas a inserções de aço ancoradas em painéis de concreto, dissipando energia através do movimento relativo das placas.

Com o passar dos anos foram desenvolvidos outros modelos de amortecedor por atrito, tais como o *Pall Friction Dampers* construído pela empresa *Pall Dynamics Limited* com sede em Montreal, Canadá. Segundo Pall e Pall, 1996 com o surgimento do *Pall Friction Damper* tornou-se economicamente viável a concepção de estruturas de alto de-

sempenho devido ao seu baixo custo de construção e manutenção, permitindo uma ampla aplicação para novas construções, bem como para modernização de edifícios existentes. Este dispositivo foi utilizado para a proteção sísmica de mais de 80 grandes projetos de construção, incluindo a *Boeing Commercial Airplane Factory at Everett, W/A*, o maior edifício do mundo em termos de volume [Pall, 2004].

Já nos últimos anos tem sido publicados vários trabalhos nos quais o foco de estudo é o desenvolvimento de novos amortecedores passivos para o controle da resposta estrutural sob carga sísmica. Por exemplo, no trabalho desenvolvido por Mualla e Belev, 2002 é realizado um estudo da resposta dinâmica de uma estrutura tipo pórtico de aço de um grau de liberdade equipada com um novo amortecedor por atrito. Os autores apresentam extensos estudos realizados para avaliar o material da pastilha que gera o atrito, o desempenho da unidade de amortecimento e a resposta da estrutura quando está submetida a uma excitação lateral harmônica. Com o objetivo de avaliar o comportamento sísmico da estrutura equipada com o amortecedor, os autores realizaram simulações numéricas baseadas em análises não lineares. Segundo os autores, a aplicação deste novo dispositivo apresenta uma alternativa viável para o projeto de estruturas resistentes a terremotos baseado em ductilidade convencional tanto para as novas construções como para o processo de modernização das estruturas existentes.

Conforme apresentado por Ng e Xu, 2006 existe a possibilidade de utilizar dispositivos de amortecimento passivo por atrito para conectar a estrutura do pódio ao edifício principal para evitar o aumento da resposta sísmica sem violar as características arquitetônicas. Os autores realizaram uma série de testes em uma mesa vibratória, simulando quatro registros sísmicos em uma estrutura de três andares e outra de doze andares em três configurações diferentes: totalmente separadas, rigidamente conectadas e conectadas com amortecedores por atrito. O desempenho do controle nas estruturas conectadas com amortecedores por atrito foi avaliado através da comparação com os outros dois casos nos quais estão totalmente separadas e estão rigidamente conectadas. Segundo os autores, os resultados experimentais mostraram que uma desfavorável amplificação da resposta sísmica ocorreu no caso que o complexo das estruturas estão rigidamente conectadas. Em contraste, o amortecedor por atrito mostrou uma eficácia na redução na resposta em termos de aceleração absoluta e na resposta em termos dos deslocamentos relativos entre andares das duas estruturas se o nível de força de atrito for aplicado adequadamente.

Na pesquisa de Curadelli e Riera, 2007, o principal objetivo foi o desenvolvimento de um amortecedor metálico (de chumbo) passivo, de baixo custo de construção e altamente confiável para uso em estruturas sujeitas a vento, sismos e outro tipo de excitação dinâmica. Segundo os autores, o dispositivo dissipa energia através da deformação por cisalhamento plástico de um conjunto de anéis de chumbo. Devido ao seu comportamento quase rígido-plástico, o dispositivo provou poder absorver uma grande quantidade de energia em testes de laboratório. O artigo apresenta o projeto básico do amortecedor e a determinação experimental de suas características mecânicas por meio de um conjunto de testes cíclicos, para frequências entre 0,1 e 3 Hz e amplitudes de deslocamento variando de 1 a 12 mm. Além disso, os autores apresentam um procedimento de projeto simplificado o qual é verificado por uma análise numérica usando um modelo de elementos finitos.

No trabalho desenvolvido por Miguel e Riera, 2008 apresenta-se uma alternativa eficiente para a redução das amplitudes de vibração de estruturas submetidas a ações dinâmicas. Dita alternativa está baseada na implementação de três modelos diferentes de amortecedores de vibração por atrito projetados e ensaiados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil. Os autores descrevem técnicas que permitem calcular a resposta dinâmica de sistemas providos de amortecedores por atrito em programas computacionais comerciais. A eficiência dos amortecedores por atrito é avaliada por meio da determinação numérica da resposta de um edifício e de uma torre de linha de transmissão, antes e após a instalação de amortecedores por atrito, sujeitas a excitações sísmica e devido ao vento, respectivamente. Os autores confirmam a eficiência dos amortecedores em todas as situações analisadas.

Min et al., 2010, apresentam um procedimento de projeto simples para determinar a força de amortecimento necessária de um amortecedor por atrito instalado em uma estrutura de um único andar. O modelo de análise foi transformado em um sistema equivalente massa-mola-amortecedor ao aproximar a força de amortecimento de Coulomb não linear por uma força de amortecimento viscoso equivalente. Uma solução de forma fechada para o fator de amplificação dinâmico (DMF por suas siglas em inglês) para uma resposta em estado estável foi derivada usando a equação de balanço de energia. A razão de amortecimento viscoso equivalente foi definida usando o DMF na frequência natural. A função de transferência entre a excitação harmônica de entrada e a resposta

estrutural de saída foi obtida a partir do *DMF*, e o fator de redução da resposta *RMS* dos deslocamentos com e sem amortecedor por atrito foi determinado analiticamente. Segundo os autores, utilizando o procedimento proposto obteve-se a força de atrito necessária para satisfazer um determinado fator de redução da resposta alvo. Os fatores de redução da resposta foram obtidos para as estruturas com diferentes frequências naturais sujeitas a dez registros sísmicos diferentes. Com base nos resultados, os autores concluíram que os fatores de redução de resposta média correspondiam aos valores alvos.

Mirtaheri et al., 2011, descrevem um dispositivo passivo de dissipação de energia chamado *Cylindrical Friction Damper* composto principalmente por duas partes: um eixo interno e um cilindro externo. As dimensões e propriedades das partes principais são definidas com base na demanda sísmica das estruturas. As duas peças são montadas de tal forma que uma é encaixada dentro da outra. Após aplicação de uma carga axial nos extremos do dispositivo, o eixo irá deslocar dentro do cilindro ao superar o atrito, dissipando uma grande parte da energia. Em contraste com outros amortecedores por atrito, o *CFD* não utiliza parafusos de alta resistência para induzir atrito entre as superfícies de contato. Isso reduz os custos de construção, simplifica os cálculos de projeto e aumenta a confiabilidade em comparação com outros tipos de amortecedores.

No trabalho desenvolvido por Rakicevic et al., 2012 é apresentado um dispositivo passivo denominado *Tuned Mass Control System - TMCS* ensaiado no *Dynamic Testing Laboratory* em Skopje, República da Macedônia. Para avaliar a eficácia do *TMCS*, os autores realizaram um grande número de testes utilizando uma estrutura tipo pórtico de aço de cinco andares numa mesa vibratória, simulando assim, diferentes registros sísmicos, demonstrando que o sistema de dissipação é capaz de reduzir a resposta estrutural na ordem de 10% a mais de 50% dependendo do conteúdo de frequências do registro sísmico e a sensibilidade da estrutura.

Vaseghi e Esmaeiltabar, 2013, estudam o efeito do amortecedor por atrito tipo *Pall* como um elemento adicional à estrutura nos parâmetros do comportamento sísmico das estruturas estudadas. Uma análise dinâmica não linear foi utilizada para definir os componentes do fator de comportamento. Para esse propósito, três pórticos de cinco, oito e dez andares foram analisados sem considerar amortecedor por atrito e logo cada pórtico foi analisado equipado com um amortecedor por atrito com cargas de 3, 8, 15, 20, 50 e 100 por cento do peso da estrutura. Os resultados mostram que o fator de comportamento das

estruturas equipadas com amortecedores por atrito, depende de sua carga de deslizamento e mudar o fator-R (fator de modificação de Resposta) pode ser um método adequado para projetar estruturas de aço equipadas com amortecedores por atrito.

Kiris e Boduroglu, 2013, apresentam a correlação entre os parâmetros dos movimentos do solo e o deslocamento de pico de uma estrutura de concreto armado de um grau de liberdade equipada com amortecedor por atrito. O objetivo do trabalho foi apresentar os melhores parâmetros que são usados na seleção de registros sísmicos para análise dinâmica não linear do sistema. Os autores realizaram uma série de análises não lineares no domínio do tempo, observando que diferentes parâmetros do sismo desempenham um papel importante na demanda do deslocamento de pico relacionado com os intervalos formados pelos diferentes períodos da estrutura de concreto armado, a razão de resistência do sistema total pelo deslocamento do deslizamento e os perfis do solo (duro ou mole).

Li e Li, 2013, apresentam uma ideia para o projeto do *Metallic Yielding Friction Damper*, com base no princípio que uma placa metálica pode ser utilizada para produzir escoamento e pode ser o componente de fricção do dispositivo de dissipação de energia. O dispositivo realiza a dissipação de energia por etapas através da combinação do escoamento da placa metálica e do atrito da mesma, onde a força de atrito acontece primeiro que o escoamento. Os autores realizaram análises dinâmicas com dois dispositivos em uma estrutura de concreto, submetida a um registro sísmico com a finalidade de conhecer o desempenho deste tipo de dispositivo. Segundo os autores, o dispositivo apresentou um bom desempenho na dissipação de energia sísmica.

Um dispositivo proposto por Monir e Zeynali, 2013, utiliza o fenômeno do atrito para a dissipação de energia, conformado por nove placas de aço e nove parafusos de aço de alta resistência. O dispositivo possui uma forma geométrica quadrada e deve ser instalado nos vãos quadrados da estrutura. Os pesquisadores realizaram primeiramente testes do dispositivo em uma máquina universal e logo instalaram o amortecedor numa estrutura de aço tipo pórtico de um grau de liberdade, a qual foi colocada numa mesa vibratória, sendo submetida a diversos registros sísmicos. Os autores realizaram simulações numéricas do sistema de um grau de liberdade submetido aos mesmos registros sísmicos utilizando o *SAP2000* e compararam os resultados com os obtidos nos ensaios práticos, validando assim o modelo numérico desenvolvido. A fim de avaliar o comportamento do amortecedor em estruturas de vários andares, os autores avaliaram no *SAP2000* o modelo de um pórtico de

quatro andares, com e sem amortecedor, analisado sob vários registros sísmicos. Segundo os autores, os resultados indicavam que os deslocamentos laterais e os cisalhamentos na base da estrutura foram reduzidos significativamente pela instalação deste tipo de dispositivo, dissipando uma quantidade de energia considerável.

Dai et al., 2014, resumem o desenvolvimento de um dispositivo de amortecimento de fricção magnético permanente projetado para proteger estruturas sujeitas a terremotos. Segundo os autores, o funcionamento do dispositivo esta baseado no conceito que quando duas tiras magnéticas permanentes são colocadas em contato, a atração magnética é produzida e a magnitude pode ser ajustada alterando a área da superfície de contato das tiras, permitindo que a força de controle do dispositivo varie de forma contínua com a resposta da estrutura.

Sanati et al., 2014, apresentam um novo amortecedor chamado *Rotational Friction Viscoelastic Damper (RFVD)*. Algumas placas visco-elásticas são adicionadas ao amortecedor por atrito rotacional (*Rotational Friction Damper RFD*) além dos discos de fricção utilizados nesse dispositivo convencional. Segundo os autores, a quantidade de energia dissipada aumenta em excitações de baixa frequência. De fato, a energia de entrada na estrutura é dissipada simultaneamente na forma de calor e atrito pelos discos de fricção e as placas visco-elásticas. A fim de comparar o desempenho do dispositivo com outros tipos de amortecedores mais antigos, os autores realizaram um conjunto de experimentos. De acordo com os resultados dos experimentos, o *RFVD* apresentou um melhor desempenho dissipando a energia de entrada na estrutura em comparação com o dispositivo *RFD*. O comportamento sísmico de estruturas de aço equipadas com esse tipo de amortecedor também foi numericamente avaliado com base em uma análise não linear em função do tempo. Segundo os autores, os resultados numéricos verificaram o desempenho dos amortecedores para aumentar a dissipação de energia e diminuir a energia de entrada nos elementos estruturais. A fim de conseguir o máximo de energia dissipada, os amortecedores devem ser instalados em certos locais denominados pontos críticos da estrutura. Os autores apresentam um método para encontrar esses pontos e o desempenho dos *RFVD* nesses locais críticos foi investigado em comparação com outras configurações e a validade do método proposto para aumentar a dissipação de energia foi confirmada.

Pimiento et al., 2014, expõem a avaliação de dois tipos de dissipadores passivos de energia histeréticos metálicos (placas de aço ranhurada). Ditos dispositivos são de baixo

custo, fácil construção e instalação. Os autores implementaram uma mesa vibratória para estudar o desempenho sísmico de três modelos estruturais: um pórtico sem dissipadores e dois pórticos equipados com dois tipos de dissipadores. Segundo os autores, os modelos foram instrumentados e submetidos a dois tipos de sinais sísmicos: um terremoto regional e um terremoto em campo próximo. Os resultados sugerem que os pórticos equipados com dissipadores apresentam uma redução de 90% na sua resposta em termos de deslocamento em comparação com o pórtico sem dissipadores.

Martínez e Curadelli, 2017, apresentam o desenvolvimento de um novo dispositivo de dissipação de energia, denominado amortecedor por atrito múltiplo. Visando verificar seu desempenho, os autores implementaram dito dispositivo num pórtico experimental de aço de um andar submetido a diferentes registros sísmicos. Os resultados experimentais demonstraram que o dispositivo constitui uma alternativa eficaz e confiável para controlar a resposta estrutural em termos de deslocamento e aceleração.

2.2 Otimização sob incertezas de amortecedores passivos

Tendo conhecido algumas pesquisas disponibilizadas na literatura sobre dispositivos passivos, a continuação é abordada uma revisão literária de trabalhos de otimização de amortecedores passivos considerando incertezas, por exemplo, otimização robusta e otimização baseada em confiabilidade. De acordo com Zang et al., 2005, o objetivo da otimização robusta de projeto é otimizar o valor esperado e minimizar a variabilidade resultante da incerteza representada por fatores de ruído, ambientais, etc. Os autores afirmam que a maioria das aplicações de projeto robusto tem se preocupado com o desempenho estático em sistemas de Engenharia Mecânica, e as aplicações em Dinâmica Estrutural são raras. Assim, os autores apresentam o projeto robusto de um absorvedor de vibração considerando incerteza na massa e rigidez na estrutura principal, demonstrando assim uma aplicação de projeto robusto em sistemas dinâmicos.

Outro trabalho destacado é o desenvolvido por Marano et al., 2008, no qual é proposto um critério de projeto ótimo robusto para um amortecedor de massa sintonizado (*Tuned Mass Damper - TMD*). O caso analisado refere-se ao controle de vibração estrutural de um sistema principal equipado com um *TMD*, sujeito a cargas dinâmicas estocásticas. A entrada dinâmica é representada por uma aceleração de base aleatória, modelada por um processo de ruído branco estacionário filtrado. Supõe-se que não ape-

nas os parâmetros mecânicos relativos à estrutura principal lineal e *TMD*, mas também o conteúdo espectral de entrada são afetados pela incerteza. O problema é tratado caracterizando todos os parâmetros incertos por um valor médio nominal e uma variância. Também é admitido que todos esses parâmetros são estatisticamente independentes.

No trabalho desenvolvido por Marano e Quaranta, 2009, os problemas de otimização de projeto robusto para amortecedores de massa sintonizados são formulados e resolvidos em vista de ambientes difusos (*Fuzzy Environments*). As funções objetivo antitéticas dos problemas são definidas no âmbito da teoria da credibilidade: a primeira é o valor esperado *Fuzzy* do índice estrutural baseado no desempenho adotado, o segundo é sua variância *Fuzzy*. Especificamente, este último é introduzido para caracterizar a variabilidade do desempenho devido à existência de variáveis incertas. Segundo os autores, se supõe que os sistemas protegidos são sujeitos a vibrações aleatórias, com o objetivo de ampliar a aplicabilidade da metodologia proposta para cargas dinâmicas diferentes e gerais (naturais ou artificiais). Ambos os modelos para sistemas estruturais e cargas dinâmicas incluem variáveis difusas, a fim de levar em conta também incertezas epistêmicas.

De acordo com Taflanidis e Beck, 2009, o desempenho econômico de estruturas sob riscos naturais, tais como terremotos e furacões tem sido reconhecido como um tópico importante na concepção de sistemas de engenharia civil. Um tratamento abrangente realista de tal concepção exige uma integração adequada de: (i) metodologias para tratar as incertezas relacionadas aos desastres naturais e ao comportamento estrutural ao longo de todo o ciclo de vida do edifício, (ii) ferramentas para avaliar o desempenho com critérios socioeconômicos, bem como (iii) algoritmos apropriados para análise estocástica e otimização. Assim, os autores apresentam uma estrutura probabilística sistemática para a estimativa detalhada e otimização do custo do ciclo de vida de dispositivos dissipativos passivos para mitigação de risco sísmico. A metodologia estima a perda em caso de terremoto; esta metodologia usa a resposta estrutural no tempo sob uma determinada excitação para estimar o dano de componentes em um nível detalhado. Um modelo probabilístico realista é apresentado para descrever o movimento do solo para futuras excitações de terremotos. Nessa configuração, o custo do ciclo de vida é incerto e pode ser quantificado pelo seu valor esperado no espaço dos parâmetros incertos para os modelos estrutural e de excitação. Devido à complexidade desses modelos, o cálculo desse valor esperado é realizado utilizando técnicas de simulação estocástica. Esta abordagem, no

entanto, envolve um erro de estimativa inevitável e custos computacionais significativos, características que dificultam a otimização de projeto. É apresentado um exemplo ilustrativo que mostra a metodologia proposta, considerando a adaptação sísmica de um prédio de concreto reforçado não dúctil de quatro andares com amortecedores viscosos.

Marano et al., 2010a, realizam uma comparação de diferentes abordagens de otimização. O projeto ótimo determinista convencional baseado na suposição que a única fonte de incerteza é a força de entrada, é comparado com os métodos de otimização de projeto robusto de um objetivo simples e multi-objetivo. O caso de estudo desenvolvido pelos autores é um sistema de um grau de liberdade considerando incertezas nos parâmetros, sujeito a vibrações aleatórias e equipado com um dispositivo de amortecimento de massa sintonizado (*TMD*). O problema de otimização trata da seleção das características mecânicas do *TMD* capazes de ampliar a eficiência da estratégia de redução de vibração. Segundo os autores, os resultados demonstram a importância de realizar um projeto ótimo e robusto e mostram que a metodologia de projeto robusto multiobjetivo fornece uma melhoria significativa na estabilidade do desempenho, dando um melhor controle da escolha da solução do projeto.

Segundo Marano et al., 2010b, nas abordagens de otimização de projeto robusto (*Robust Design Optimization - RDO*), de fato, a solução deve não só minimizar o desempenho, mas também limitar sua variação induzida pela incerteza. A maioria dos métodos *RDO* atualmente disponíveis são baseados em uma descrição probabilística da incerteza do modelo, mesmo que, em muitos casos, eles não possam incluir explicitamente a influência de todas as possíveis fontes de incertezas. Portanto, os autores propõem em seu estudo, um enfoque difuso do problema de otimização de projeto robusto de um *TMD*. A consistência da abordagem difusa é estudada em relação à formulação não probabilística disponível relatada na literatura e uma aplicação para um exemplo de um projeto robusto de um *TMD* linear submetido a vibrações aleatórias na presença de incertezas *Fuzzy*. Segundo os autores, os resultados mostram que a abordagem proposta baseada em *Fuzzy* é capaz de oferecer uma solução ideal tanto em termos de eficiência estrutural quanto de sensibilidade às incertezas mecânicas e ambientais.

Yu et al., 2013, propõem uma metodologia de otimização de projeto robusta baseada em confiabilidade aplicada ao amortecedor de massa sintonizado *TMD* para o controle de vibração passiva. Superior à otimização de projeto estocástica convencional, em que

todos os parâmetros estruturais são supostos conhecidos, essa estrutura é aplicável para estruturas determinísticas ou considerando incertezas. O principal desafio da otimização de projeto robusta baseada em confiabilidade é a baixa eficiência causada pelo grande número de análises de confiabilidade envolvidas no procedimento de otimização. Para superar isso, Yu et al., 2013, desenvolvem uma otimização de projeto robusta baseada em confiabilidade sequencial baseada em sensibilidade de confiabilidade, que desacopla a análise de confiabilidade da otimização para que o número de análises de confiabilidade seja reduzido. O caso de estudo está relacionado a um sistema *TMD* linear submetido a uma aceleração de base aleatória, que é modelada por um processo de ruído branco estacionário filtrado. Em comparação com a otimização de projeto estocástica convencional, simulações numéricas demonstraram que a otimização de projeto robusta baseada em confiabilidade é uma ferramenta poderosa para a otimização de projeto do *TMD* e também fornece melhorias na eficácia.

O estudo apresentado por Mishra et al., 2013, trata da otimização de projeto baseada em confiabilidade (*RBDO*) para sistemas de isolamento na base (*BI* por suas siglas em inglês) para mitigar os efeitos das vibrações sísmicas considerando a incerteza dos parâmetros do sistema. Com a assistência da teoria da matriz de perturbação e da expansão em série de Taylor de primeira ordem, o conceito de teoria da probabilidade total é usado para avaliar a resposta incondicional das estruturas sob a incerteza dos parâmetros. Para isso, a informação condicional de segunda ordem das respostas é obtida no âmbito de vibração aleatória. Posteriormente, a probabilidade de falha incondicional da estrutura primária é usada como função objetivo para obter os parâmetros ótimos do isolador. O projeto proposto é tolerante à incerteza e fornece estimativa do risco aumentado imprevisto no sistema determinista. Um prédio de vários andares isolado na base pelo dispositivo *Lead-Rubber-Bearing* é retomado para ilustração numérica e elucidar o efeito da incerteza dos parâmetros sobre o desempenho ótimo do sistema BI.

No trabalho desenvolvido por Roy et al., 2014, apresenta-se um estudo sobre otimização robusta do sistema de isolamento na base para mitigação de vibrações sísmicas de estruturas caracterizadas por parâmetros incertos limitados. A otimização robusta é realizada usando um problema de otimização equivalente de dois critérios, onde a soma ponderada do valor nominal da aceleração quadrática média máxima da superestrutura e sua dispersão é otimizada. A otimização de projeto delimitada também é realizada para

demonstrar a eficácia da abordagem de otimização robusta proposta. Um pórtico de cinco andares com isolador em anexo elucidada a eficácia e a importância da abordagem de projeto proposto, comparando os atuais resultados de otimização robustos com os resultados obtidos pelo procedimento de otimização de projeto delimitada.

Jia et al., 2014, propõem uma otimização baseada em confiabilidade de sistemas de isolamento na base abordando a variabilidade relacionada ao risco sísmico. O sistema de isolamento do solo é otimizado com base em critérios de confiabilidade, onde a confiabilidade do sistema é quantificada pela plausibilidade de que a aceleração estrutural não excederá um limite de desempenho aceitável e é calculada usando simulação estocástica. Este último facilita a adoção de modelos numéricos complexos para o sistema acoplado. Um modelo estocástico de movimento do solo é utilizado para caracterizar o risco sísmico e uma abordagem de otimização estocástica eficiente, chamada de otimização de subconjunto estocástico não paramétrico, é adotada para realizar a otimização de projeto associada.

No trabalho desenvolvido por Miguel et al., 2014, apresenta-se a otimização de projeto robusto de amortecedores por atrito para o controle da resposta estrutural de edifícios sob excitação sísmica. Assim, para considerar as incertezas presentes no sistema, os autores consideraram alguns parâmetros como variáveis aleatórias. A otimização robusta foi realizada com o algoritmo *NSGA II* minimizando simultaneamente o valor esperado e a variância do máximo deslocamento estrutural. Segundo os autores, a metodologia proposta foi capaz de reduzir o valor esperado em aproximadamente 70% e a variância em quase 99% com apenas três amortecedores por atrito.

Na pesquisa desenvolvida por Venanzi, 2015, estuda-se a influência de incertezas nos parâmetros estruturais para o projeto de um sistema de controle passivo mediante uma abordagem recentemente proposta de otimização robusta. O dispositivo de controle é o amortecedor de massa sintonizado (*TMD*) o qual é implementado em um prédio alto sujeito a carga de vento. A massa e a rigidez dos andares são consideradas como variáveis aleatórias. A variabilidade espacial da massa sobre a superfície do solo é considerada, idealmente, dividindo cada andar em um certo número de partições nas quais a massa varia como uma variável aleatória. O procedimento robusto de otimização é baseado em uma técnica de simulação de Monte Carlo melhorada e o algoritmo genético. O *Latin Hypercube Samplig - LHS* é empregado para reduzir o número de amostras. A otimização

da rigidez e amortecimento dos dispositivos é realizada para cada conjunto de amostras das matrizes de massa e rigidez estrutural, permitindo a avaliação das distribuições de probabilidade dos parâmetros ótimos e da função objetivo. Os projetos robustos são aqueles que têm valores correspondentes da função objetivo situados na vizinhança do valor esperado da distribuição. A otimização robusta é aplicada a um prédio alto controlado por um amortecedor de massa sintonizada e submetido a cargas de vento obtidas a partir de testes de túnel de vento. Várias análises numéricas são realizadas considerando diferentes números de partições de superfície. Tanto a influência separada como conjunta da incerteza de massa e rigidez é considerada. Os resultados mostram que os projetos selecionados são robustos, pois garantem uma pequena variabilidade de desempenho estrutural causada por incertezas.

Mrabet et al., 2015, apresentam uma técnica para otimizar os parâmetros de um absorvedor de vibração, na presença de parâmetros estruturais incertos limitados. A técnica utilizada na otimização é uma extensão de intervalo baseada em uma expansão de Taylor da função objetivo. A técnica permite a transformação do problema, inicialmente não determinista, em dois subproblemas deterministas independentes. Os autores consideraram duas estratégias de otimização: a otimização estrutural estocástica e a otimização baseada em confiabilidade. Foi demonstrado através de duas estruturas diferentes que a técnica é válida para o problema de otimização estrutural estocástica, mesmo para altos níveis de incertezas e é menos adequada para o problema de otimização baseada em confiabilidade, especialmente quando se consideram altos níveis de incertezas.

A otimização robusta de amortecedores por atrito proposta por Miguel et al., 2016, é realizada através do algoritmo de otimização *Backtracking Search*, recentemente desenvolvido, que é capaz de lidar com problemas de otimização envolvendo variáveis discretas (posições) e contínuas (forças de atrito). Com objetivo de levar em consideração as incertezas presentes tanto no sistema quanto na excitação dinâmica (terremotos), os autores modelaram alguns parâmetros como variáveis aleatórias, fazendo com que a resposta estrutural se torne estocástica. Com fins de ilustração, os autores utilizaram um prédio de dez andares. Segundo os autores, os resultados mostraram que o método proposto foi capaz de reduzir a probabilidade de falha em aproximadamente 99% com apenas três amortecedores por atrito, instalados em suas posições ótimas e com suas forças de atrito otimizadas.

Uma metodologia desenvolvida por Ontiveros-Pérez et al., 2017c, é apresentada para realizar a otimização robusta de amortecedores por atrito utilizando algoritmo genético, capaz de lidar com problemas de otimização envolvendo variáveis de projeto discretas (posições dos amortecedores na estrutura) e contínuas (parâmetros mecânicos dos amortecedores, neste caso, as forças de atrito). Os autores destacam que a metodologia aplicada a este tipo de dispositivo passivo é inovadora devido à falta de estudos disponíveis na literatura. Também salientam que o amortecedor por atrito destaca-se entre os dispositivos passivos por seu baixo custo de construção e manutenção e alto desempenho no controle de vibrações. Para fins ilustrativos, os autores aplicaram a metodologia a uma estrutura real localizada na cidade colombiana Cúcuta, sendo esta uma zona de alto risco sísmico. Segundo os autores, a metodologia proposta demonstrou ser capaz de reduzir a probabilidade de falha alcançando bons resultados.

A eficácia sísmica e a robustez da técnica de isolamento de vários andares (*Multi-Floor Isolation MFI*) é avaliada por Anajafi e Medina, 2018, usando um prédio de 20 andares de teste. Primeiro, os autores utilizaram uma abordagem de estudo paramétrico para otimizar as configurações do *MFI* com diferentes relações de massa isoladas (*Isolated Mass Ratios IMRS*) e diferentes números de subsistemas de andares isolados (*Isolated Floor Systems IFS*). A quantidade de resposta a ser otimizada é a soma da raiz do valor quadrático médio dos deslocamentos relativos entre andares da superestrutura sob uma excitação estocástica. A sensibilidade do desempenho sísmico das configurações ótimas de projeto de *MFI* em relação às incertezas nas propriedades da superestrutura, *IFS* e a excitação do solo é avaliada. Segundo os autores, os resultados da simulação ilustram que, com a presença dessas incertezas, a eficácia das configurações de projeto ótimo de *MFI* com *IMR* baixas e altas (por exemplo, 5% e 90%) é significativamente prejudicada, enquanto as configurações com *IMR* intermediários (por exemplo, 50%) exibem um desempenho relativamente estável. A avaliação da colocação ótima de *IFS* ao longo da altura do edifício, quando o número de *IFS* é limitado, revela que colocar os *IFS* nos principais andares pode levar a um sistema quase ótimo em termos de distribuição espacial de *IFS*. Os autores utilizaram algoritmo genético para projetar um sistema robusto para uma configuração selecionada com 10 melhores *IFS* e um *IMR* de 50%. O projeto robusto é executado através da minimização do desvio máximo em relação à raiz do valor quadrático médio dos deslocamentos relativos entre andares quando os parâmetros de

projeto variam dentro de um determinado intervalo de incerteza.

Assim, nos próximos capítulos apresenta-se uma descrição de cada um dos tópicos que permitiram o desenvolvimento da presente Tese.

3 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Neste capítulo apresenta-se uma explicação dos assuntos chaves que permitiram o desenvolvimento desta Tese.

3.1 Equação do movimento

A equação diferencial que governa o movimento de um sistema de múltiplos graus de liberdade equipado com amortecedores por atrito e sujeito a uma carga sísmica pode ser escrita como:

$$\mathbf{M}\ddot{\vec{z}}(t) + \mathbf{C}\dot{\vec{z}}(t) + \mathbf{K}\vec{z}(t) = -\mathbf{M}\mathbf{B}\ddot{\vec{y}}(t) - \vec{F}_{fn} \quad (3.1)$$

onde \mathbf{M} e \mathbf{K} são as matrizes de massa e rigidez de tamanho $n \times n$, respectivamente, e n é o número de graus de liberdade. A matriz de amortecimento \mathbf{C} é proporcional às matrizes \mathbf{M} e \mathbf{K} , sendo $\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K}$. O vetor $\vec{z}(t)$ de dimensão n representa o deslocamento relativo com respeito à base e a derivada com respeito ao tempo é representada por um ponto sobre o símbolo do deslocamento. A matriz \mathbf{B} de dimensões $n \times w$ contém os cossenos diretores dos ângulos formados entre o movimento na base e a direção do deslocamento do grau de liberdade considerado. w é o número de direções do movimento do solo, $\ddot{\vec{y}}$ é o vetor de dimensão w da aceleração do solo devido a uma excitação sísmica e a força de atrito de Coulomb é representada pelo vetor \vec{F}_{fn} de dimensão n .

A força de atrito de Coulomb é apresentada na Equação 3.2, onde μ é o coeficiente de atrito considerado constante, \vec{N} é o vetor da força normal, sgn é a função sinal e $\vec{v}(t)$ é o vetor de velocidade relativa entre os dois extremos do amortecedor por atrito.

$$\vec{F}_{fn} = \mu\vec{N}sgn(\vec{v}(t)) \quad (3.2)$$

Salienta-se que a magnitude da força de atrito é constante, mas seu sentido é sempre oposto ao da velocidade de deslizamento. As mudanças no sentido da velocidade causam descontinuidades na força de atrito, levando a dificuldades na avaliação da resposta de um sistema com amortecedores por atrito. Por esta razão, aqui é implementada uma das quatro funções contínuas apresentadas na Equação 3.3 e propostas por Mostaghel e Davis, 1997, que representa a descontinuidade da força de atrito de Coulomb. Cada uma dessas funções propostas utiliza um parâmetro, α_i , que controla o nível de precisão da função que

representa a força de atrito. A comparação da variação dessas funções com a velocidade de deslizamento, $\vec{v}(t)$, para o parâmetro $\alpha_i = 10 (i = 1, 2, 3, 4)$ é dada na Figura 3.1.

A função contínua implementada nesta Tese é a função $f_2(\alpha_2, \vec{v}(t))$ com $\alpha_2 = 1 \times 10^{50}$, a qual já foi utilizada em estudos prévios [Miguel e Riera, 2008; Ontiveros-Pérez, 2014; Ontiveros-Pérez et al., 2017b,a].

$$\begin{aligned}
 f_1(\alpha_1, \vec{v}(t)) &= \text{Erf}(\alpha_1 \vec{v}(t)) \\
 f_2(\alpha_2, \vec{v}(t)) &= \tanh(\alpha_2 \vec{v}(t)) \\
 f_3(\alpha_3, \vec{v}(t)) &= \left(\frac{2}{\pi}\right) \text{ArcTan}(\alpha_3 \vec{v}(t)) \\
 f_4(\alpha_4, \vec{v}(t)) &= \frac{\alpha_4 \vec{v}(t)}{(1 + \alpha_4 |\vec{v}(t)|)}
 \end{aligned} \tag{3.3}$$

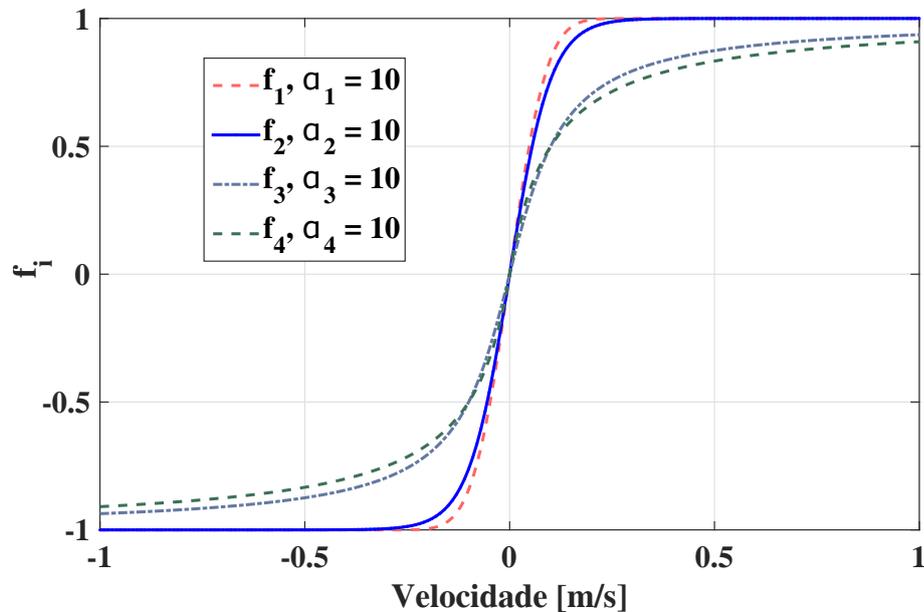


Figura 3.1 – Comparação das quatro representações da função sinal. [Adaptado de Mostaghel e Davis, 1997]

Quando a equação diferencial do movimento de um sistema vibratório não pode ser resolvida analiticamente, é preciso utilizar uma abordagem numérica. Existem vários métodos numéricos que permitem solucionar problemas de vibração, e nesta Tese com o objetivo de solucionar a Equação 3.1, uma rotina computacional baseada no método explícito de *Diferenças Finitas* foi desenvolvido em MATLAB[®], 2012, calculando a resposta dinâmica no domínio do tempo em termos do deslocamento para estruturas planas e espaciais equipadas com amortecedores por atrito.

Existem duas características fundamentais dos métodos de integração numéricos. A primeira é que os métodos numéricos não pretendem satisfazer a equação ou equações do movimento em todos os instantes de tempo t , somente em intervalos discretos separados por um intervalo Δt . A segunda característica é que há um tipo de variação adequada do deslocamento, da velocidade e da aceleração dentro de cada intervalo de tempo Δt [Rao, 2011].

Deve-se notar que o método de *Diferenças Finitas* é condicionalmente estável, isto é, para que a estabilidade seja assegurada, o intervalo de integração Δt deve ser menor que um valor crítico.

3.2 Funcionamento do amortecedor por atrito

O modelo do amortecimento de Coulomb é utilizado pelo amortecedor por atrito para fornecer a dissipação de energia desejada mediante o atrito desenvolvido entre dois corpos sólidos que se deslizam em relação um ao outro.

O atrito desempenha um papel importante no processo tectônico de geração de terremotos. Outro exemplo, em uma escala menor, o atrito apresenta-se em freios automotivos como um meio de dissipação da energia cinética do movimento do veículo [Soong e Dargush, 1997].

Baseando-se principalmente em uma analogia com o freio automotivo, Pall, 1979, foi um dos primeiros a desenvolver um amortecedor passivo por atrito para melhorar a resposta sísmica de estruturas permitindo desacelerar o movimento da estrutura "freando ao invés de quebrando" [Pall et al., 1993].

Assim, o amortecedor por atrito desenvolvido por Pall, 2004, reduz o custo de construção enquanto aumenta a resistência sísmica da estrutura. Algumas aplicações práticas do amortecedor por atrito *Pall* são apresentadas por Pall e Pall, 1996, destacando a implementação do amortecedor na reabilitação de estruturas, como por exemplo, o edifício da biblioteca da Universidade de Concórdia em Montreal (ver Figura 3.2) e a Sede da Justiça em Ottawa (ver Figura 3.3), ambos no Canadá.

O amortecedor por atrito é um dispositivo destacado entre os amortecedores passivos devido ao baixo custo de manutenção e alto desempenho para dissipar a energia sísmica. Por trás de seu desempenho está o mecanismo de atrito sólido mencionado acima, que fornece a dissipação de energia desejada para controlar a resposta estrutural.

A título de ilustração, outro exemplo deste tipo de dispositivo é o *Modelo A*, desenvolvido por Miguel, 2002 (ver Figura 3.4a), no qual a força de atrito é devida a dois corpos sólidos (latão) deslizando um em relação ao outro. O material usado para os corpos deslizantes é latão e o controle da força normal no contato entre os dois corpos sólidos é dado por duas molas de compressão. [Miguel, 2002].

Neste trabalho, considera-se que a instalação do amortecedor por atrito é realizada utilizando braços com rigidez suficiente, os quais permitem conectar andares vizinhos de modo a ser um elemento de contraventamento. O ângulo φ (ver Figura 3.4b) representa a inclinação do amortecedor com a direção do movimento (horizontal), sendo importante no cálculo da força de atrito de cada amortecedor junto com o cálculo da diferença entre as forças de atrito dos andares vizinhos.



(a) Edifício da biblioteca.



(b) Amortecedor por atrito em contraventamento cruzado.

Figura 3.2 – Aplicação prática do amortecedor por atrito na Universidade de Concórdia.

[Cortesia de Pall, 2004]



(a) Sede da Justiça.



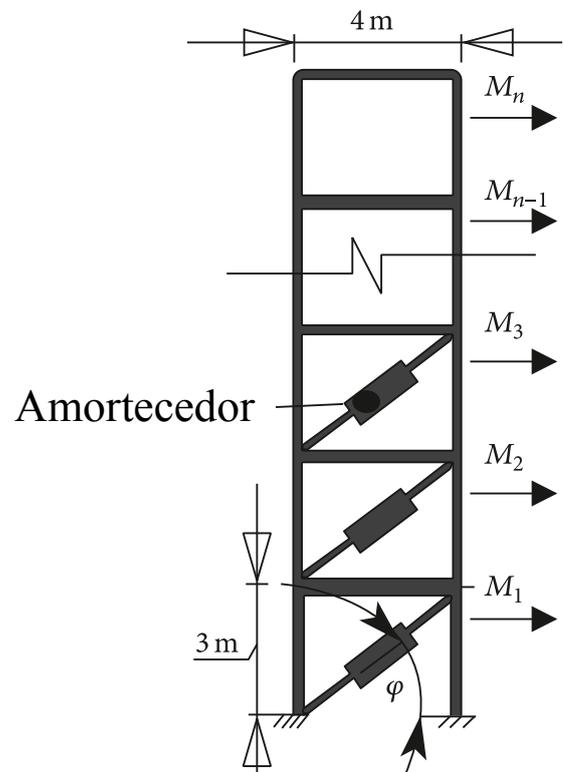
(b) Amortecedor por atrito em contraventamento.

Figura 3.3 – Aplicação prática do amortecedor por atrito na Sede da Justiça em Ottawa.

[Cortesia de Pall, 2004]



(a) Amortecedor por atrito Modelo A
[cortesia de Miguel, 2002].



(b) Amortecedor instalado na estrutura
[cortesia de Ontiveros-Pérez et al., 2017a].

Figura 3.4 – Aplicação prática do amortecedor por atrito Modelo A.

4 PROJETO ÓTIMO SOB INCERTEZAS DE AMORTECEDORES POR ATRITO

O risco de dano ou colapso de construções localizadas em regiões com alta atividade sísmica levou ao desenvolvimento de diversas metodologias de controle estrutural. A Colômbia está localizada no canto noroeste do continente Sul-Americano, em uma das áreas de maior atividade sísmica do planeta chamada anel de fogo e corresponde às margens do Oceano Pacífico. O comportamento tectônico da Colômbia é complexo devido ao fato que no território convergem a placa de Nazca, a placa Sul-Americana e a placa do Caribe (ver Figura 4.1). A falha predominante no país é norte-sul, coincidindo com a direção das três cadeias de montanhas (Occidental, Central e Oriental) onde há um grande número de falhas ativas, especialmente na região de Santander que abriga cidades importantes do leste Colombiano como por exemplo Bucaramanga e Cúcuta, sendo uma das mais ativas do país (ver Figura 4.2).

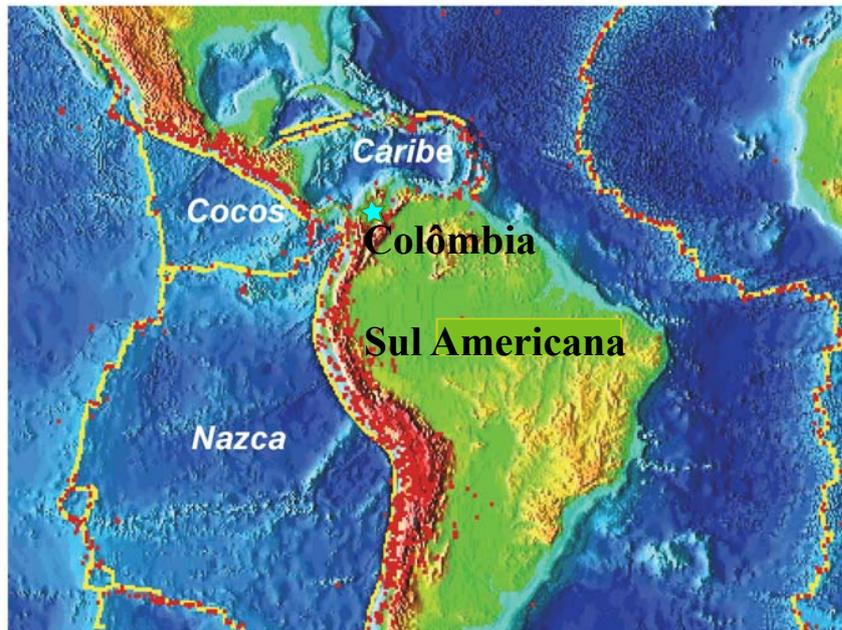


Figura 4.1 – Localização tectônica da Colômbia. [Adaptado de García, 2015]

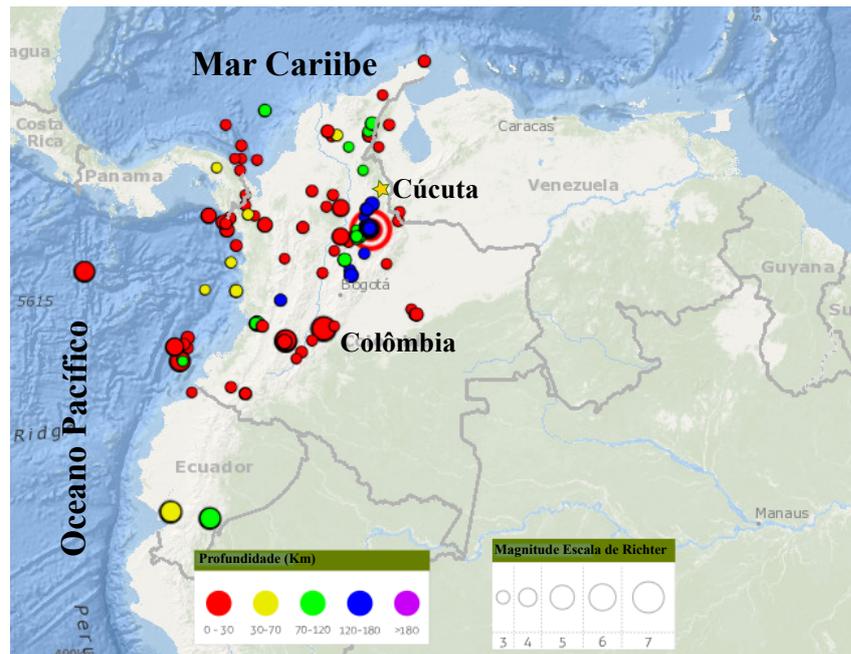


Figura 4.2 – Atividade sísmica na Colômbia no 20 de Julho de 2018. [Adaptado de Colombiano, 2018]

O presente capítulo está organizado de forma tal que na primeira seção é apresentada a determinação do risco sísmico em cidades localizadas em regiões da Colômbia com atividade sísmica intermediária e alta. Na segunda seção está uma breve explicação da metodologia de otimização implementada para realizar as duas abordagens a serem explicadas nas seguintes seções. A terceira seção apresenta o projeto ótimo robusto do amortecedor por atrito, isto é, um projeto pouco sensível às variações nos parâmetros estruturais e da carga dinâmica. Por último, a quarta seção está focada no projeto ótimo baseado em confiabilidade, o qual determina o projeto do amortecedor por atrito para um período de cinquenta anos, estimado como a vida útil da estrutura.

4.1 Determinação do risco sísmico na Colômbia

A área andina da Colômbia está sujeita a uma importante ameaça sísmica causada pela convergência de três placas tectônicas: a placa oceânica do Caribe ao norte, a placa oceânica de Nazca ao oeste e a placa continental Sul-Americana localizada ao leste da placa anterior. Essa condição causa a ocorrência de eventos sísmicos frequentes, como, por exemplo, aqueles ocorridos em 25 de janeiro de 1999, de magnitude 6,2 e 5,8 na escala de Richter (com uma diferença de 3 horas e 41 minutos entre os dois terremotos) com

epicentro no município de Córdoba (Quindío) deixando um total de 1185 mortos, 8523 feridos e sérios danos nas cidades de Armenia e Pereira, bem como em 28 municípios próximos, incluindo cidades dos departamentos de Quindío, Risaralda, Norte del Valle del Cauca, Tolima e Caldas. O terremoto gerou perdas na ordem de 1.591 bilhões de dólares, equivalente a 1,88% do PIB Nacional de aquele ano. [Cardona et al., 2004]

O programa *CRISIS* é uma das ferramentas mais versáteis disponíveis para a determinação do risco sísmico. O *software* está baseado na abordagem proposta por Esteva-Cornell para realizar avaliações probabilísticas. *CRISIS* estima o tamanho dos movimentos sísmicos futuros através do cálculo de taxas de excedência das intensidades sísmicas. [Ordaz et al., 2013]

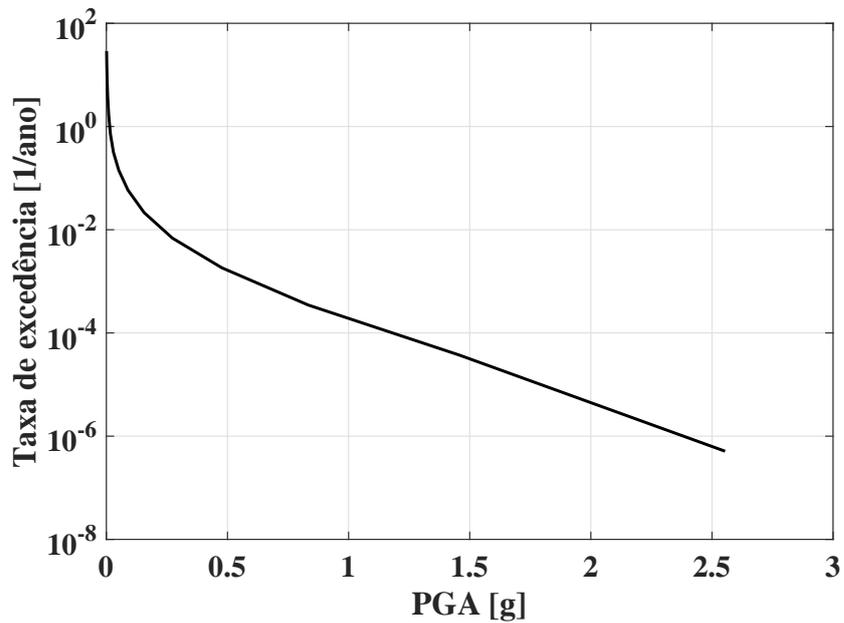
A taxa de excedência é o número médio de vezes em que, em um dado local, ocorrem intensidades maiores ou iguais a uma dada intensidade, sendo o inverso do período de retorno. [Salgado et al., 2010]

O desenvolvimento deste trabalho começou com os dados de aceleração de pico do solo (*PGA*) de sete cidades (Armenia, Bogotá, Bucaramanga, Cali, Cúcuta, Manizales e Medellín) localizadas em regiões de atividade sísmica intermediária e alta entregues pela *Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes* através de uma consulta realizada à *Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica AIS*. De acordo com a resposta da *Comisión Asesora Permanente*, esses dados são o valor esperado e a variância da taxa de excedência anual para valores pré-estabelecidos de *PGA* em cada uma das cidades mencionadas e são o resultado de uma análise de risco sísmico realizada no programa *CRISIS2015* e não registros acelerográficos. O procedimento para determinar a distribuição de probabilidade da aceleração máxima anual das sete cidades é apresentado a continuação.

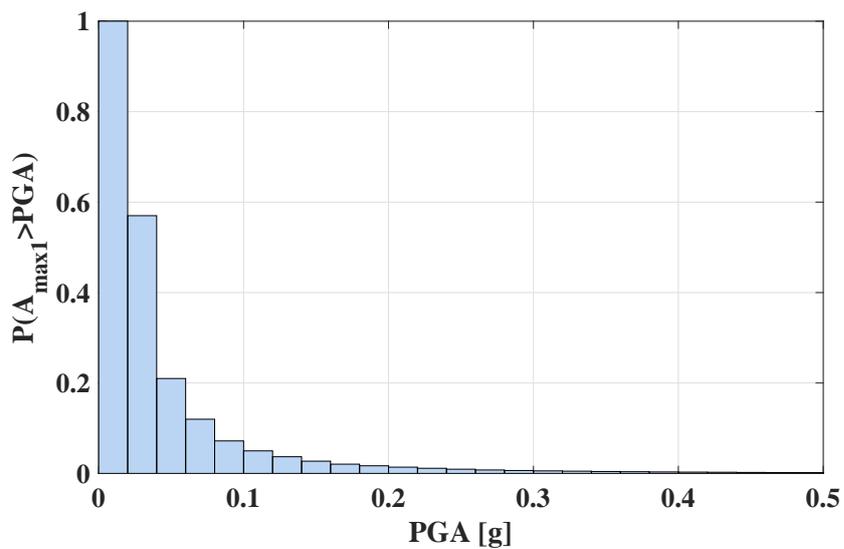
4.1.1 Ajuste e avaliação do desempenho de ajuste de funções densidade de probabilidade

Com base nas informações fornecidas pela *Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes*, ou seja, o valor esperado da taxa de excedência da aceleração máxima anual (ver Figura 4.3a), é possível determinar a probabilidade $P_{A_{max1}}$ de que a aceleração máxima anual A_{max1} exceda os valores pré-fixados de *PGA* em um ano, ou seja, para $N = 1$. A Figura 4.3b mostra as probabilidades extraídas

da Figura 4.3a associadas aos valores pré-estabelecidos de PGA escalados a cada 0,02g.



(a) Valor esperado da taxa de excedência em Cúcuta [1/ano].



(b) Probabilidade de excedência anual para valores pré-estabelecidos de PGA.

Figura 4.3 – Probabilidade de ocorrência de eventos sísmicos em Cúcuta.

Diferenciando as probabilidades de excedência apresentadas na Figura 4.3b, as probabilidades para intervalos de 0,02g são obtidas construindo o histograma de área unitária, também conhecido como diagrama de frequência. A partir do diagrama de frequência é possível determinar os dois primeiros momentos estatísticos da aceleração máxima anual, ou seja, o valor esperado e a variância, usando a Equação 4.1 e a Equação

4.2, respectivamente,

$$E(PGA) = \sum_{i=1}^{n_B} d_i a_i \quad (4.1)$$

$$Var(PGA) = \sum_{i=1}^{n_B} (E(PGA) - d_i)^2 a_i \quad (4.2)$$

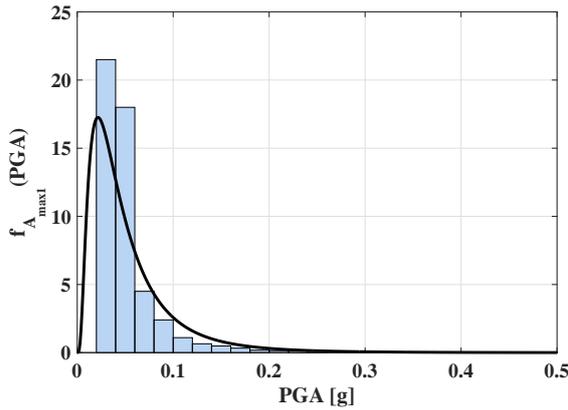
onde d_i é a distância entre a origem e o baricentro da i -ésima barra de área a_i do diagrama de frequência composto por um número n_B de barras. Utilizando os momentos calculados, foram ajustadas quatro funções densidade de probabilidade (*Lognormal*, *Weibull*, *Gumbel* e *Normal*), determinando que a função densidade de probabilidade *Lognormal* apresentou o melhor ajuste ao diagrama de frequência, como mostra a Figura 4.4a.

O procedimento descrito foi realizado para todas as cidades mencionadas. Em todos os casos, a função *Lognormal* apresentou o melhor ajuste, o que sugere que a aceleração máxima anual A_{max1} nessas cidades segue uma distribuição *Lognormal*. Por outro lado, os momentos estatísticos calculados a partir da aceleração máxima anual A_{max1} para cada cidade são apresentados na Tabela 4.1.

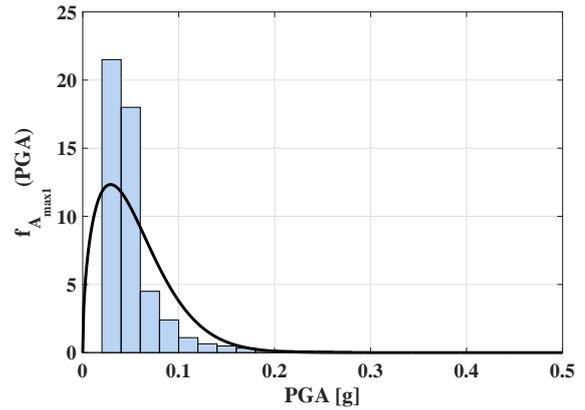
Tabela 4.1 – Momentos estatísticos da aceleração máxima anual A_{max1} .

Cidade	Valor Esperado $E(PGA)[g]$	Variância $Var(PGA)[g^2]$
Armenia	0,0513	7,3373E-4
Bogotá	0,0406	6,6231E-4
Bucaramanga	0,0445	5,3264E-4
Cali	0,0535	7,5116E-4
Cúcuta	0,0545	25,000E-4
Manizales	0,0517	7,6207E-4
Medellín	0,0480	6,1800E-4

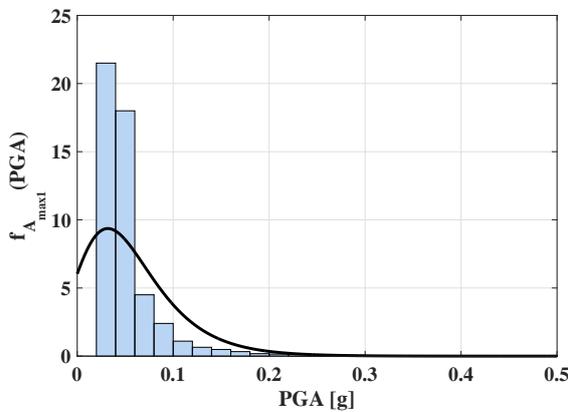
Com o objetivo de analisar a influência de amortecedores passivos por atrito sobre a probabilidade de falha de um edifício cuja vida corresponde a um período de cinquenta anos ($N = 50$) admitindo que a distribuição da aceleração anual máxima é *Lognormal*, procedeu-se a determinar a probabilidade de excedência da aceleração máxima em cinquenta anos, usando a correspondente distribuição de valores extremos, como explicado a seguir.



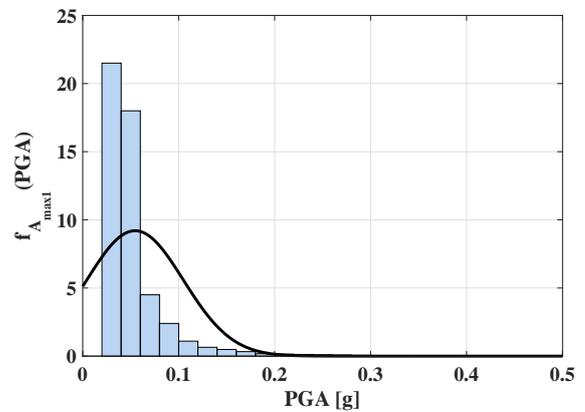
(a) Função densidade de probabilidade

Lognormal.

(b) Função densidade de probabilidade

Weibull.

(c) Função densidade de probabilidade

Gumbel.

(d) Função densidade de probabilidade

Normal.

Figura 4.4 – Função densidade de probabilidade ajustada ao diagrama de frequência da cidade de *Cúcuta*.

4.1.2 Cálculo da aceleração máxima em cinquenta anos

Considerando o ajuste realizado de uma função densidade *Lognormal* à variável aleatória A_{max1} definida como a aceleração máxima anual em uma cidade, foi designada A_{max50} como o valor máximo de s séries de N_{ob} observações de A_{max1} (por exemplo, o máximo de séries com $N_{ob} = 50$ anos). Assim, A_{max50} é definido como:

$$\begin{aligned} A_{serie_{ns}} &= \max(A_{max1_1}, A_{max1_2}, \dots, A_{max1_{N_{ob}}}), \quad ns = 1, \dots, s \\ A_{max50} &= [A_{serie_1}, A_{serie_2}, A_{serie_3}, \dots, A_{serie_s}] \end{aligned} \quad (4.3)$$

Conhecendo a variável aleatória A_{max50} é possível construir o diagrama de frequên-

cia para calcular os momentos estatísticos. Assim, a fim de observar o comportamento dos momentos estatísticos e com o objectivo de atingir valores próximos dos valores de aceleração relatados na norma colombiana de construção sismo-resistente $NSR - 10$, foram realizadas várias simulações com diferentes tamanhos de série. A Tabela 4.2 mostra o valor esperado $[E(PGA)]$ e o desvio padrão $[\sigma(PGA)]$ do PGA de cada cidade estudada para diferentes séries.

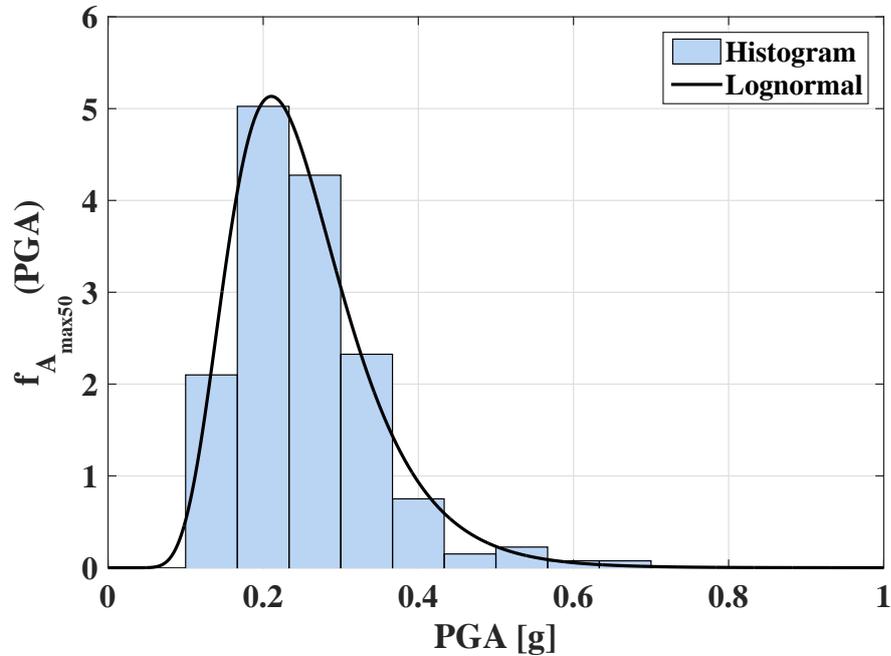
Tabela 4.2 – Comparação dos momentos estatísticos para diferentes tamanhos de séries.

Cidade	Momentos estatísticos [g]	$s = 60$	$s = 80$	$s = 100$	$s = 200$
Armenia	$E(PGA)$	0,1471	0,1465	0,1460	0,1427
	$\sigma(PGA)$	0,0347	0,0323	0,0331	0,0315
Bogotá	$E(PGA)$	0,1366	0,1365	0,1360	0,1314
	$\sigma(PGA)$	0,0388	0,0356	0,0364	0,0337
Bucaramanga	$E(PGA)$	0,1257	0,1254	0,1248	0,1222
	$\sigma(PGA)$	0,0302	0,0269	0,0279	0,0260
Cali	$E(PGA)$	0,1495	0,1483	0,1482	0,1456
	$\sigma(PGA)$	0,0348	0,0311	0,0331	0,0314
Cúcuta	$E(PGA)$	0,2620	0,2587	0,2575	0,2523
	$\sigma(PGA)$	0,0999	0,0955	0,1006	0,0904
Manizales	$E(PGA)$	0,1495	0,1494	0,1487	0,1455
	$\sigma(PGA)$	0,0359	0,0324	0,0339	0,0320
Medellín	$E(PGA)$	0,1353	0,1343	0,1341	0,1319
	$\sigma(PGA)$	0,0311	0,0293	0,0291	0,0276

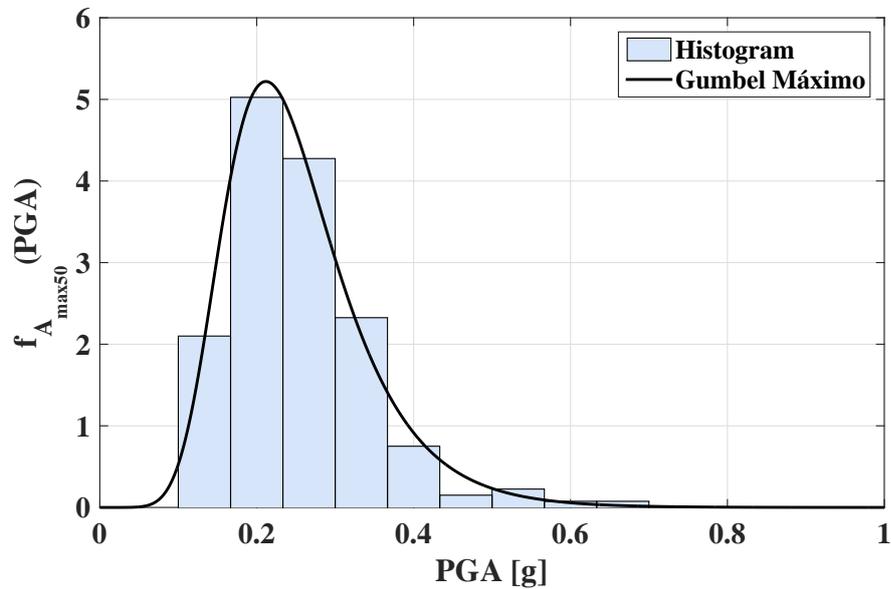
Com ajuda dos momentos calculados é possível ajustar uma função densidade de probabilidade ao diagrama de frequência da aceleração máxima em cinquenta anos A_{max50} . Como a distribuição de origem é *Lognormal*, ela foi usada para avaliar seu ajuste e, por sua vez, foi usada a função densidade *Tipo I* (também conhecida como *Gumbel*). Na Figura 4.5a e Figura 4.5b apresenta-se o ajuste das funções *Lognormal* e *Gumbel*, respectivamente, ao diagrama de frequência da aceleração máxima em cinquenta anos em Cúcuta.

Como mostrado na Figura 4.5a e Figura 4.5b, ambas as funções têm bom ajuste ao diagrama de frequência. Vale ressaltar que ambas as funções foram testadas para determinar os valores de ajuste de aceleração máxima em cinquenta anos nas outras seis cidades. O ajuste foi satisfatório em todos os casos, conseqüentemente, qualquer uma das

duas funções pode ser adotada. Depois de ajustar ambas as funções, determinaram-se os valores de aceleração que têm uma probabilidade de dez por cento de serem excedidos para cada cidade, a fim de compará-los com aqueles publicados na norma *NSR-10* (ver Tabela 4.3).



(a) Função densidade de probabilidade *Lognormal*.



(b) Função densidade de probabilidade *Gumbel*.

Figura 4.5 – Funções ajustadas ao diagrama de frequência da aceleração máxima em cinquenta anos em *Cúcuta*.

As funções ajustadas aos diagramas de frequência da máxima aceleração anual e a máxima aceleração em cinquenta anos para as outras cidades, estes estão no Apêndice A.

Tabela 4.3 – Comparação da aceleração em termos de g com 10% de probabilidade de excedência para diferentes tamanhos de série.

Distribuição	$s = 60$	$s = 80$	$s = 100$	$s = 200$	$NSR - 10$	Cidade
Lognormal	0,1929	0,1892	0,1897	0,1842	0,25	Armenia
Gumbel	0,1924	0,1887	0,1892	0,1837		
Lognormal	0,1877	0,1835	0,1840	0,1758	0,15	Bogotá
Gumbel	0,1872	0,1830	0,1835	0,1753		
Lognormal	0,1656	0,1624	0,1617	0,1565	0,25	Bucaramanga
Gumbel	0,1651	0,1619	0,1612	0,1561		
Lognormal	0,1954	0,1914	0,1920	0,1871	0,25	Cali
Gumbel	0,1948	0,1909	0,1914	0,1866		
Lognormal	0,3926	0,3837	0,3888	0,3708	0,35	Cúcuta
Gumbel	0,3924	0,3833	0,3888	0,3703		
Lognormal	0,1969	0,1922	0,1935	0,1878	0,25	Manizales
Gumbel	0,1963	0,1917	0,1930	0,1873		
Lognormal	0,1763	0,1729	0,1725	0,1683	0,15	Medellín
Gumbel	0,1759	0,1725	0,1720	0,1679		

4.2 Metodologia de otimização: *Search Group Algorithm (SGA)*

Nesta seção é apresentada uma breve explicação do algoritmo de otimização utilizado para realizar as duas propostas de otimização a serem explicadas posteriormente.

O *Search Group Algorithm (SGA)* é uma nova técnica de otimização meta-heurística, proposta por Gonçalves et al., 2015, caracterizada pela maneira que um novo indivíduo é gerado permitindo ter um bom balanço entre a exploração e o aproveitamento do domínio de projeto. A ideia básica é que nas primeiras iterações do processo de otimização o *SGA* tenta encontrar regiões promissoras no domínio (exploração), e conforme as iterações passam, ele refina o melhor design em cada uma dessas regiões promissoras (aproveitamento). Por esta razão, o processo de otimização é separado em duas fases: global e local [Gonçalves et al., 2015].

Segundo Gonçalves et al., 2015, o *SGA* é composto por cinco etapas: (i) a geração da população inicial, (ii) a seleção inicial do grupo de busca, (iii) a mutação do grupo de

busca, (iv) a geração das famílias e (v) a seleção do novo grupo de busca. Ditas etapas são apresentadas a seguir.

4.2.1 Geração da população inicial

O processo de otimização inicia com a população \mathbf{P} gerada aleatoriamente no domínio de busca:

$$P_{ij} = x_j^{min} + (x_j^{max} - x_j^{min}) \cup [0, 1], j = 1 : n_{dv}, i = 1 : n_{pop} \quad (4.4)$$

onde P_{ij} é a j -ésima variável de projeto do i -ésimo indivíduo da população \mathbf{P} , $\cup[0, 1]$ é uma variável aleatória uniforme que varia de 0 a 1, x_j^{min} e x_j^{max} são os limites inferior e superior da j -ésima variável de projeto, respectivamente, n_{dv} é o número de variáveis de projeto e n_{pop} é o tamanho da população. Assim, cada linha de \mathbf{P} representa um indivíduo e cada coluna representa uma variável de projeto.

4.2.2 Seleção inicial do grupo de busca

Após a população inicial \mathbf{P} ser gerada, a função objetivo de cada indivíduo é avaliada. Depois que as funções objetivo são avaliadas, o grupo de busca \mathbf{R} é construído selecionando n_g indivíduos a partir de \mathbf{P} . Uma seleção por torneio padrão é aplicada para seguir esta etapa do algoritmo. Caso o leitor queira mais informações sobre a seleção por torneio, o autor recomenda ler o trabalho de Goldberg e Holland, 1988.

Cada linha de \mathbf{R} representa um indivíduo, isto é, R_i é a i -ésima linha de \mathbf{R} e consequentemente o i -ésimo membro do grupo de busca. É importante destacar que os membros do grupo de busca são classificados após cada iteração do algoritmo, ou seja, R_1 é sempre o melhor design e R_{n_g} é sempre o pior design entre os membros do grupo de pesquisa.

4.2.3 Mutação do grupo de busca

Com o objetivo de aumentar a capacidade de pesquisa global do algoritmo, o grupo de pesquisa \mathbf{R} sofre mutação a cada iteração. Essa estratégia de mutação consiste em substituir n_{mut} indivíduos de \mathbf{R} por novos indivíduos gerados com base nas estatísticas do grupo de pesquisa atual. A ideia aqui é incluir no grupo de busca indivíduos longe da

posição atual dos membros atuais, explorando novas regiões do domínio de busca. Assim, cada indivíduo é gerado de acordo com a Equação 4.5.

$$x_j^{mut} = E[\mathbf{R}_{:,j}] + t\varepsilon\sigma[\mathbf{R}_{:,j}], j = 1 : n, \quad (4.5)$$

onde x_j^{mut} é a j -ésima variável de projeto de um dado indivíduo que sofreu mutação, E e σ são os operadores de valor esperado e desvio padrão respectivamente, ε é uma variável aleatória conveniente, t é um parâmetro que controla até que ponto o novo indivíduo é gerado e $\mathbf{R}_{:,j}$ é a j -ésima coluna da matriz do grupo de pesquisa. A probabilidade de um membro ser substituído depende de sua capacidade no grupo de pesquisa atual, ou seja, quanto pior o design, maior a probabilidade de ele ser substituído. Para isso, uma seleção de torneio inverso é empregada, isto é, a metodologia de seleção por torneio utilizada para a seleção do grupo de busca; no entanto, o vencedor do torneio é o design com o pior valor da função objetivo e, conseqüentemente, é substituído por um novo design encontrado na Equação 4.5.

4.2.4 Geração das famílias de cada membro do grupo de busca

Uma família \mathbf{F}_i (onde $i = 1 : n_g$) é um conjunto composto por cada membro do grupo de busca e os indivíduos que ele gerou. Assim, uma vez formado o grupo de busca, cada um de seus membros gera uma família pela perturbação descrita na Equação 4.6

$$x_j^{novo} = \mathbf{R}_{i,j} + \alpha\varepsilon, j = 1 : n_{dv}, \quad (4.6)$$

onde α controla o tamanho da perturbação. Dito parâmetro é reduzido a cada iteração k e a atualização é realizada utilizando a Equação 4.7

$$\alpha^{k+1} = b\alpha^k, \quad (4.7)$$

onde b é um parâmetro do *SGA*.

Segundo Gonçalves et al., 2015 o parâmetro α^k permite que o algoritmo explore o domínio de projeto. Nas primeiras iterações do algoritmo, o valor de α^k é definido de tal maneira que permite que qualquer indivíduo gerado por um determinado membro do grupo de busca visite qualquer ponto no domínio de projeto, pelo menos em um sentido probabilístico. Ou seja, os indivíduos gerados por um determinado membro do grupo de

busca não estão necessariamente em sua vizinhança. Isso enfatiza o foco na exploração principalmente. Mais tarde, conforme as iterações do algoritmo passam, o valor de α^k diminui. O processo de busca reduz sua diversificação em favor de uma investigação mais focada das regiões favoráveis encontradas. Um parâmetro α_{min} também é definido, o qual é um limite inferior para α , a fim de evitar um valor de diversificação nulo.

Um aspecto importante do algoritmo é que o tamanho da família de um membro do grupo de busca varia de acordo com a qualidade da função objetivo de dito membro. Para mais informações, o autor recomenda ler o trabalho de Gonçalves et al., 2015.

4.2.5 Seleção do novo grupo de busca

Como foi explicado acima, o *SGA* está composto por duas fases: a fase global e a fase local. Nas primeiras iterações it_{global}^{max} (fase global), o principal objetivo do algoritmo é explorar a maior parte do espaço de projeto. Assim, o novo grupo de busca é formado pelo melhor membro de cada família.

Quando o número de iterações é maior que it_{global}^{max} o esquema de seleção é modificado: o novo grupo de busca é formado pelos melhores indivíduos entre todas as famílias. Essa fase é chamada de local porque o algoritmo tenderá a explorar a região do melhor projeto atual. A seguir (ver Figura 4.6) está o fluxograma do algoritmo adaptado do trabalho de Carraro et al., 2017.

4.3 Projeto ótimo robusto de amortecedores por atrito

O projeto ótimo robusto de amortecedores é uma nova área que vem sendo estudada nos últimos anos, tendo um grande impacto no projeto de dispositivos para o controle de vibrações em estruturas sujeitas a carregamentos dinâmicos, tais como terremotos.

Esta seção apresenta uma metodologia de projeto robusto de amortecedores por atrito para edifícios localizados em regiões de alta atividade sísmica, tais como a Colômbia.

A expressão *otimização robusta* indica um procedimento que fornece soluções que não são muito sensíveis às incertezas dos parâmetros e, ao mesmo tempo, proporciona desempenho satisfatório ao sistema. Em outras palavras, o projeto robusto visa conter a variabilidade do desempenho estrutural causada por incertezas [Doltsinis e Kang, 2004].

Devido ao fato que o sistema depende de parâmetros aleatórios, a resposta estrutural torna-se aleatória. Portanto, uma contribuição do presente trabalho é propor uma

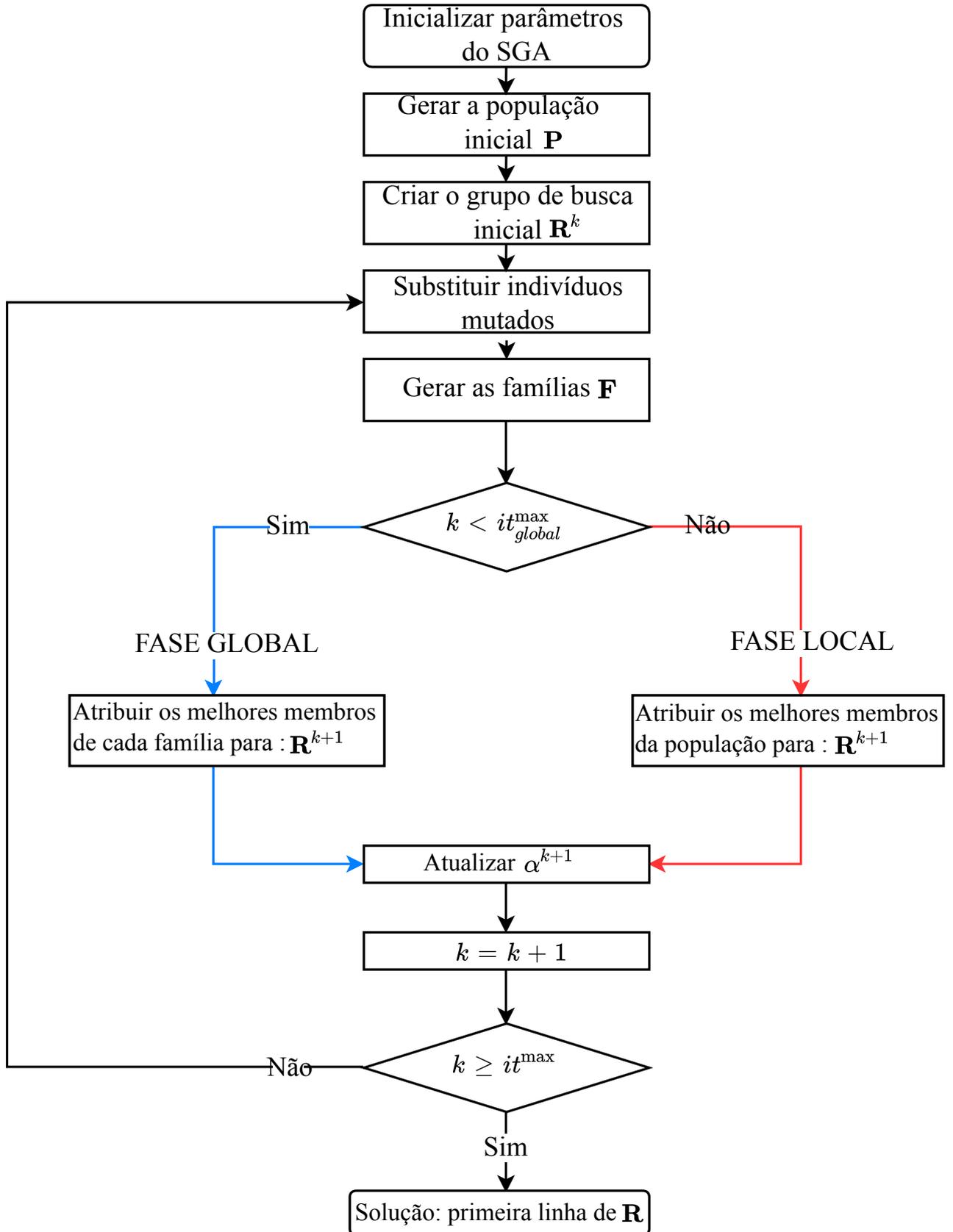


Figura 4.6 – Fluxograma do *Search Group Algorithm*. [Adaptado de Carraro et al., 2017]

metodologia para a otimização robusta simultânea da posição e do parâmetro mecânico (força de atrito) de amortecedores passivos por atrito instalados em estruturas submetidas a registros sísmicos artificiais considerando aleatoriedade nas propriedades mecânicas da estrutura e na carga dinâmica, a fim de minimizar o deslocamento relativo máximo entre andares d_{max} . Para este fim, a *Simulação de Monte Carlo* é aplicada para quantificar as estatísticas da resposta estocástica do sistema, ou seja, o deslocamento relativo entre andares.

A otimização robusta é realizada utilizando o *Search Group Algorithm* proposto por Gonçalves et al., 2015, o qual é integrado à rotina computacional desenvolvida pelo autor que implementa a *Simulação de Monte Carlo*, resolvendo a equação do movimento (ver Equação 3.1) para cada observação das variáveis aleatórias utilizando o método de *Diferenças Finitas*.

4.3.1 Caracterização das variáveis aleatórias de entrada: parâmetros aleatórios do sistema

Nesta Tese, um procedimento de otimização robusta para um sistema passivo de controle é proposto baseado na *Simulação de Monte Carlo* dos parâmetros incertos. O grande esforço computacional inerente ao uso da *Simulação de Monte Carlo* é reduzido pelo uso do *Latin Hypercube Sampling* que fornece uma maneira eficiente de gerar variáveis a partir de suas distribuições multivariadas, retirando amostras de intervalos igualmente prováveis. Para levar em conta as incertezas na massa, rigidez e amortecimento do sistema estrutural, a massa específica ρ , o módulo de *Young* E , e também a razão de amortecimento ζ para o primeiro e segundo modo de vibração, são considerados variáveis aleatórias.

Devido aos aspectos físicos do problema, os parâmetros mencionados acima não podem assumir valores negativos. Então, tais parâmetros são modelados como variáveis aleatórias não correlacionadas com distribuição *Lognormal* com média e coeficiente de variação conhecidos. Assim, para cada execução da rotina computacional, a estrutura apresenta diferentes características e como a resposta do sistema depende dessas variáveis aleatórias, ela se torna aleatória também.

4.3.2 Simulação de cargas sísmicas aleatórias

Como foi mencionado no Capítulo 3, parte da equação do movimento (ver Equação 3.1) é a aceleração sísmica \vec{y} . Assim, um sismo artificial unidimensional foi implementado, no qual a aceleração é um processo aleatório Normal de média zero simulado pela superposição de ondas harmônicas, como é mostrado por Shinozuka e Jan, 1972. O Método de Representação Espectral é definido por:

$$\vec{y}(t) = \sum_{j=1}^{N_{in}} \sqrt{2S_g(\omega_j)\Delta\omega_j} \cos(\omega_j t + \phi_j), \quad (4.8)$$

Neste método, a faixa de frequência de interesse deve ser dividida em N_{in} intervalos, de tal modo que $\Delta\omega_j = \omega_{j+1} - \omega_j$ e ϕ_j é o ângulo de fase, o qual é uma variável aleatória com distribuição de probabilidade uniforme entre 0 e 2π . Adicionalmente, a função densidade espectral de potência $S_g(\omega)$ utilizada neste trabalho é a proposta por Kanai, 1961 e Tajimi, 1960 conhecida como técnica de filtro *Kanai-Tajimi* (ver Equação 4.9 e Equação 4.10), na qual S_0 é a densidade espectral constante (ajustável conforme o *PGA*), ω_g e ζ_g são a frequência e o amortecimento do solo, respectivamente.

$$S_g(\omega) = S_0 \frac{(\omega_g^4 + 4\omega_g^2\zeta_g^4\omega)}{((\omega^2 - \omega_g^2)^2 + 4\omega_g^2\zeta_g^4\omega)}, \quad (4.9)$$

$$S_0 = \frac{0.03\zeta_g}{(\pi\omega_g(4\zeta_g^2 + 1))}, \quad (4.10)$$

No entanto, é importante notar que a solução ótima pode variar se as características espectrais do espectro de *Kanai-Tajimi* forem alteradas. Assim, nesta Tese, para levar em consideração a natureza aleatória da excitação sísmica, a frequência ω_g e o amortecimento do solo ζ_g são considerados variáveis aleatórias independentes com distribuição *Lognormal* com valor esperado e coeficiente de variação conhecidos. Considerando que a estrutura estudada está localizada em Cúcuta, Colômbia, e que sua vida útil é cinquenta anos, a aceleração de pico do solo (*PGA*) para dito período é uma variável aleatória com distribuição de probabilidade *Lognormal* como foi determinado na Seção 4.1. Assim, em cada execução da rotina, um sismo diferente excita a estrutura.

4.3.3 *Latin Hypercube Sampling (LHS)*

A *Simulação de Monte Carlo* é uma ferramenta poderosa que é frequentemente usada para analisar fenômenos aleatórios usando computadores [Huntington e Lyrantzis, 1998]. Em um problema aleatório, informações estatísticas ou probabilísticas são desejadas para uma saída aleatória, que depende de variáveis de entrada aleatórias. Na *Simulação de Monte Carlo*, essas grandezas de entrada aleatórias são representadas por conjuntos de números determinísticos chamados realizações, observações ou amostras.

O grande esforço computacional inerente ao uso da *Simulação de Monte Carlo* é reduzido pelo uso do *Latin Hypercube Sampling* que fornece uma maneira eficiente de gerar variáveis a partir de suas distribuições multivariadas, retirando amostras de intervalos igualmente prováveis [Venanzi, 2015].

O esquema desenvolvido por McKay et al., 1979 seleciona n_{vl} valores diferentes de cada uma das k_{vl} variáveis $X_1, \dots, X_{k_{vl}}$ da seguinte forma: O domínio de cada variável é dividido em n_i intervalos não sobrepostos com igual probabilidade. Um valor de cada intervalo é escolhido aleatoriamente com relação à densidade de probabilidade no intervalo. Para o caso que $k_{vl} = 2$, um valor de cada intervalo é selecionado aleatoriamente em relação à densidade de probabilidade no intervalo. Os n_{vl} valores assim obtidos para X_1 são pareados de maneira aleatória (combinações igualmente prováveis) com os n_{vl} valores de X_2 .

Como foi mencionado acima, a distribuição adotada para as propriedades mecânicas da estrutura e da geração do sismo artificial é a *Lognormal* e com o objetivo de apresentar ao leitor a aplicação do *Latin Hypercube Sampling*, considera-se o seguinte exemplo: Suponha-se que é desejado gerar uma amostra de *Latin Hypercube* de tamanho $n_{vl} = 50$ com duas variáveis de entrada. Considera-se que a primeira variável (X_1) é a massa específica do aço ρ com distribuição *Lognormal* cujos momentos estatísticos são $E[\rho] = 7850 \text{ kg/m}^3$ e $C.V. = 5\%$. Segundo Wyss e Jorgensen, 1998 o seguinte passo é dividir o domínio em n_i intervalos e selecionar aleatoriamente uma observação de cada intervalo. Esta seleção não é feita uniformemente dentro dos intervalos, mas é feita em relação à distribuição da função densidade de probabilidade sendo amostrada (neste caso, a distribuição *Lognormal*). Isso equivale a uma amostragem uniforme dos quantis da distribuição (equivalente à amostragem do eixo vertical da função distribuição acumulada) e, em seguida, invertendo a função distribuição acumulada para obter os valores de

distribuição reais que esses quantis representam.

Portanto, para obter os valores específicos, os $n_{vl} = 50$ números são aleatoriamente selecionados da segunda variável (X_2) cuja distribuição é uniforme (observações distribuídas uniformemente entre 0 e 1). Agora, seja U_m essa variável aleatória de distribuição uniforme, onde $m = 1, \dots, n_{vl}$. Esses valores serão utilizados para selecionar aleatoriamente observações da distribuição de dentro de cada um dos $n_i = 50$ intervalos. Para conseguir isso, cada um dos números aleatórios U_m é escalado para obter a correspondente probabilidade acumulada P_m , de modo que P_m encontra-se dentro do m -ésimo intervalo. Assim, para o exemplo tem-se que:

$$P_m = \left(\frac{1}{n_{vl}}\right)U_m + \left(\frac{m-1}{n_{vl}}\right), \quad (4.11)$$

Isso garante que exatamente uma probabilidade P_m vai cair dentro de um dos $n_i = 50$ intervalos $(0 - 0.02), (0.02 - 0.04), \dots, (0.96 - 0.98), (0.98 - 1.0)$. Os valores de P_m são utilizados com a inversa da função distribuição acumulada *Lognormal* para assim gerar cada uma das amostras do *Latin Hypercube*.

Na Figura 4.7 é possível ver a comparação da variável aleatória ρ gerada pelo *Latin Hypercube Sampling* (50 amostras) e utilizando a função *lognrnd* do MATLAB®, 2012 para geração de variáveis aleatórias com distribuição *Lognormal* (500 amostras), sendo possível observar que cada uma das amostras geradas pelo *LHS* ficam mais próximas do valor esperado, afastando-se das caudas. Na Tabela 4.4 e Tabela 4.5 são apresentados os erros correspondentes ao valor esperado e o desvio padrão.

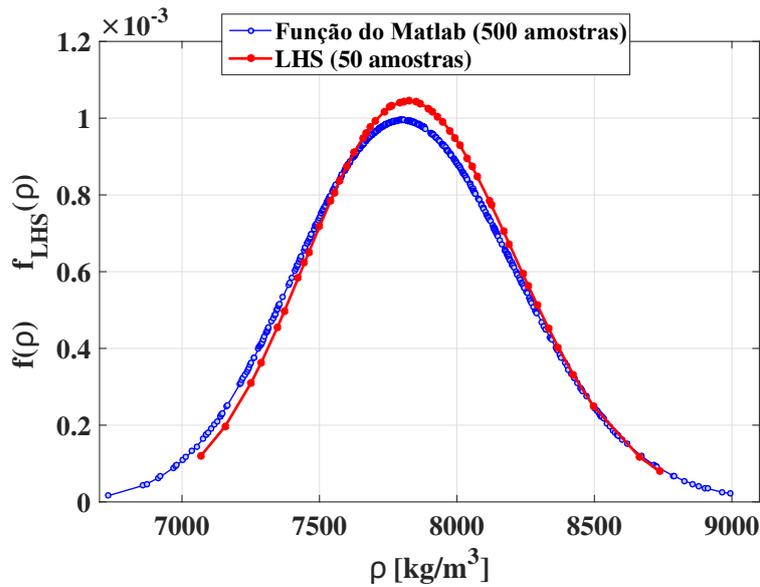


Figura 4.7 – Comparação gráfica entre o *LHS* e a função do *Matlab* de geração de variáveis aleatórias.

Tabela 4.4 – Comparação dos erros do valor esperado.

Método-Distribuição	Número de amostras	Valor esperado [kg/m ³]	Erro
<i>Latin Hypercube Sampling</i>	50	7,8516E3	1,996E-4
Função do MATLAB [®] , 2012	50	7,7304E3	1,520E-2
Função do MATLAB [®] , 2012	500	7,8322E3	2,300E-3

Tabela 4.5 – Comparação dos erros do desvio padrão.

Método-Distribuição	Número de amostras	Desvio padrão [kg/m ³]	Erro
<i>Latin Hypercube Sampling</i>	50	383,01	0,0242
Função do MATLAB [®] , 2012	50	350,26	0,1076
Função do MATLAB [®] , 2012	500	402,38	0,0252

Observando a Tabela 4.4 e Tabela 4.5 é simples deduzir que, com a metodologia do *Latin Hypercube Sampling* são necessárias poucas observações (a décima parte em comparação com a função do MATLAB[®], 2012) para obter um erro pequeno correspondente ao valor esperado e ao desvio padrão. Considerando esta vantagem, foi implementado o *Latin Hypercube Sampling* para gerar as variáveis aleatórias envolvidas no caso de estudo desta Tese.

4.3.4 Formulação do problema de projeto ótimo robusto das posições e forças de atrito dos amortecedores

Nesta seção, é descrito o método proposto para o projeto ótimo robusto de amortecedores por atrito, a fim de reduzir o valor esperado do deslocamento relativo máximo entre andares d_{max} . Dito parâmetro (d_{max}) é determinado mediante o vetor $\vec{z}(t)$, o qual é obtido através da solução da Equação 3.1 no domínio do tempo (ver Seção 3.1).

O problema de otimização consiste em uma função objetivo a ser minimizada, um espaço de busca definido sobre um conjunto de variáveis de projeto discreto e variáveis de projeto contínuas. As variáveis de projeto podem ser caracterizadas como determinísticas ou incertas; no último caso, o valor médio é geralmente definido como a variável de projeto. Locais apropriados para um número limitado de amortecedores por atrito em uma estrutura civil podem ser representados por variáveis discretas e parâmetros mecânicos apropriados (forças de atrito) para cada amortecedor localizado otimamente são melhor representados por variáveis contínuas. As restrições do problema de otimização são o número de posições permitidas (n_{pfd}) na estrutura para a instalação de um número máximo de amortecedores por atrito (n_{fd}) e os limites permitidos para as forças de atrito ($limite_{inferior} \leq E[F_{fn}] \leq limite_{superior}$).

Como foi descrito acima, as posições dos amortecedores na estrutura são representadas por variáveis discretas. Assim, \vec{P} é o vetor da posição dos amortecedores, de dimensão n_{pfd} , contendo 0 e 1, onde 1 representa que existe um amortecedor instalado naquela posição. Dessa forma, o número máximo de 1 no vetor \vec{P} é n_{fd} . Por outro lado, o valor esperado das forças de atrito $E[F_{fn}]$ de cada amortecedor são representadas por variáveis contínuas. Com o objetivo de apresentar uma notação correta, as variáveis de projeto são agrupadas no vetor de projeto $\vec{x} = [\vec{P}, \vec{F}_{fn}]$.

Portanto, tendo todas as posições possíveis predeterminadas para os amortecedores por atrito na estrutura e o número máximo desejado de dispositivos a serem instalados, é de interesse determinar a localização ótima de cada um dos amortecedores e as forças de atrito ótimas de tais dispositivos para minimizar o deslocamento relativo máximo entre andares d_{max} .

Devido à sua capacidade de encontrar projetos ótimos, o *Search Group Algorithm* foi escolhido para realizar a otimização robusta de amortecedores por atrito. O objetivo da metodologia proposta é identificar o projeto robusto de amortecedores por atrito. Assim, o

primeiro passo é escolher a distribuição de probabilidade dos parâmetros envolvidos (neste caso, é a *Lognormal*). Então, a *Simulação de Monte Carlo* é adotada para a simulação de um número de amostras N_{am} das matrizes de massa \mathbf{M}_i , rigidez \mathbf{K}_i , amortecimento \mathbf{C}_i e a aceleração $\vec{y}_i(t)$ ($i = 1, \dots, N_{am}$). A fim de reduzir o grande esforço computacional de um procedimento de otimização baseado em *Simulação de Monte Carlo*, a técnica *Latin Hypercube Sampling* é usada para a geração dos parâmetros incertos do sistema, tais como a massa específica, módulo de *Young* e razão de amortecimento (ver a Seção 4.3.1), também as variáveis aleatórias associadas às variáveis de projeto, tais como, as forças de atrito, e as variáveis associadas à geração da aceleração sísmica (ver Seção 4.3.2), cujas distribuições de probabilidade são consideradas *Lognormal*.

Dos N_{am} conjuntos de amostras das matrizes de massa \mathbf{M} e rigidez \mathbf{K} , os conjuntos correspondentes de frequências naturais da estrutura são computados mediante a solução do problema de autovalores e levando em conta a incerteza na razão de amortecimento ζ é computado o conjunto de matrizes de amortecimento proporcional \mathbf{C}_i utilizando o modelo de *Rayleigh*. As matrizes \mathbf{M}_i , \mathbf{K}_i , \mathbf{C}_i e a aceleração $\vec{y}_i(t)$ são os dados de entrada para realizar N_{am} simulações para cada indivíduo do algoritmo de otimização *SGA* e obter os conjuntos de parâmetros mecânicos de cada amortecedor por atrito assim como a sua posição ótima. Em seguida, as funções densidade de probabilidade (PDFs) dos valores ótimos das variáveis de projeto e da função objetivo são calculadas. Assim, o problema de otimização pode ser apresentado da seguinte forma:

$$\begin{aligned}
 &\text{Encontrar } \vec{x} \\
 &\text{Minimiza } J(\vec{x}) = E[d_{max}(\vec{x})] \\
 &\text{Sujeito a } F_{fn}^{min} \leq E[F_{fn}] \leq F_{fn}^{max} \\
 &\quad \text{Número de posições permitidas } n_{pfd} \\
 &\quad \text{Número máximo de amortecedores } n_{fd}
 \end{aligned} \tag{4.12}$$

4.4 Projeto ótimo baseado em confiabilidade

Segundo Schuëller e Jensen, 2008 o objetivo básico em qualquer disciplina de engenharia é projetar e construir sistemas ou componentes que satisfaçam certos objetivos de desempenho durante sua vida útil. Tais objetivos cobrem uma ampla gama de possibilidades, por exemplo, o controle de vibrações induzidas pelo vento ou pelo tráfego nas

pontes e prevenção do colapso de edifícios devido a grandes terremotos. Em praticamente qualquer situação de projeto prático, é impossível cumprir os objetivos de desempenho deterministicamente devido à natureza inerentemente aleatória das condições de carregamento, parâmetros estruturais e condições de operação da estrutura. Assim, o cumprimento dos objetivos de desempenho pode ser realizado apenas por meios probabilísticos, isto é, com uma confiabilidade associada. De fato, altos níveis de confiabilidade são normalmente associados com grandes custos econômicos, por exemplo, uma estrutura com maior confiabilidade pode exigir o uso de uma quantidade maior de material de construção, procedimentos de construção mais sofisticados, manutenção, etc. Considerando que os recursos disponíveis são sempre escassos, um procedimento de projeto adequado deve oferecer um balanço adequado entre um nível de confiabilidade aceitável e o projeto econômico do sistema. A otimização baseada em confiabilidade (*RBO* por suas siglas em inglês) fornece os meios para alcançar esse balanço, oferecendo uma solução ideal de projeto, levando em conta os efeitos das incertezas.

A otimização baseada em confiabilidade é uma ferramenta que permite determinar o melhor projeto de acordo com algum critério predefinido. Nesta seção é apresentada uma abordagem para realizar a otimização baseada em confiabilidade de amortecedores por atrito em uma estrutura real localizada numa região da Colômbia com alta atividade sísmica buscando minimizar a probabilidade de falha para um período de cinquenta anos.

A formulação de um problema de otimização baseada em confiabilidade requer a identificação e definição das variáveis de entrada do sistema, isto é, as variáveis de projeto e os parâmetros incertos, os eventos de falha do sistema, ou seja, a violação do desempenho alvo do sistema, as restrições do problema de projeto e a função objetivo que permite identificar o projeto mais conveniente e apropriado. Cada um desses itens é brevemente explicado a continuação:

4.4.1 Definição das variáveis de projeto

As variáveis de projeto são aqueles parâmetros que podem ser selecionados pelo projetista e que afetam o desempenho de um sistema. Nesta Tese as posições na estrutura de um número máximo de amortecedores e seus parâmetros mecânicos são escolhidos como as variáveis de projeto do problema de otimização baseada em confiabilidade. Os locais apropriados para a instalação de um número máximo de amortecedores por atrito

no edifício são representados por variáveis de projeto discretas e as forças de atrito (parâmetro mecânico do dispositivo) que cada amortecedor deve exercer são representadas por variáveis contínuas. Dessa forma, as restrições do problema de otimização baseada em confiabilidade são o número de posições permitidas (n_{pfd}) na estrutura para a instalação de um número máximo de dispositivos (n_{fd}) e os limites permitidos para as forças de atrito ($limite_{inferior} \leq F_{fn} \leq limite_{superior}$).

Assim, \vec{P} é o vetor da posição dos amortecedores, de dimensão n_{pfd} , contendo 0 e 1, onde 1 representa que existe um amortecedor instalado naquela posição. Dessa forma, o número máximo de 1 no vetor \vec{P} é n_{fd} . Por outro lado, as forças de atrito F_{fn} de cada amortecedor são representadas por variáveis contínuas. Com o objetivo de apresentar uma notação correta, as variáveis de projeto são agrupadas no vetor de projeto $\vec{x} = [\vec{P}, \vec{F}_{fn}]$.

4.4.2 Incerteza no carregamento dinâmico

Na Seção 4.1.2 determinou-se a distribuição de probabilidade das acelerações máximas do solo para um conjunto de cidades localizadas em regiões de atividade sísmica intermediária e alta, incluindo a cidade de Cúcuta onde está localizada a estrutura estudada. Com o objetivo de representar a incerteza do carregamento dinâmico da estrutura e inferir conclusões sobre o comportamento sísmico do edifício, foi realizada uma busca de registros sísmicos reais captados pelas estações do *Servicio Geológico Colombiano* localizadas em Cúcuta.

4.4.3 Formulação da falha

Como foi mencionado antes, o sistema deve atender a determinados requisitos de desempenho. A violação de qualquer um desses requisitos causa uma falha do sistema. Deve-se notar que, neste contexto, a falha não implica necessariamente o colapso do sistema, mas sim um desempenho indesejável. Um evento de falha é definido por meio da chamada função de desempenho, que depende das variáveis de projeto e da incerteza dos parâmetros envolvidos.

Com a finalidade de realizar um estudo de risco sísmico, é importante determinar o dano potencial em estruturas causado por eventos sísmicos. A probabilidade de falha estrutural causada pelo aumento dos níveis de um evento sísmico é descrita pela relação entre a aceleração de pico do evento sísmico e a falha, expressa em termos de uma curva

de fragilidade.

Nesta Tese é adotado o critério de falha empregado por Miguel et al., 2016, o qual estipula que a estrutura falha quando o máximo deslocamento relativo entre andares d_{max} excede 1cm ou o máximo deslocamento z_{max} excede 10cm (para um prédio de 10 andares). Ambos parâmetros são determinados através do vetor $\vec{z}(t)$, o qual é obtido através da solução da Equação 3.1 no domínio do tempo (ver Seção 3.1).

Desta forma, é possível definir a variável aleatória de falha D que representa o estado limite da estrutura marcando assim o início da falha estrutural apresentada na Equação 4.13.

$$D = \begin{cases} = 1, & \text{Se } |d_{max}| \geq 1 \text{ cm ou } |z_{max}| \geq 10 \text{ cm (falha)} \\ = 0, & \text{Se } |d_{max}| < 1 \text{ cm e } |z_{max}| < 10 \text{ cm (não falha)} \end{cases} \quad (4.13)$$

Definido o estado limite estrutural e o conjunto de registros sísmicos, para cada nível da aceleração de pico do solo PGA é contado o número de vezes que o estado limite é atingido, o que permite construir a curva de fragilidade estrutural, ou seja, a relação entre a probabilidade de falha da estrutura e o nível de PGA que causou a falha. A probabilidade de falha condicional é estimada pela frequência relativa da variável D , expressa na Equação 4.14.

$$P_D = P[D = 1] = P[|d_{max}| \geq 1 \text{ cm ou } |z_{max}| \geq 10 \text{ cm}] \quad (4.14)$$

A análise de confiabilidade está composta pelos seguintes passos: (i) normalizar cada registro sísmico e escalá-lo a cada 0,1g avaliando se a estrutura excede o estado limite; (ii) contando o número relativo de falhas para cada nível de PGA a curva de fragilidade é construída por simulação; (iii) realizar a convolução da curva de fragilidade estrutural e a função $f_{A_{max50}}$ que representa a ameaça sísmica em uma determinada região.

Levando em conta o número relativo de estruturas que falham (observações da variável aleatória D) é possível calcular os momentos estatísticos que permitem ajustar a função distribuição de probabilidade *Lognormal* (Equação 4.15) às fragilidades pontuais P_D obtendo a curva de fragilidade.

$$P_D(PGA) = \int_0^{PGA} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta_{PGA}PGA} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln PGA - \lambda_{PGA}}{\zeta_{PGA}}\right)^2\right] \quad (4.15)$$

Os parâmetros λ_{PGA} e ζ_{PGA} são próprios da distribuição *Lognormal* e podem ser

calculados a partir dos momentos estatísticos utilizando as equações 4.16 e 4.17.

$$\lambda_{PGA} = E(\ln PGA) = \ln(E(PGA)) - 0,5\zeta_{PGA}^2 \quad (4.16)$$

$$\zeta_{PGA}^2 = Var(\ln PGA) = \ln \left[1 + \left(\frac{\sigma(PGA)}{E(PGA)} \right)^2 \right] \quad (4.17)$$

Uma vez que são realizados os passos (i) e (ii) da análise de confiabilidade, procede-se à determinação da probabilidade de falha P_f através da convolução da função $P_D(PGA)$ (que descreve a fragilidade estrutural) e a função $f_{A_{max50}}(PGA)$ (que descreve a ameaça sísmica em uma região em 50 anos). A Equação 4.18 apresenta a convolução a qual é integrada numericamente no domínio do PGA para determinar a probabilidade de falha estrutural.

$$P_f = \int_0^{PGA} P_D(PGA) f_{A_{max50}}(PGA) dPGA \quad (4.18)$$

4.4.4 Formulação do problema de projeto ótimo baseado em confiabilidade de amortecedores por atrito

Nesta seção, é descrito o método proposto para o projeto ótimo baseado em confiabilidade de amortecedores por atrito, a fim de reduzir a probabilidade de falha P_f (Equação 4.18), a qual é determinada através do procedimento explicado na Seção 4.4.3.

Como já foi descrito anteriormente, as posições dos amortecedores na estrutura são representadas por variáveis discretas. Assim, \vec{P} é o vetor da posição dos amortecedores, de dimensão n_{pfd} , contendo 0 e 1, onde 1 representa que existe um amortecedor instalado naquela posição. Dessa forma, o número máximo de 1 no vetor \vec{P} é o número máximo de amortecedores n_{fd} . Por outro lado, as forças de atrito F_{fn} de cada amortecedor são representadas por variáveis contínuas. Com o objetivo de apresentar uma notação correta, as variáveis de projeto são agrupadas no vetor de projeto $\vec{x} = [\vec{P}, \vec{F}_{fn}]$.

O *Search Group Algorithm* foi escolhido para realizar a otimização baseada em confiabilidade. O objetivo da metodologia proposta é identificar o projeto ótimo dos amortecedores por atrito que permite minimizar P_f . Assim, como foi descrito na seção 4.4.3 deve-se realizar a análise de confiabilidade seguindo os passos descritos para construir a curva de fragilidade do edifício com amortecedores (com seus parâmetros óti-

mos) e instalados em possíveis locais ótimos da estrutura e posteriormente calcular a probabilidade de falha P_f utilizando a Equação 4.18. Assim, o problema de otimização pode ser apresentado da seguinte forma:

$$\begin{aligned}
 &\text{Encontrar } \vec{x} \\
 &\text{Minimiza } J(\vec{x}) = P_f \\
 &\text{Sujeito a } F_{fn}^{min} \leq F_{fn} \leq F_{fn}^{max} \qquad (4.19) \\
 &\qquad \text{Número de posições permitidas } n_{pfd} \\
 &\qquad \text{Número máximo de amortecedores } n_{fd}
 \end{aligned}$$

5 CASOS DE ESTUDO E ANÁLISES DE RESULTADOS

Neste capítulo, com o objetivo de ilustrar as duas metodologias de otimização explicadas previamente, duas estruturas são tomadas como casos de estudo. Um edifício de aço de dez andares foi implementado como exemplo ilustrativo para o caso da otimização robusta de amortecedores por atrito. Para o caso de estudo da otimização baseada em confiabilidade foi implementada uma estrutura real que está localizada na cidade de Cúcuta. A seguir são apresentados ambos os casos de estudo e os resultados obtidos na presente Tese.

5.1 Exemplo ilustrativo do projeto ótimo robusto de amortecedores por atrito

Nesta seção, com o objetivo de ilustrar a metodologia proposta para otimização robusta de amortecedores por atrito apresentada no Capítulo 4, foi implementada a seguinte estrutura: um prédio de aço previamente utilizado por Miguel et al., 2016 e Ontiveros-Pérez et al., 2017a, com três vãos, dez andares, 37,51 m de altura e 23,78 m de largura, apresentado na Figura 5.1a, na qual é também mostrada a disposição diagonal dos amortecedores por atrito. O edifício é modelado como um pórtico plano de elementos finitos que consiste de 70 elementos e 44 nós, isto é, 132 graus de liberdade. O elemento finito é um elemento de viga 2D com três graus de liberdade por nó. As matrizes de massa e de rigidez do elemento são dadas a seguir na Equação 5.1 e na Equação 5.2, respectivamente,

$$m_e = \begin{bmatrix} \frac{\rho Al}{3} & 0 & 0 & \frac{\rho Al}{6} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{13\rho Al}{35} & \frac{11\rho Al^2}{210} & 0 & \frac{9\rho Al}{70} & -\frac{13\rho Al^2}{420} \\ 0 & \frac{11\rho Al^2}{210} & \frac{\rho Al^3}{105} & 0 & \frac{13\rho Al^2}{420} & -\frac{\rho Al^3}{140} \\ \frac{\rho Al}{6} & 0 & 0 & \frac{\rho Al}{3} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{9\rho Al}{70} & \frac{13\rho Al^2}{420} & 0 & \frac{13\rho Al}{35} & -\frac{11\rho Al^2}{210} \\ 0 & -\frac{13\rho Al^2}{420} & -\frac{\rho Al^3}{140} & 0 & -\frac{11\rho Al^2}{210} & \frac{\rho Al^3}{105} \end{bmatrix} \quad (5.1)$$

$$k_e = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & -\frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12I_{zz}E}{l^3} & \frac{6I_{zz}E}{l^2} & 0 & \frac{12I_{zz}E}{l^3} & \frac{6I_{zz}E}{l^2} \\ 0 & \frac{6I_{zz}E}{l^2} & \frac{4I_{zz}E}{l} & 0 & -\frac{6I_{zz}E}{l^2} & \frac{2I_{zz}E}{l} \\ -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12I_{zz}E}{l^3} & -\frac{6I_{zz}E}{l^2} & 0 & \frac{12I_{zz}E}{l^3} & -\frac{6I_{zz}E}{l^2} \\ 0 & \frac{6I_{zz}E}{l^2} & \frac{2I_{zz}E}{l} & 0 & -\frac{6I_{zz}E}{l^2} & \frac{4I_{zz}E}{l} \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

onde, ρ é a massa específica, A é a área da seção transversal do elemento, l é o comprimento do elemento, E é o módulo de *Young* e I_{zz} é o momento de inércia. As propriedades geométricas dos elementos da estrutura são apresentadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Propriedades geométricas da estrutura.

Número do elemento	Perfil W	Área [m^2]	Momento de Inércia [m^4]
1 2	W 360 x 216	2,76E-2	7,12E-4
3 4 17 18 27 28 33 34	W 360 x 162	2,06E-2	5,16E-4
5 6	W 360 x 122	1,55E-2	3,65E-4
7 8 37 38	W 360 x 91	1,16E-2	2,67E-4
9 10 39 40	W 360 x 64	8,14E-2	1,78E-4
11 12	W 360 x 314	3,99E-2	1,10E-4
13 14	W 360 x 262	3,35E-2	8,94E-4
15 16 31 32	W 360 x 196	2,50E-2	6,36E-4
19 20 29 30	W 360 x 101	1,29E-2	3,01E-4
21 22	W 360 x 287	3,66E-2	9,97E-4
23 24	W 360 x 237	3,01E-2	7,88E-4
25 26	W 360 x 179	2,28E-2	5,75E-4
35 36	W 360 x 110	1,40E-2	3,31E-4
41 42 43	W 610 x 113	1,45E-2	8,75E-4
44 45 46	W 610 x 101	1,30E-2	7,64E-4
47 48 49	W 610 x 92	1,18E-2	6,51E-4
50 51 52 53 54 55	W 530 x 85	1,08E-2	4,85E-4
56 57 58 59 60 61	W 530 x 74	9,53E-3	4,11E-4
62 63 64 65	W 530 x 66	8,38E-3	3,51E-4
66 67 68	W 460 x 52	6,63E-3	2,12E-4
69 70	W 360 x 39	4,98E-3	1,02E-4

5.1.1 Variáveis aleatórias de entrada: parâmetros aleatórios do sistema e da excitação sísmica

Como foi mencionado na Seção 4.3.1 parâmetros tais como a massa específica, módulo de *Young* e a razão de amortecimento para o primeiro e segundo modo de vibração são considerados variáveis aleatórias independentes com distribuição *Lognormal*. Além disso, para levar em conta as incertezas nos amortecedores instalados, as forças de atrito desses dispositivos também são consideradas variáveis aleatórias independentes com distribuição *Lognormal* com coeficientes de variação conhecidos e valores médios dados pelas variáveis de projeto. Na Tabela 5.2 são apresentadas as propriedades das variáveis aleatórias do sistema estrutural envolvidas no problema.

Tabela 5.2 – Valor esperado e coeficiente de variação das variáveis de entrada do sistema.

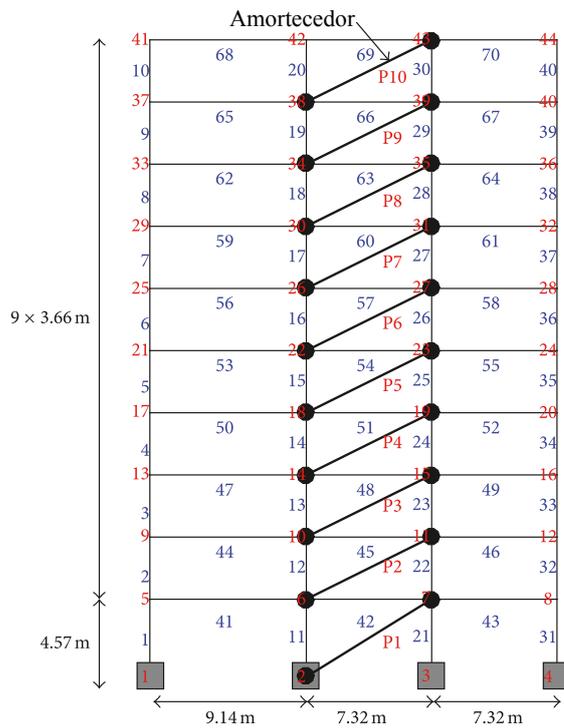
Variável aleatória	Valor esperado	Coeficiente de variação (%)
Massa específica, ρ	$7850\text{kg}/\text{m}^3$	5
Módulo de Young, E	200GPa	5
Razão de amortecimento, ζ	0,007	10
Valor esperado das forças de atrito, $E[F_{fn}]$	Variável de projeto	5

Considerando os valores esperados apresentados na Tabela 5.2 as três primeiras frequências naturais do edifício são 2,36, 6,04 e 9,96Hz. Os modos de vibração associados às três primeiras frequências são apresentados na Figura 5.1b, 5.1c e 5.1d.

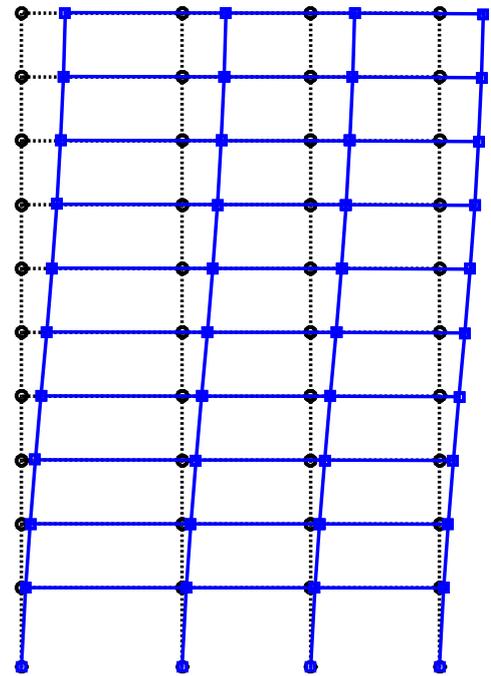
Como foi mencionado na Seção 4.3.2, registros sísmicos aleatórios artificiais com duração de 20s são simulados utilizando o espectro de *Kanai-Tajimi*. Na Tabela 5.3 são apresentados os valores esperados e os coeficientes de variação das variáveis envolvidas na geração da excitação sísmica.

Tabela 5.3 – Valor esperado e coeficiente de variação das variáveis de entrada da excitação.

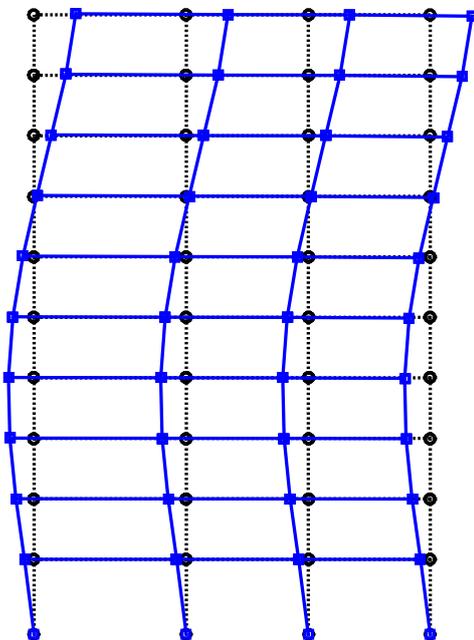
Variável aleatória	Valor esperado	Coeficiente de variação (%)
Frequência do solo, ω_g	15rad/s	20
Amortecimento do solo, ζ_g	0,3	20
PGA	0,2523g	35,83



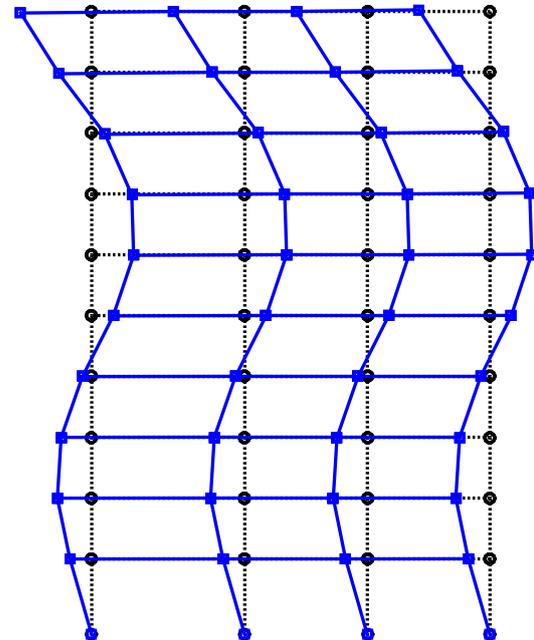
(a) 10 Possíveis locais para instalação dos amortecedores.



(b) Primeiro modo $f=2,36\text{Hz}$.



(c) Segundo modo $f=6,04\text{Hz}$.



(d) Terceiro modo $f=9,96\text{Hz}$.

Figura 5.1 – Edifício de aço de dez andares e seus três primeiros modos de vibração.

[Adaptado de Ontiveros-Pérez et al., 2017a]

5.1.2 Variáveis aleatórias de saída: parâmetros aleatórios da resposta dinâmica estrutural

O parâmetro aleatório da resposta estrutural a ser minimizado é o máximo deslocamento relativo entre andares (d_{max}), isto é, d_{max} é uma variável aleatória, sendo denotada como D_{max} . Assim, para realizar a otimização robusta do projeto dos amortecedores por atrito com o objetivo de minimizar o valor esperado do deslocamento relativo entre andares $E[D_{max}]$ é empregada a *Simulação de Monte Carlo*.

Para definir o número de amostras da *Simulação de Monte Carlo*, a convergência dos operadores estatísticos deve ser avaliada. Assim, um estudo de convergência do valor esperado de D_{max} é realizada e o resultado é apresentado na Figura 5.2.

Observando a Figura 5.2 é possível notar que é necessário um mínimo de 500 amostras para estabilizar a convergência das curvas de D_{max} . Assim, um total de 500 amostras são implementadas para solucionar o problema de otimização robusta nesta Tese.

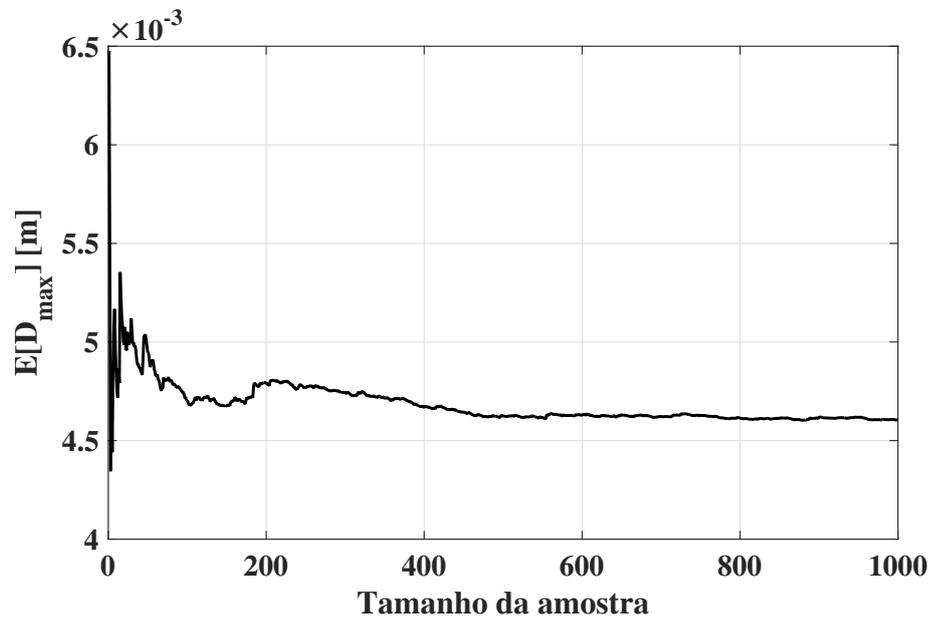


Figura 5.2 – Convergência do valor esperado $E[D_{max}]$.

5.1.3 Otimização robusta do valor esperado do deslocamento relativo máximo entre andares

A otimização robusta de projeto de amortecedores por atrito com o objetivo de minimizar o valor esperado do deslocamento relativo entre andares $E[D_{max}]$ é desenvolvida nesta seção. Como foi explicado anteriormente, a função objetivo requer a determinação do vetor $\vec{z}(t)$ o qual é obtido solucionando a Equação 3.1. Para isto, foi desenvolvida uma rotina computacional baseada no método de *Diferenças Finitas*. Como foi mencionado na Seção 3.1, o método de *Diferenças Finitas* é um método condicionalmente estável e requer o uso de um intervalo de tempo de integração Δt que deve ser menor que um valor crítico. Para este caso de estudo o Δt empregado é igual a $2E - 4s$.

A Figura 5.1a mostra que existem 10 possíveis locais (isto é, $n_{pfd} = 10$) para a instalação dos amortecedores por atrito representados por P1, P2,...,P10. Presume-se que os dispositivos de dissipação são instalados entre andares adjacentes utilizando suportes com rigidez suficiente. Assim, as restrições são o número de possíveis locais para os amortecedores ($n_{pfd} = 10$), o número máximo de dispositivos a serem instalados na estrutura ($n_{fd} = 3$) e o limite permitido para o valor esperado das forças de atrito de cada amortecedor: $60\text{kN} \leq E[F_{fn}] \leq 200\text{kN}$. As posições e as forças de atrito dos amortecedores são as variáveis de projeto discretas e contínuas, respectivamente.

Em relação aos parâmetros do *SGA*, foi considerada uma população $n_{pop} = 50$ indivíduos, o número de iterações $it^{max} = 100$, a percentagem de it^{max} dedicada à fase global é 30% e a percentagem de n_{pop} que conforma o grupo de busca é 30%. Assim, três simulações independentes foram realizadas e os resultados são apresentados na Tabela 5.4.

A Tabela 5.4 mostra que o valor esperado de D_{max} nas três simulações independentes é o mesmo, indicando que a metodologia proposta é robusta. Também é interessante notar que as posições ótimas obtidas em cada uma das três simulações são as mesmas, como indicadas em \vec{P} são o primeiro, terceiro e quinto andar (P1, P3 e P5) e os valores esperados das forças de atrito são similares nas três simulações.

A configuração final da estrutura equipada com o projeto robusto dos três amortecedores por atrito nos locais ótimos é apresentada na Figura 5.3.

Para propósitos de ilustração, a Tabela 5.5 apresenta os momentos estatísticos de D_{max} para o caso de uma estrutura sem controle e para o caso da estrutura equipada com o projeto robusto de amortecedores por atrito apresentado acima na Tabela 5.4. O

Tabela 5.4 – Projeto robusto dos amortecedores por atrito.

Simulação	Posição \vec{P}	$E[F_{fn}]$ [kN]	$E[D_{max}]$ [m]
	Sem amortecedores	Estrutura sem controle	0,0142
1	[1010100000]	129,701; 79,979; 73,445	0,0031
2	[1010100000]	112,583; 60,356; 60,084	0,0031
3	[1010100000]	128,849; 70,881; 64,403	0,0031

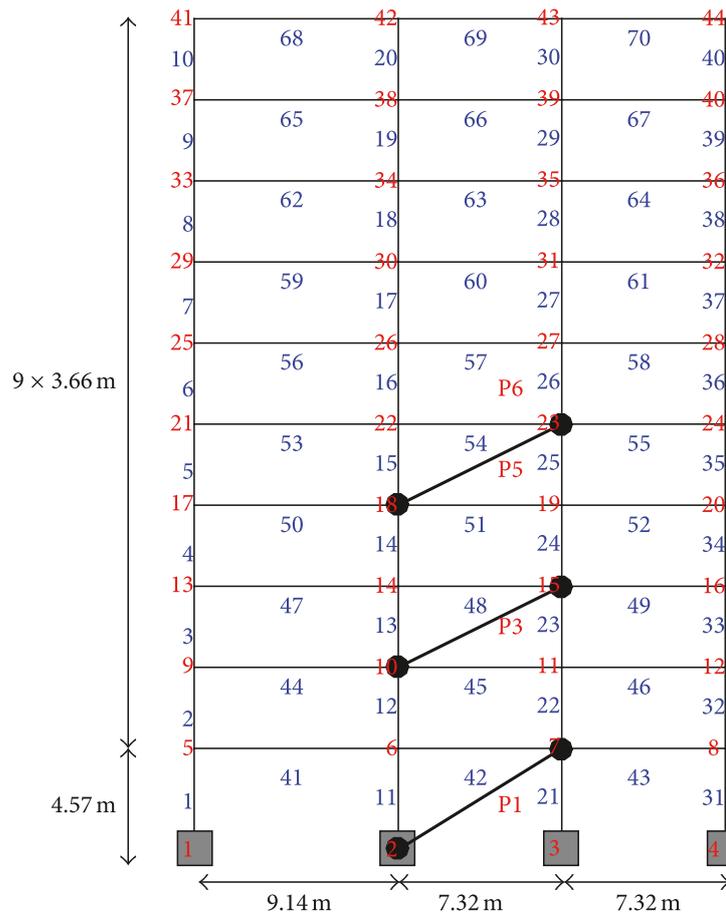


Figura 5.3 – Configuração final da estrutura equipada com o projeto robusto dos amortecedores por atrito.

percentual de redução do valor esperado e a variância de D_{max} obtidos após a instalação dos três amortecedores por atrito otimizados também são mostrados na Tabela 5.5, resultando em valores superiores a 75% para o valor esperado e superiores a 90% para a variância.

Além disso, a Figura 5.4 mostra os diagramas de frequência (histogramas de área unitária) construídos com as observações de D_{max} para o caso da estrutura sem controle

Tabela 5.5 – Momentos estatísticos do máximo deslocamento relativo entre andares antes e após a instalação dos três amortecedores otimizados.

E[D_{max}] [m]			Var[D_{max}] [m ²]		
Sem Amortecedores	Projeto Robusto	Redução (%)	Sem Amortecedores	Projeto Robusto	Redução (%)
0,0142	0,0031	78,17	4,62E-5	3,05E-6	93,40

(histograma vermelho) e para o caso da estrutura com controle (histograma azul) e com ajuda dos momentos estatísticos expostos na Tabela 5.5 foi possível ajustar uma função densidade de probabilidade *Lognormal* aos dois histogramas, representando a variável aleatória D_{max} para o caso da estrutura sem controle (curva vermelha) e para o caso da estrutura equipada com o projeto robusto dos três amortecedores por atrito (curva azul).

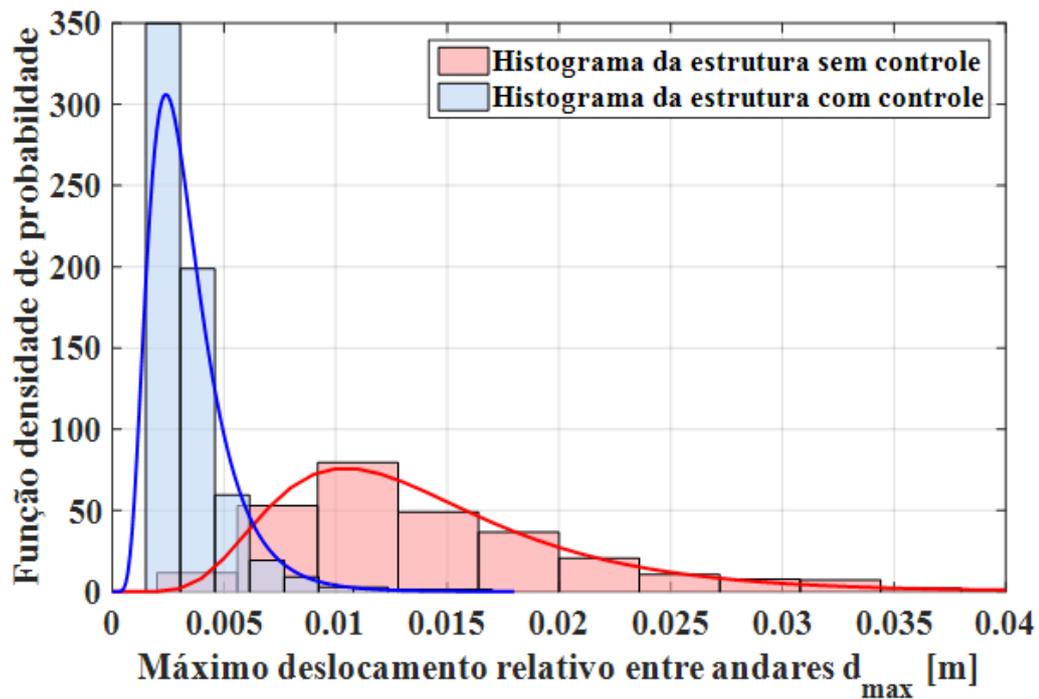


Figura 5.4 – Função densidade de probabilidade do máximo deslocamento relativo entre andares d_{max} para a estrutura sem controle (curva vermelha) e com controle (curva azul).

Observando a Figura 5.4 é interessante notar como a curva azul é mais esbelta em comparação com a curva vermelha devido à grande redução da variância de D_{max} após a instalação do projeto robusto dos dissipadores por atrito. Isto demonstra o bom desempenho da metodologia, pois mesmo sendo uma metodologia de otimização robusta de

uma única função objetivo, a capacidade em termos de redução de um segundo parâmetro (neste caso a variância) foi satisfatório.

Outro resultado importante a ser analisado após a instalação do projeto robusto dos amortecedores na estrutura é o deslocamento máximo z_{max} presente na estrutura e cujo conjunto de observações compõe a variável aleatória Z_{max} . Assim na Tabela 5.6 são apresentados os momentos estatísticos de dita variável para o caso de uma estrutura sem controle e para o caso da estrutura equipada com o projeto robusto de amortecedores por atrito apresentado acima na Tabela 5.4. O percentual de redução do valor esperado e a variância de Z_{max} obtidos após a instalação dos três amortecedores por atrito otimizados também são mostrados na Tabela 5.6, resultando em valores superiores a 75% para o valor esperado e superiores ao 9% para a variância.

Tabela 5.6 – Momentos estatísticos do máximo deslocamento antes e após a instalação dos três amortecedores otimizados.

E[Z_{max}] [m]			Var[Z_{max}] [m ²]		
Sem Amortecedores	Projeto Robusto	Redução (%)	Sem Amortecedores	Projeto Robusto	Redução (%)
0,1064	0,0255	76,01	25E-4	2,0154E-4	92,09

Além disso, a Figura 5.5 mostra os diagramas de frequência (histogramas de área unitária) construídos com as observações de Z_{max} para o caso da estrutura sem controle (histograma vermelho) e para o caso da estrutura com controle (histograma azul) e com ajuda dos momentos estatísticos expostos na Tabela 5.6 foi possível ajustar uma função densidade de probabilidade *Lognormal* aos dois histogramas, representado a variável aleatória Z_{max} para o caso da estrutura sem controle (curva vermelha) e para o caso da estrutura equipada com o projeto robusto dos três amortecedores por atrito (curva azul).

A fim de demonstrar a eficácia do método proposto de outra maneira, a solução ótima obtida na simulação 1 da Tabela 5.4 é comparada com a resposta da estrutura analisada com dois métodos alternativos (Tabela 5.7) para a localização dos amortecedores conforme se explica a seguir: o primeiro método alternativo consiste em localizar os amortecedores otimizados em posições diferentes dos locais ótimos (mas mantendo as mesmas forças de atrito otimizadas); o segundo método alternativo consiste na instalação de amortecedores em todas as posições possíveis, todos com as mesmas forças de

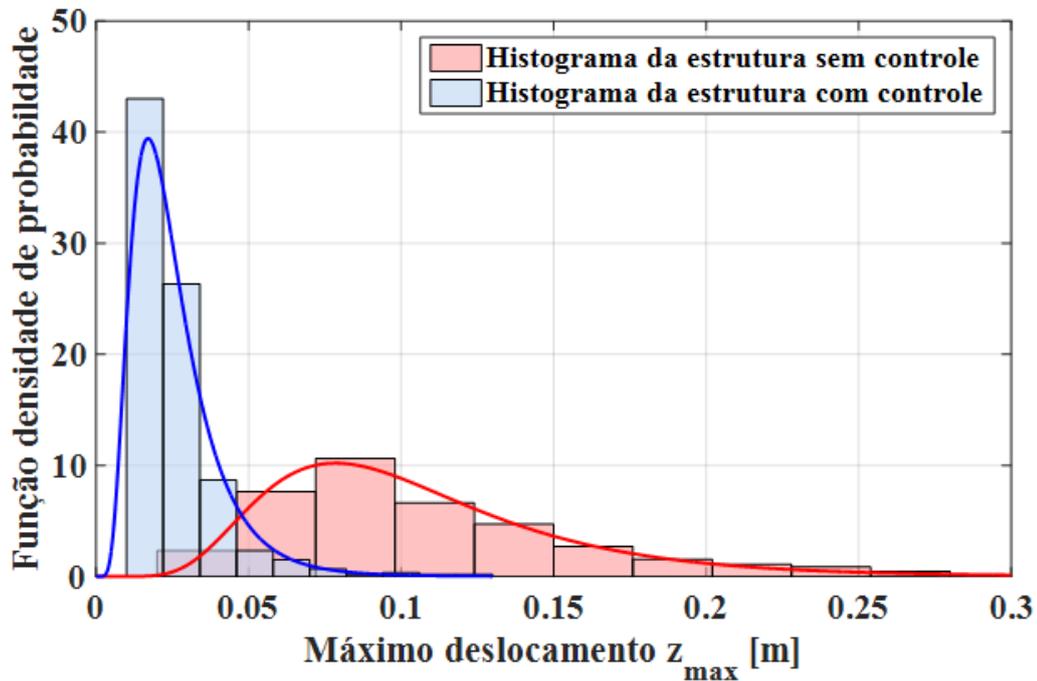


Figura 5.5 – Função densidade de probabilidade do máximo deslocamento z_{max} para a estrutura sem controle (curva vermelha) e com controle (curva azul).

atrito (uniformemente distribuídos), mas mantendo a força de atrito total igual a do caso otimizado na simulação 1 da Tabela 5.4.

Tabela 5.7 – Comparação da metodologia proposta (projeto robusto) com dois métodos alternativos de instalação de amortecedores.

Método	Posição \vec{P}	$E[F_{fn}]$ [kN]	$E[D_{max}]$ [m]	$E[Z_{max}]$ [m]
Proposto (Projeto robusto)	[1010100000]	129,701; 79,979; 73,445	0,0031	0,0255
Alternativo 1	[0100100100]	129,701; 79,979; 73,445	0,0044	0,0326
Alternativo 2	[1111111111]	28,313 para 10 amortecedores	0,0036	0,0262

Como pode ser visto na Tabela 5.7, a função objetivo ($E[D_{max}]$) obtida com o método alternativo 1 é 41,93% maior do que a obtida com o método proposto (solução ótima robusta). Para o método alternativo 2, o valor esperado ($E[D_{max}]$) é 16,13% maior que o obtido com o método proposto. De igual forma, o valor esperado do máximo deslocamento ($E[Z_{max}]$) obtido com o método alternativo 1 é 27,84% maior do que o obtido com o método proposto (solução ótima robusta) e no caso do método alternativo

2, o valor esperado ($E[Z_{max}]$) é 2,74% maior que o obtido com o método proposto. Sem falar no fato que com o método proposto foram necessários apenas 3 amortecedores, enquanto no método alternativo 2, foram utilizados 10 amortecedores, ambos os métodos totalizando a mesma força de atrito.

Para fins de ilustração, considerando apenas o valor esperado das propriedades estruturais apresentadas na Tabela 5.2, isto é, o coeficiente de variação é zero e uma excitação sísmica gerada utilizando o valor esperado e considerando o coeficiente de variação zero das variáveis apresentadas na Tabela 5.3, com exceção do PGA que foi considerado igual a 0,37g (aceleração com probabilidade de 10% de ser excedida em cinquenta anos em Cúcuta), na Figura 5.6 apresenta-se o valor esperado do deslocamento relativo entre andares antes e após a instalação do projeto robusto (ver Tabela 5.7) dos amortecedores por atrito na estrutura.

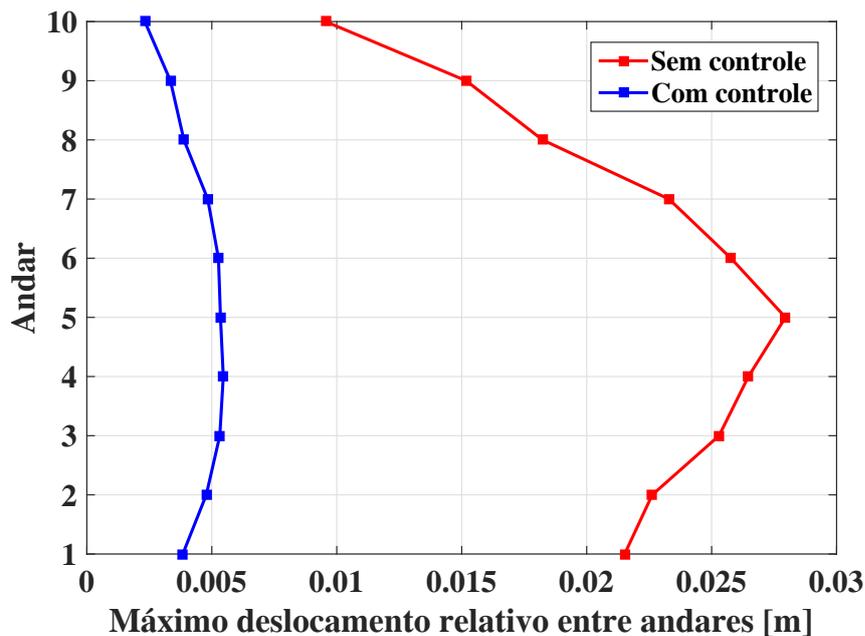


Figura 5.6 – Máximo deslocamento relativo por andar antes e após a instalação do projeto robusto de amortecedores por atrito.

A seguir, na Tabela 5.8, são apresentados os valores esperados do máximo deslocamento relativo por andar antes e após a instalação do projeto robusto, evidenciando a efetividade do conjunto de amortecedores por atrito ao alcançar uma redução variando de 75% a 83%.

Assim, como pode ser observado na Figura 5.6, o maior deslocamento relativo

Tabela 5.8 – Comparação do máximo deslocamento relativo por andar antes e após a instalação do projeto robusto.

Andar	Sem controle [m]	Com controle [m]	Redução [%]
1	0,0215	0,0038	82,16
2	0,0226	0,0047	78,87
3	0,0252	0,0053	78,96
4	0,0264	0,0054	79,37
5	0,0279	0,0053	80,87
6	0,0257	0,0052	79,56
7	0,0232	0,0048	79,23
8	0,0182	0,0038	78,70
9	0,0151	0,0033	77,97
10	0,0095	0,0023	75,72

entre andares está presente entre o quinto e quarto andar. Desta forma, visando observar o comportamento da estrutura em termos do deslocamento relativo entre o quinto e quarto andar (deslocamento relativo entre os nós 24 e 20) no domínio do tempo, a Figura 5.7 mostra a resposta estrutural ao longo da duração do sismo, observando que o máximo deslocamento relativo entre o quinto e quarto andar diminuiu de 0,0279m para 0,0054m, evidenciando uma redução de quase 81%.

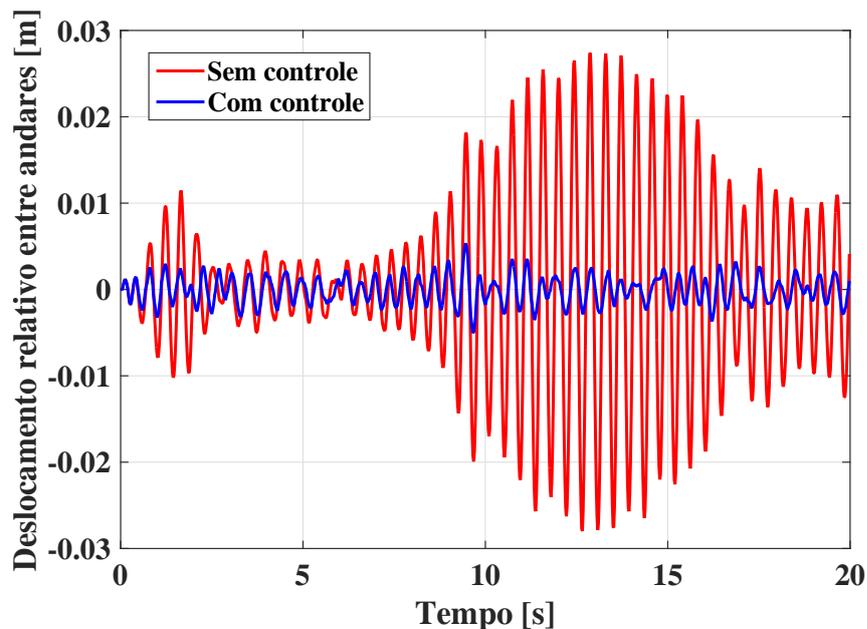


Figura 5.7 – Deslocamento relativo entre os nós 24 e 20 antes e após a instalação do projeto robusto de amortecedores por atrito.

Outro resultado importante a ser apresentado é o valor esperado do máximo deslocamento por andar, o qual é mostrado na Figura 5.8, evidenciando a redução considerável da resposta estrutural em cada andar.

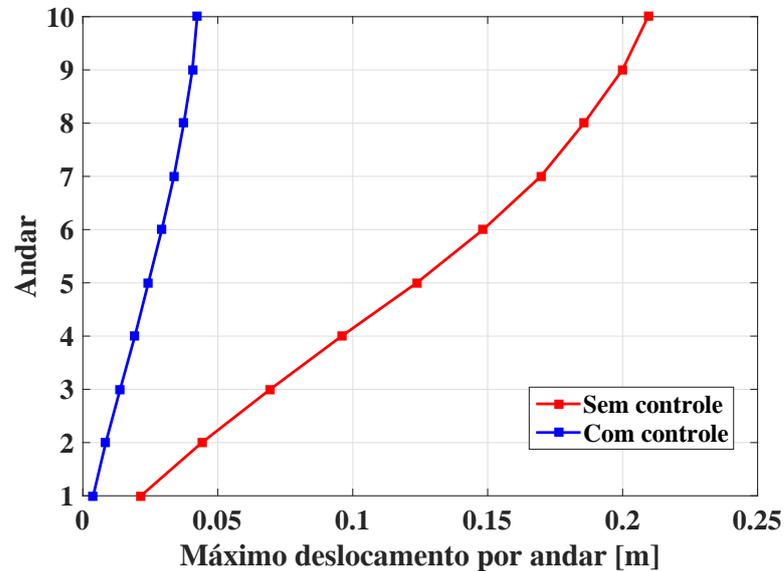


Figura 5.8 – Máximo deslocamento por andar antes e após a instalação do projeto robusto de amortecedores por atrito.

Na Tabela 5.9 são apresentados os valores esperados do máximo deslocamento por andar antes e após a instalação do projeto robusto, mostrando que o conjunto de amortecedores controla a resposta do edifício em cada andar, atingindo reduções da ordem de 80%.

Tabela 5.9 – Comparação do máximo deslocamento por andar antes e após a instalação do projeto robusto

Andar	Sem controle [m]	Com controle [m]	Redução [%]
1	0,0215	0,0038	82,32
2	0,0441	0,0084	80,95
3	0,0694	0,0138	80,11
4	0,0959	0,0192	79,98
5	0,1237	0,0242	80,44
6	0,1483	0,0292	80,31
7	0,1697	0,0337	80,14
8	0,1857	0,0374	79,86
9	0,1999	0,0406	79,69
10	0,2094	0,0424	79,75

Assim, com o objetivo de ilustrar a efetividade do sistema de controle robusto instalado na estrutura, a Figura 5.9 apresenta a resposta estrutural no domínio do tempo no nó 44 (topo do edifício), evidenciando a redução do deslocamento máximo no topo que passou de 0,2094m sem sistema de controle a 0,0424m com sistema de controle, resultando em uma redução de quase 80%.

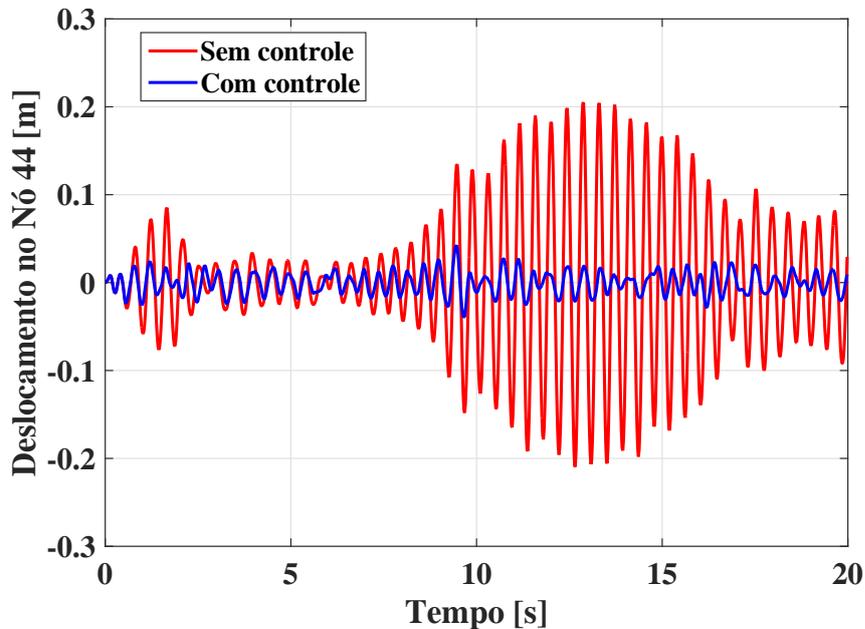


Figura 5.9 – Deslocamento no nó 44 antes e após a instalação do projeto robusto de amortecedores por atrito.

Visando mais uma vez demonstrar a efetividade do projeto robusto (projeto otimizado) dos amortecedores por atrito, uma comparação da resposta estrutural no domínio do tempo entre o projeto robusto e o método alternativo 1 (ver Tabela 5.7) em termos do deslocamento relativo entre o quinto e quarto andar (deslocamento relativo entre os nós 24 e 20) é mostrada na Figura 5.10, evidenciando que o método alternativo 1 resulta em um máximo deslocamento relativo entre os nós 24 e 20 de 0,0075m, sendo 38,89% maior que o máximo deslocamento relativo resultante pelo projeto robusto, o qual é igual a 0,0054m.

Da mesma forma, na Figura 5.11 é mostrada a comparação da resposta em termos do deslocamento no nó 44 obtida com o método alternativo 1 e com o projeto robusto (otimizado), evidenciando o melhor desempenho do projeto robusto, já que o método alternativo 1 resulta em um máximo deslocamento no nó 44 igual a 0,0576m, enquanto o

projeto robusto resulta em um máximo deslocamento no nó 44 igual a 0,0424m, isto é, o máximo deslocamento resultante pelo método alternativo 1 é 35,85% maior que o máximo deslocamento resultante pelo projeto robusto.

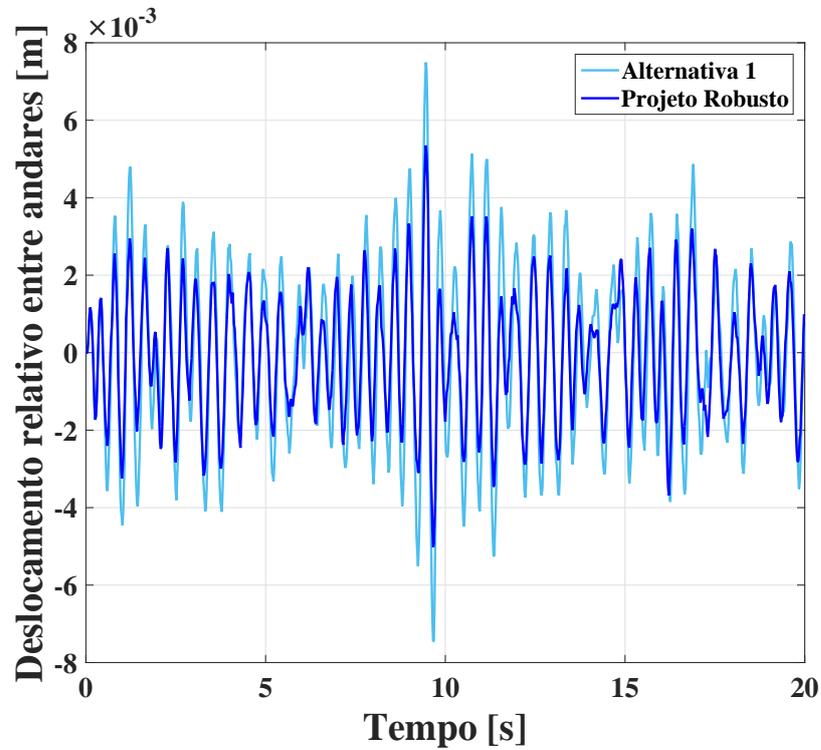


Figura 5.10 – Comparação do deslocamento relativo entre o quinto e o quarto andar pelo o método alternativo 1 e o projeto robusto de amortecedores por atrito.

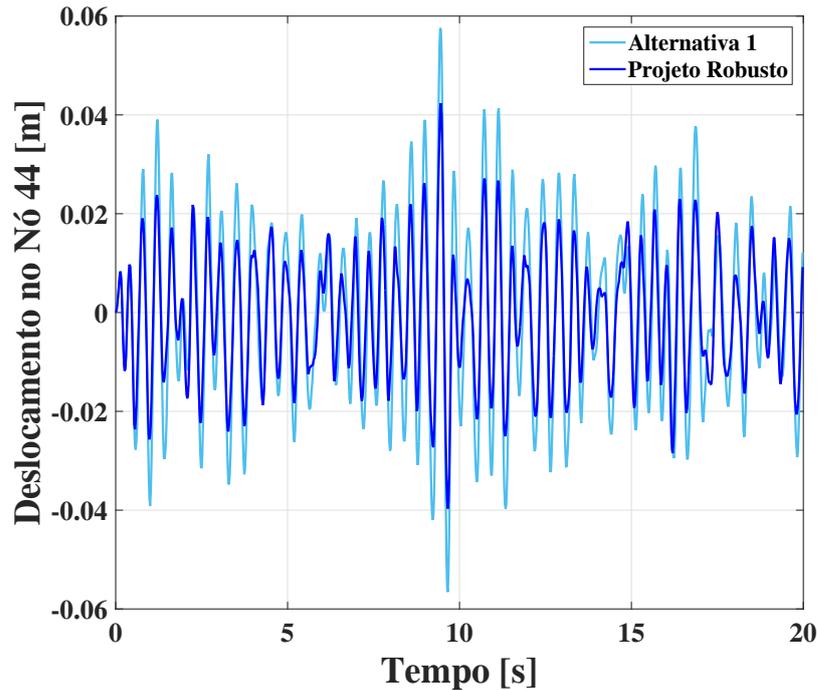


Figura 5.11 – Comparação do deslocamento no nó 44 entre o método alternativo 1 e o projeto robusto de amortecedores por atrito.

Desta forma, observando a Figura 5.10 e a Figura 5.11, é fácil perceber que o projeto robusto oferece o melhor desempenho para o controle da resposta estrutural.

5.2 Exemplo ilustrativo do projeto ótimo baseado em confiabilidade de amortecedores por atrito

A estrutura analisada nesta seção é um edifício que encontra-se em etapa de construção no bairro Ciudad Jardin na cidade de Cúcuta, Colômbia. Segundo dados da construtora, o edifício está sendo construído sobre um terreno localizado em uma esquina cujas dimensões são: 9m de largura e 20m de comprimento. O prédio terá seis andares distribuídos da seguinte forma: o andar térreo será constituído por oito vagas de estacionamento e uma loja comercial, e do primeiro ao quinto andar serão construídos dois apartamentos por andar. A estrutura é de concreto armado, três vãos, 17,1 m de altura, 7 m de largura e 16,55 m de comprimento. Na Figura 5.12 apresenta-se uma fotografia do prédio em fase de construção.

O edifício foi modelado como um pórtico espacial de elementos finitos que consiste de 108 elementos e 56 nós para um total de 336 graus de liberdade (ver Figura 5.13).

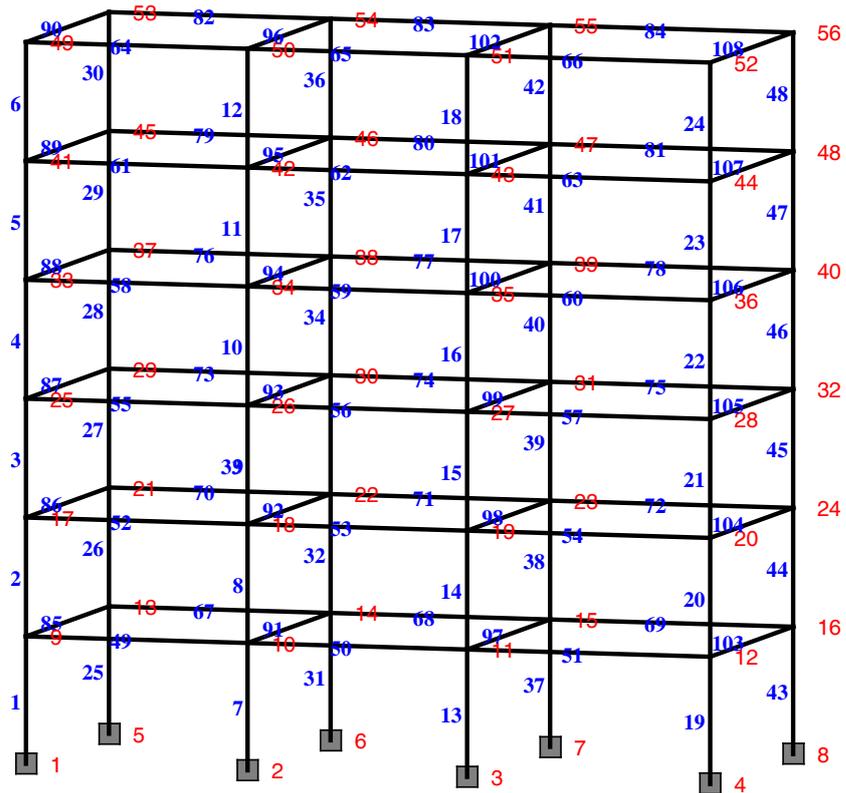


Figura 5.12 – Fotografia do edifício de seis andares em fase de construção.

O elemento finito empregado é o elemento de viga espacial de seis graus de liberdade por nó. Por motivos de uma melhor ilustração e devido ao tamanho da matriz de massa do elemento, esta foi dividida em quatro sub-matrizes de tamanho 6×6 (Equação 5.4 a Equação 5.7) que são agrupadas para formar a matriz do elemento apresentada na Equação 5.3.

$$m_e = \frac{\rho A l}{420} \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} \\ m_{21} & m_{22} \end{bmatrix} \quad (5.3)$$

$$m_{11} = \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 0 & 0 & 0 & 22l \\ 0 & 0 & 156 & 0 & -22l & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{140J}{A} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -22l & 0 & 4l^2 & 0 \\ 0 & 22l & 0 & 0 & 0 & 4l^2 \end{bmatrix} \quad (5.4)$$



$$m_{22} = \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 0 & 0 & 0 & -22l \\ 0 & 0 & 156 & 0 & 22l & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{140J}{A} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 22l & 0 & 4l^2 & 0 \\ 0 & -22l & 0 & 0 & 0 & 4l^2 \end{bmatrix} \quad (5.7)$$

Da mesma forma que na matriz de massa, a Equação 5.8 apresenta a matriz de rigidez do elemento de viga espacial cujos elementos são matrizes de tamanho 6×6 apresentados na Equação 5.9 a Equação 5.12.

$$k_e = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \quad (5.8)$$

$$k_{11} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_V}{l^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_V}{l^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_H}{l^3} & 0 & -\frac{6EI_H}{l^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{l} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_H}{l^2} & 0 & \frac{4EI_H}{l} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_V}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_V}{l} \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

$$k_{12} = \begin{bmatrix} -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_V}{l^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_V}{l^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_H}{l^3} & 0 & -\frac{6EI_H}{l^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{l} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_H}{l^2} & 0 & \frac{2EI_H}{l} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_V}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_V}{l} \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

$$k_{21} = \begin{bmatrix} -\frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_V}{l^3} & 0 & 0 & 0 & \frac{6EI_V}{l^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_H}{l^3} & 0 & \frac{6EI_H}{l^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{l} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_H}{l^2} & 0 & \frac{2EI_H}{l} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_V}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_V}{l} \end{bmatrix} \quad (5.11)$$

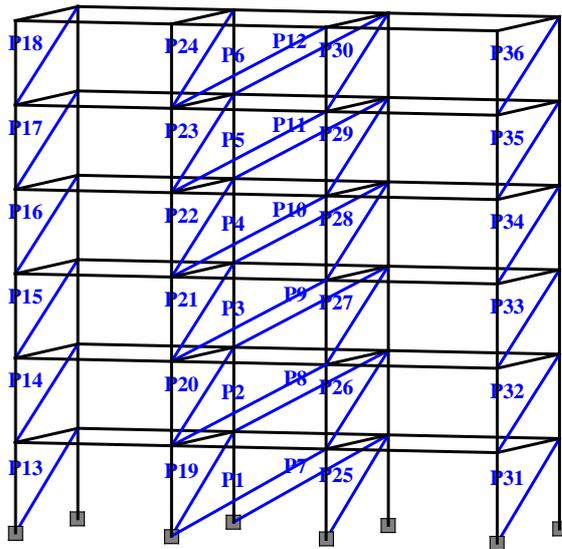
$$k_{22} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_V}{l^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_V}{l^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_H}{l^3} & 0 & \frac{6EI_H}{l^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{l} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_H}{l^2} & 0 & \frac{4EI_H}{l} & 0 \\ 0 & -\frac{6EI_V}{l^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_V}{l} \end{bmatrix} \quad (5.12)$$

onde ρ é a massa específica do concreto ($2500\text{kg}/\text{m}^3$), A é a área de seção transversal do elemento, l é o comprimento do elemento, J é o momento polar de inércia, E é o módulo de *Young* (35GPa), I_V e I_H são os momentos de inércia com relação à direção vertical e à horizontal, respectivamente e G é o módulo de cisalhamento. As propriedades geométricas dos elementos estruturais são apresentados na Tabela 5.10.

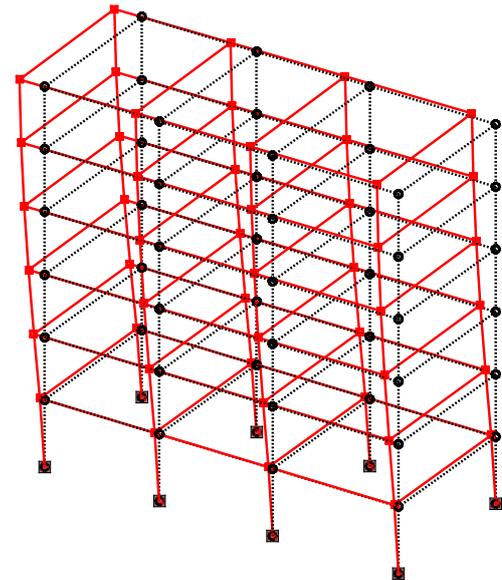
Tabela 5.10 – Propriedades geométricas do edifício de concreto armado de 6 pavimentos

Elemento	Área [m^2]	I_H [m^4]	I_V [m^4]	J [m^4]
1 a 12	0,18	54E-4	13E-4	67E-4
13 a 36	0,15	31E-4	11E-4	42E-4
37 a 42	0,12	16E-4	9E-4	25E-4
43 a 48	0,15	31E-4	11E-4	42E-4
85 a 96	0,12	9E-4	16E-4	25E-4
97 a 102	0,16	21E-4	21E-4	43E-4
103 a 108	0,12	9E-4	16E-4	25E-4
67 70 73 76 79 82	0,06	1E-4	8E-4	9E-4
49 a 66	0,12	9E-4	16E-4	25E-4
68 69 71 72 74 75 77 78 80 81 83 84	0,12	9E-4	16E-4	25E-4

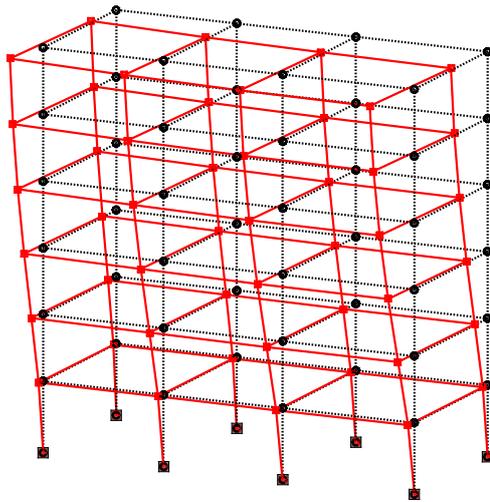
Considerando que a estrutura estudada neste caso é de concreto armado, a razão de amortecimento (ζ) para o primeiro e segundo modo de vibração foi considerada como 1% do amortecimento crítico ($\alpha = 0,1192/\text{s}$ e $\beta = 8,3908 \times 10^{-4}\text{s}$). Assim, as três primeiras frequências referentes aos três primeiros modos de vibração (apresentados na Figura 5.14b, Figura 5.14c e Figura 5.14d) são: 1,88, 1,92 e 2,25Hz.



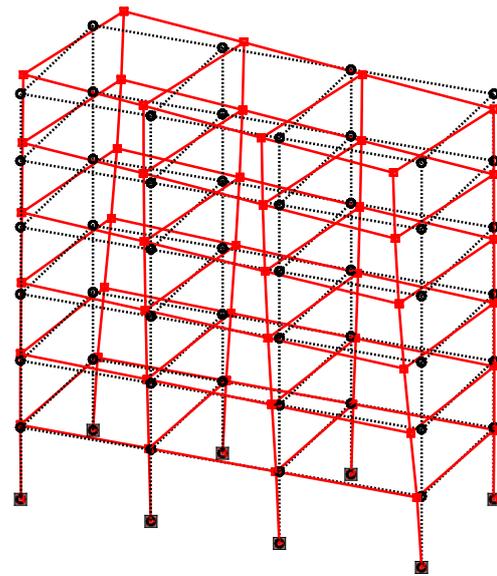
(a) 36 Possíveis locais para instalação dos amortecedores.



(b) Primeiro modo $f=1,88\text{Hz}$.



(c) Segundo modo $f=1,92\text{Hz}$.



(d) Terceiro modo $f=2,25\text{Hz}$.

Figura 5.14 – Edifício de concreto de seis andares e seus três primeiros modos de vibração.

5.2.1 Excitações sísmicas consideradas

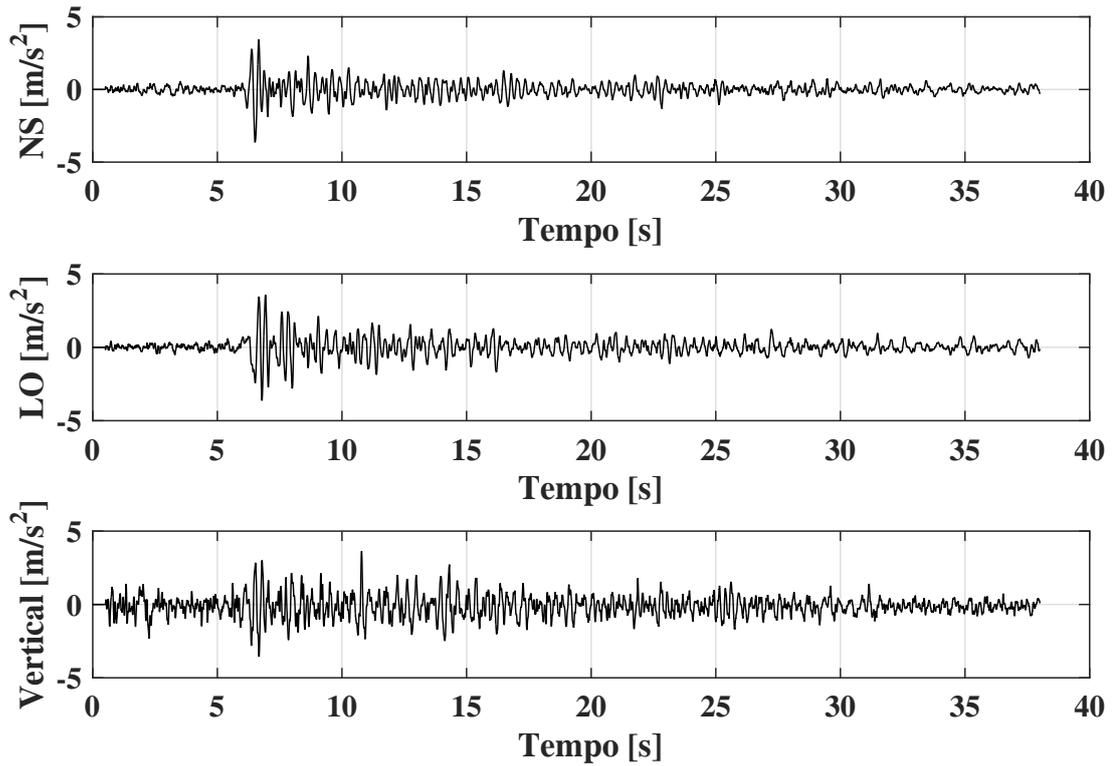
De acordo com o apresentado na Seção 4.4.2 com o objetivo de representar a incerteza no carregamento dinâmico da estrutura estudada localizada na cidade de Cúcuta, foi realizada uma busca de sismos reais dos últimos anos registrados pelas estações do

Servicio Geológico Colombiano que estão instaladas na cidade. Buscando considerar as incertezas produzidas pelos tipos de solo da cidade e da fonte sismogênica foram considerados 10 registros com suas três componentes cujos hipocentros estão localizados em diferentes regiões da Colômbia. Na Tabela 5.11 são apresentadas as características dos registros sísmicos, tais como sua magnitude local (ML) e as distâncias hipocentrais.

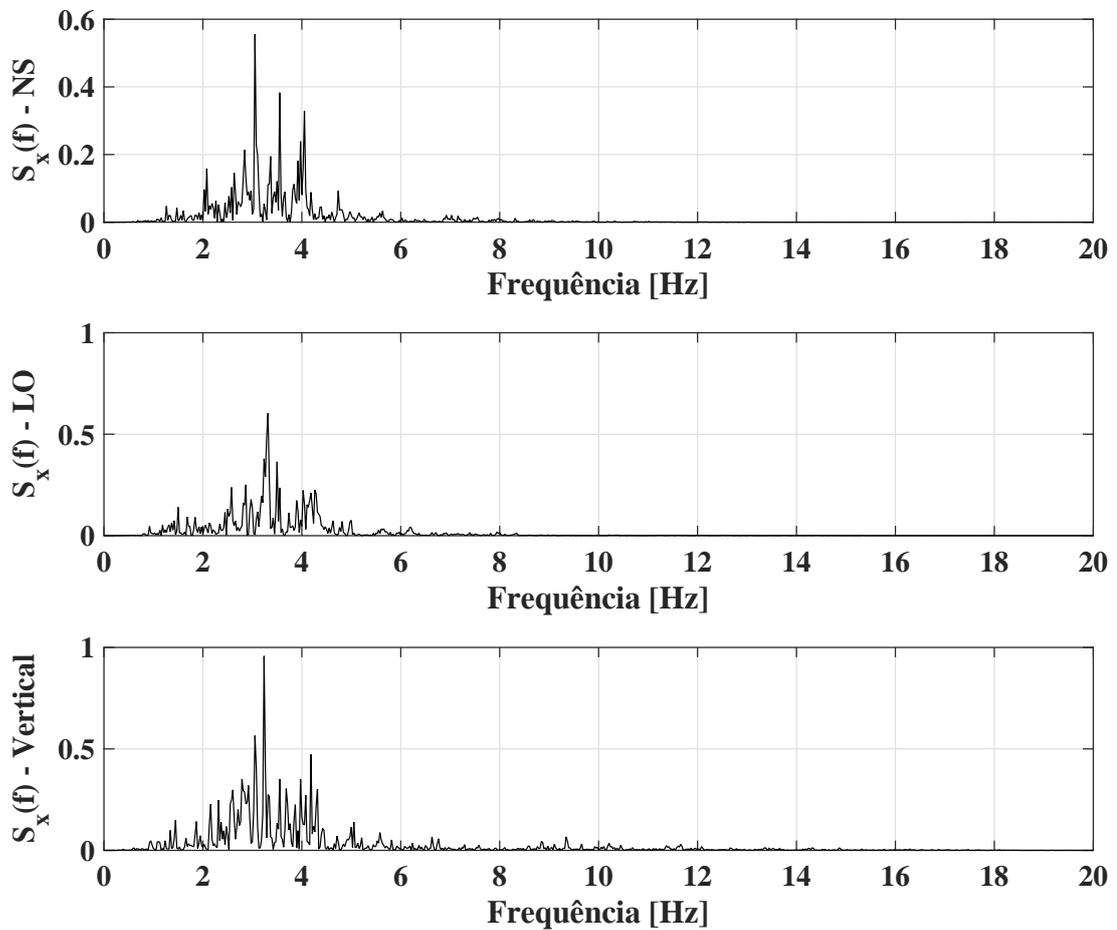
Tabela 5.11 – Registros sísmicos considerados.

Sismo (Departamento)	Estação em Cúcuta	Data	Distância Hipocentral km	Magnitude ML	Geologia
Agustín Codazzi (Cesar)	Circunvalación	18/03/1999	286,35	5,8	Rocha
Los Santos (Santander)	Santo Domingo	10/01/2006	200,79	5,1	Rocha
Los Santos (Santander)	Santo Domingo	13/10/2007	205,54	4,3	Rocha
Los Santos (Santander)	UFPS	17/02/2008	205,72	5,7	Solo
Los Santos (Santander)	Santo Domingo	28/03/2008	200,33	5,6	Rocha
Quetame (Cundinamarca)	Santo Domingo	24/05/2008	411,86	5,7	Rocha
San Alberto (Cesar)	UFPS	20/04/2009	174,42	5,1	Solo
San Alberto (Cesar)	San Domingo	20/04/2009	173,32	5,1	Rocha
Rio Negro (Santander)	UFPS	21/07/2009	180,76	4,7	Solo
Los Santos (Santander)	UFPS	10/03/2015	210,35	5,2	Solo

A seguir, na Figura 5.15a são apresentados os acelerogramas das três componentes de um dos 10 sismos considerados (sismo *Agustín Codazzi*), isto é, a componente horizontal norte-sul (NS), a componente horizontal leste-oeste (LO) e a componente vertical. Já a Figura 5.15b mostra o espectro de potência correspondente para cada componente do registro *Agustín Codazzi*. Caso o leitor queira conhecer os acelerogramas e os espectros dos demais registros sísmicos apresentados na Tabela 5.11, estes são dados no Apêndice B.



(a) Três componentes do registro sísmico.



(b) Espectro de potência de cada componente do registro sísmico.

Figura 5.15 – Registro sísmico *Agustín Codazzi*.

5.2.2 Otimização da probabilidade de falha

O projeto ótimo baseado em confiabilidade de amortecedores por atrito busca minimizar a probabilidade de falha de uma estrutura de concreto armado localizada em uma região da Colômbia com alta atividade sísmica. O objetivo da otimização é minimizar a probabilidade de falha estrutural devido à ocorrência de eventos sísmicos para um período de cinquenta anos (tempo estimado de vida útil do edifício).

Como foi apresentado na Seção 4.4.3 para determinar os parâmetros (d_{max} e z_{max}) envolvidos no critério de falha, deve-se determinar o $\vec{z}(t)$ solucionando a Equação 3.1 utilizando um passo de tempo Δt igual a $2E - 4s$. Assim, a probabilidade de falha P_f é determinada através da convolução (ver Equação 4.18) da função $P_D(PGA)$ (que descreve a fragilidade estrutural) e a função $f_{A_{max50}}(PGA)$ (que descreve a ameaça sísmica em uma região em cinquenta anos). Como já foi mencionado, a estrutura está localizada na cidade de Cúcuta e com as informações dadas na Seção 4.1.2, com os momentos estatísticos apresentados na Tabela 4.2 para $s = 200$ e sabendo que a distribuição da aceleração máxima em cinquenta anos é *Lognormal*, foi possível construir a função $f_{A_{max50}}(PGA)$ que descreve a ameaça sísmica em Cúcuta (ver Seção 4.1.2).

A Figura 5.14a mostra que existem 36 possíveis locais ($n_{pfd} = 36$) para a instalação dos amortecedores por atrito representados por os elementos azuis e cujas posições são P1, P2,..., P36, ou seja, existem 6 vãos e o objetivo é instalar um amortecedor por vão para um total máximo de 6 amortecedores ($n_{fd} = 6$). Os amortecedores são instalados entre andares vizinhos utilizando suportes com rigidez suficiente. Desta forma, as restrições são o número de possíveis locais para instalar os amortecedores ($n_{pfd} = 36$), o número máximo de dispositivos a serem instalados na estrutura ($n_{fd} = 6$) e o limite permitido para as forças de atrito de cada amortecedor: $200\text{kN} \leq F_{fn} \leq 400\text{kN}$. As posições e as forças de atrito dos amortecedores são as variáveis de projeto discretas e contínuas, respectivamente.

Para realizar a otimização utilizando o *SGA* foi considerada uma população de $n_{pop} = 30$ indivíduos, o número de iterações $it^{max} = 20$, a percentagem de it^{max} dedicada à fase global é 30% e a percentagem de n_{pop} que conforma o grupo de busca é 30%. Assim, duas simulações independentes foram executadas e os resultados são apresentados na Tabela 5.12.

A Tabela 5.12 apresenta a probabilidade de falha P_f em cinquenta anos da estru-

Tabela 5.12 – Projeto baseado em confiabilidade dos amortecedores por atrito.

Simulação	Posição \vec{P}	F_{fn} [kN]	P_f
	Sem amortecedores	Estrutura sem controle	0,4130
1	[P3 P9 P15 P22 P26 P33]	[322,558; 361,730; 366,034; 232,502; 301,972; 255,209]	0,0354
2	[P3 P9 P14 P22 P26 P33]	[375,589; 338,007; 336,850; 275,198; 326,059; 263,211]	0,0380

tura equipada com o projeto ótimo de amortecedores por atrito. Como pode ser observado, nas duas simulações independentes o projeto dos amortecedores é similar tanto em termos das forças de atrito dos amortecedores quanto para as posições dos mesmos dentro da estrutura. Observa-se apenas uma posição diferente de uma simulação para a outra (da posição P15 para a P14). A diferença entre as duas soluções ótimas em termos da posição de um amortecedor resultou em uma diminuição de 6,4% na probabilidade de falha P_f , a qual não é uma diferença tão alta, permitindo, portanto, que qualquer uma das duas soluções seja adotada, mas dando preferência a configuração de amortecedores da simulação 1. A configuração final da estrutura equipada com o projeto ótimo dos seis amortecedores por atrito nos locais ótimos é apresentada na Figura 5.16.

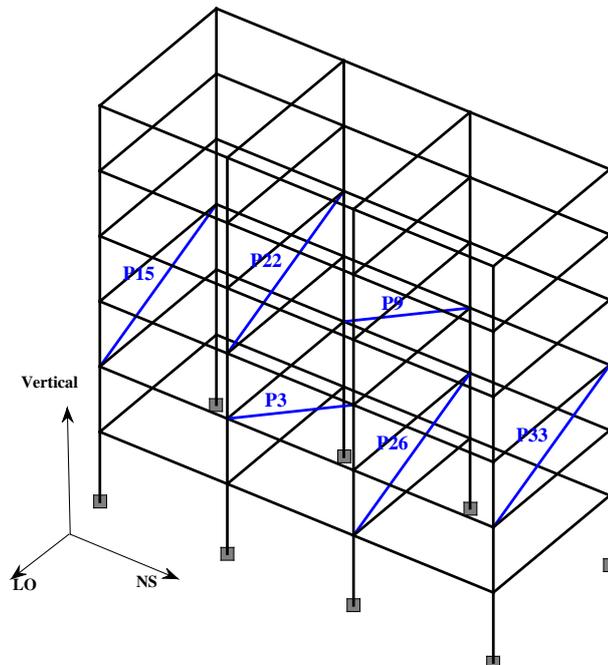


Figura 5.16 – Configuração final da estrutura equipada com o projeto ótimo dos amortecedores por atrito (Simulação 1).

Como pode ser observado na Figura 5.17, a instalação do projeto ótimo de amortecedores aumenta a resistência estrutural frente à carga sísmica causando o deslocamento da curva de fragilidade. É evidenciado que a aceleração sísmica associada à fragilidade média aumenta de 0,26g para 0,57g após a instalação dos seis amortecedores por atrito otimizados.

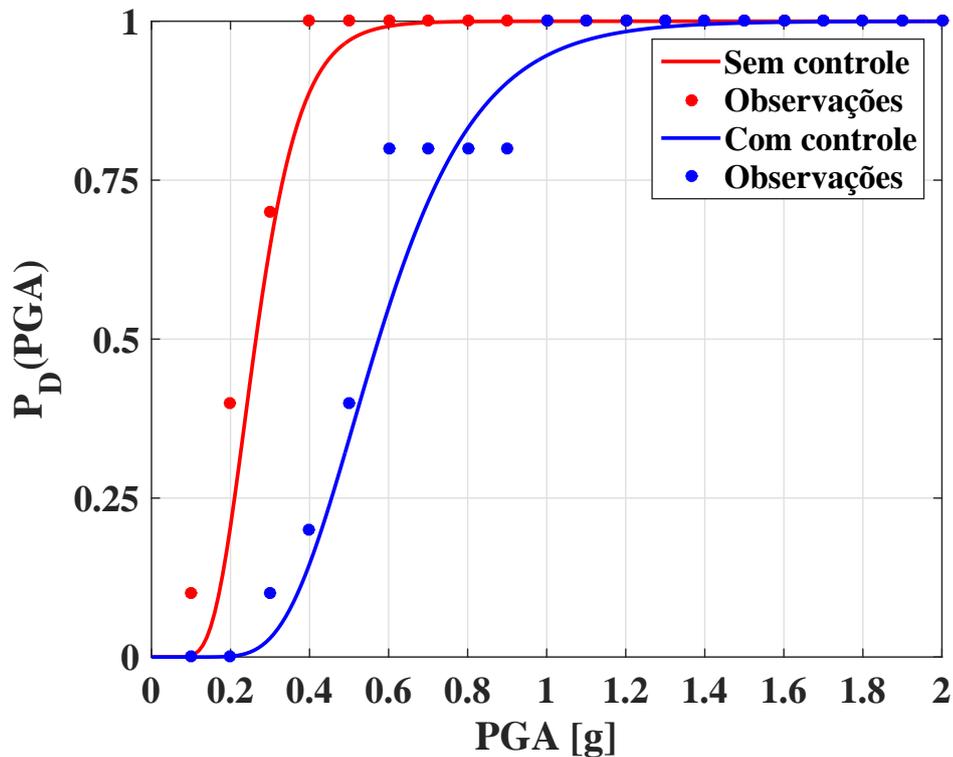


Figura 5.17 – Curvas de fragilidade da estrutura sem amortecedores (curva vermelha) e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito (curva azul) da simulação 1.

Adicionalmente, a Figura 5.18 apresenta graficamente os resultados expostos na Tabela 5.12, isto é, as funções probabilidade de falha P_f da estrutura sem sistema de controle e após a instalação do projeto ótimo dos dissipadores. Assim, é evidenciado como a probabilidade que a estrutura sem sistema de controle alcance o estado limite (área sob a curva vermelha) foi minimizada após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito (simulação 1 da Tabela 5.12) chegando ao tamanho da área hachurada em azul.

Na Tabela 5.13 é demonstrada a efetividade do projeto ótimo dos amortecedores por atrito, já que após a instalação dos dispositivos ótimo, a probabilidade que o edifício alcance o estado limite em cinquenta anos diminuiu em 91,41%.

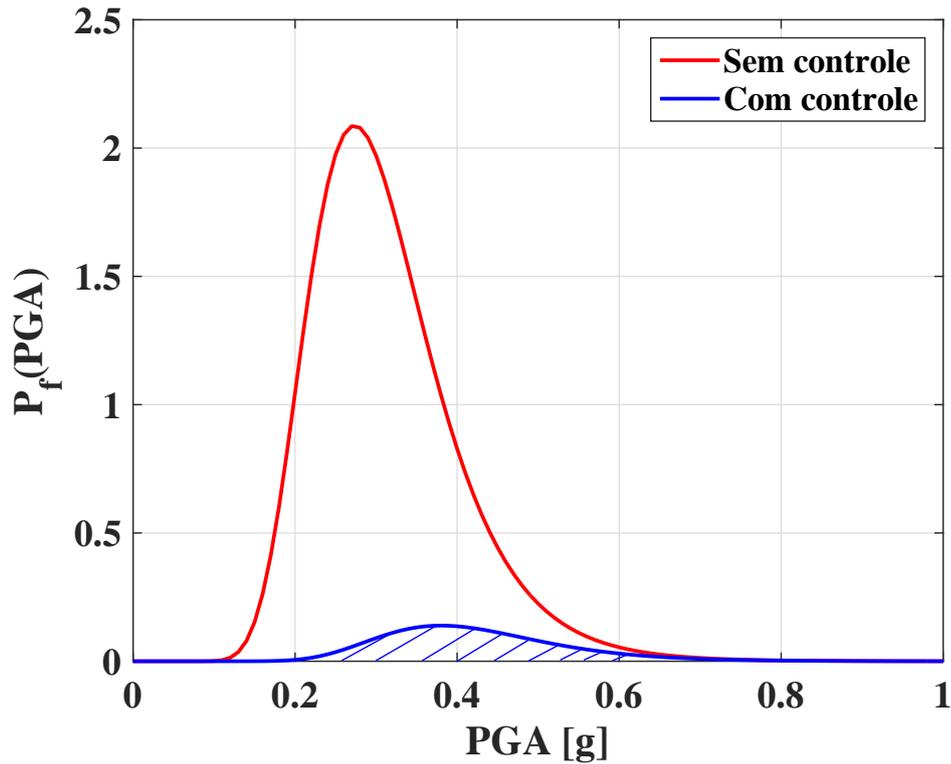


Figura 5.18 – Função probabilidade de falha P_f da estrutura sem amortecedores (curva vermelha) e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito (curva azul).

Tabela 5.13 – Comparação da probabilidade de falha P_f e a aceleração sísmica na fragilidade média.

	Sem controle	Com controle	Diferença [%]	Razão
P_f	0,4130	0,0354	91,43	11,67
Aceleração [g] na fragilidade média	0,26	0,57	-117,51	0,46

Outra forma de analisar os resultados é considerar as acelerações associadas à fragilidade média do edifício antes e após a instalação do projeto ótimo dos amortecedores. Assim, para o caso da estrutura sem controle, a aceleração associada à fragilidade média estrutural é 0,26g e a probabilidade q_0 de que haja pelo menos um evento com uma aceleração maior em cinquenta anos na cidade de Cúcuta é 0,3793. Utilizando a Equação 5.13 é possível determinar o período de retorno da aceleração associada à fragilidade média da estrutura.

$$q_0 = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{t_e} \quad (5.13)$$

onde t_e é o tempo de exposição ou tempo de vida útil da estrutura, isto é, cinquenta anos, e T_R é o período de retorno. Assim, para o caso da estrutura sem sistema de controle, a aceleração é 0,26g e seu período de retorno é 105,34 anos. Após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito, a aceleração associada à fragilidade média estrutural aumenta para 0,57g com uma probabilidade q_0 igual a 0,0055 (aproximadamente 69 vezes menor) em cinquenta anos, equivalente a um período de retorno de 9080 anos.

Para fins de ilustração, considerando o sismo *Agustín Codazzi* e o *PGA* igual a 0,37g (aceleração com probabilidade de 10% de ser excedida em cinquenta anos em Cúcuta), na Figura 5.19 e na Figura 5.20 apresenta-se o valor esperado do deslocamento máximo por andar nas componentes Norte-Sul e Leste-Oeste respectivamente, antes e após a instalação do projeto ótimo (resultados da simulação 1 apresentado na Tabela 5.12) dos amortecedores por atrito. Também são mostrados os valores do máximo deslocamento por andar nas componentes Norte-Sul e Leste-Oeste na Tabela 5.14 e Tabela 5.15 respectivamente, apresentando a redução em termos de percentagem após a instalação dos amortecedores por atrito.

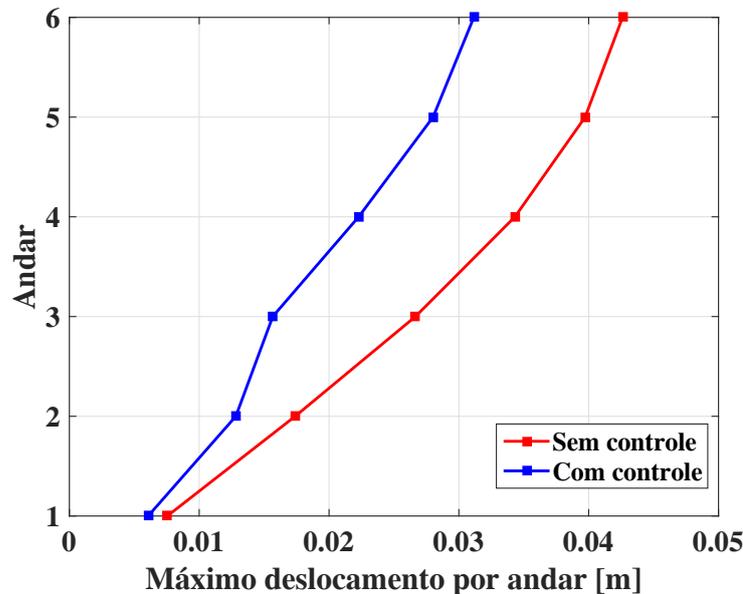


Figura 5.19 – Máximo deslocamento por andar na componente Norte-Sul antes e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito.

Tabela 5.14 – Comparação do máximo deslocamento na componente Norte-Sul por andar antes e após a instalação do projeto ótimo.

Andar	Sem controle [m]	Com controle [m]	Redução [%]
1	0,0075	0,0061	18,66
2	0,0174	0,0128	26,45
3	0,0267	0,0157	41,19
4	0,0343	0,0223	34,98
5	0,0397	0,0280	29,47
6	0,0426	0,0312	26,76

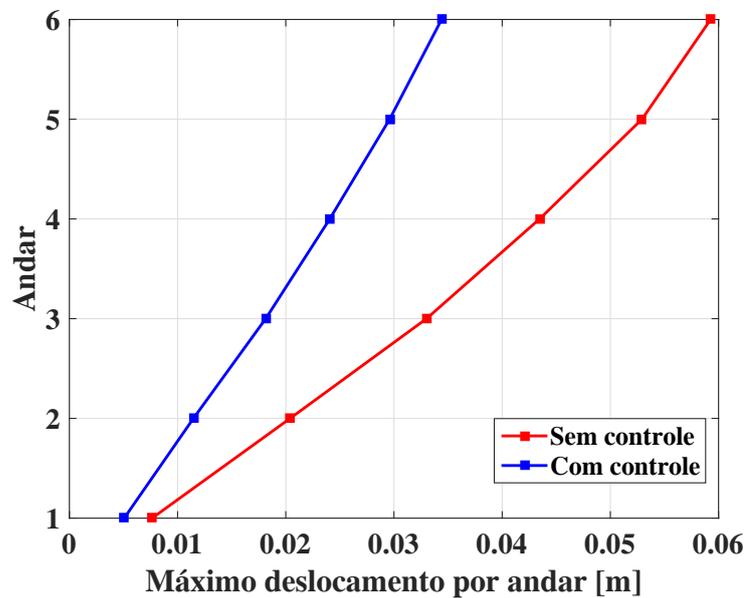


Figura 5.20 – Máximo deslocamento por andar na componente Leste-Oeste antes e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito.

Tabela 5.15 – Comparação do máximo deslocamento na componente Leste-Oeste por andar antes e após a instalação do projeto ótimo.

Andar	Sem controle [m]	Com controle [m]	Redução [%]
1	0,0076	0,0051	32,89
2	0,0204	0,0115	43,63
3	0,0330	0,0181	45,15
4	0,0435	0,0241	44,60
5	0,0529	0,0296	44,04
6	0,0593	0,0344	42,00

A seguir é apresentada a resposta estrutural em termos de deslocamento do nó 56 nas componentes Norte-Sul (Figura 5.21) e Leste-Oeste (Figura 5.22). Assim, pode ser observada uma redução de 31% no deslocamento máximo da componente Norte-Sul após a instalação do projeto ótimo dos amortecedores e uma redução de 50% no deslocamento máximo para a componente Leste-Oeste após a instalação do projeto ótimo dos dissipadores.

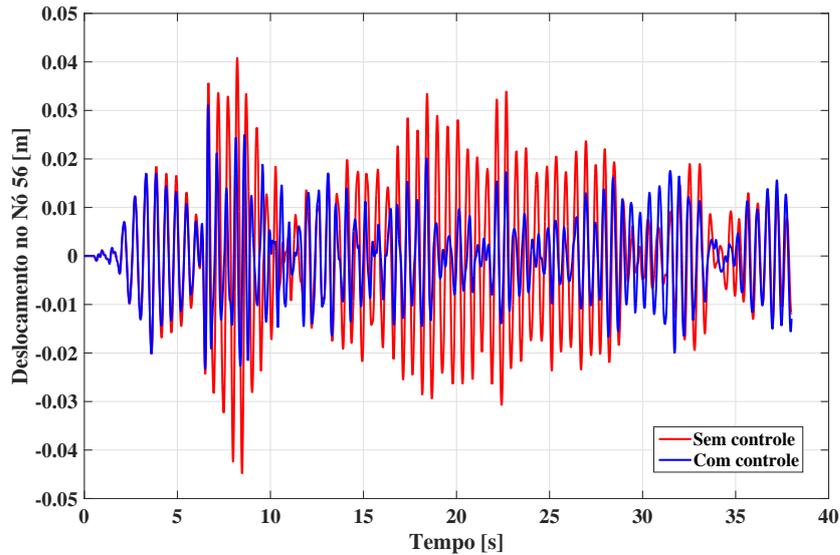


Figura 5.21 – Deslocamento no nó 56 na componente Norte-Sul antes e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito.

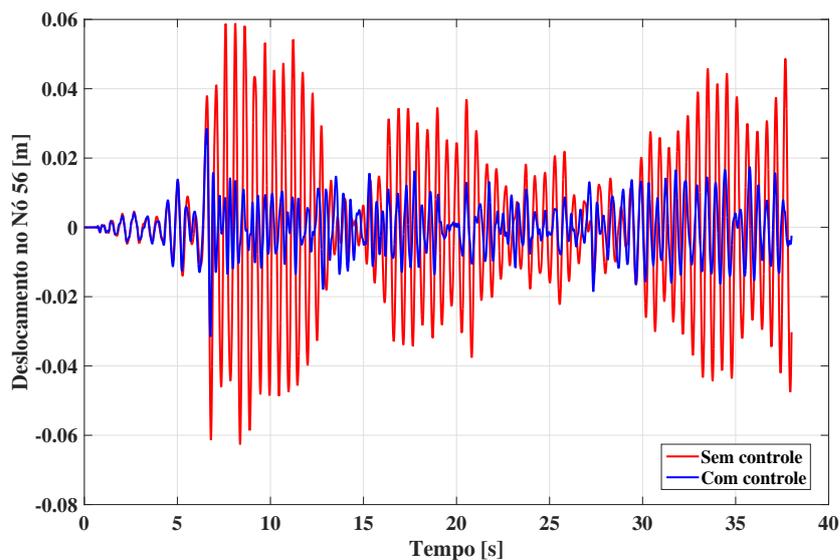


Figura 5.22 – Deslocamento no nó 56 na componente Leste-Oeste antes e após a instalação do projeto ótimo de amortecedores por atrito.

É importante destacar que esses resultados foram obtidos a partir de um processo de otimização baseado na confiabilidade buscando minimizar a probabilidade de falha (e não diretamente o deslocamento) em um período de tempo de cinquenta anos, representando a incerteza na carga dinâmica através de um conjunto de terremotos e não um único registro sísmico. Conseqüentemente, é por isso que a redução da resposta estrutural em termos de deslocamento para um único registro sísmico com um *PGA* consideravelmente alto não é tão satisfatória.

Adicionalmente, com a finalidade de demonstrar a eficácia do método proposto de outra maneira, é realizada a comparação da solução ótima obtida na simulação 1 da Tabela 5.12 com duas alternativas para a localização dos amortecedores (Tabela 5.16). A primeira alternativa consiste em localizar os amortecedores em posições diferentes dos locais ótimos (mas com as mesmas forças de atrito) e a segunda alternativa consiste na instalação de amortecedores com iguais forças de atrito em todas as posições disponíveis (uniformemente distribuídos), resultando a mesma força de atrito total em todos os casos.

Tabela 5.16 – Comparação da metodologia proposta (projeto baseado em confiabilidade) com dois métodos alternativos de instalação de amortecedores.

Método	Posição \vec{P}	$F_{fn}[kN]$	P_f
Proposto	[P3 P9 P15 P22 P26 P33]	[322,558; 361,730; 366,034; 232,502; 301,972; 255,209]	0,0354
Alternativa 1	[P4 P11 P17 P23 P27 P35]	[322,558; 361,730; 366,034; 232,502; 301,972; 255,209]	0,1328
Alternativa 2	[P1 P2 P3 P4 ... P36]	51,111 para 36 amortecedores	0,0382

Como pode ser observado na Tabela 5.16 a função objetivo P_f obtida com o método alternativo 1 é 275,14% maior do que o valor obtido com o método proposto (solução ótima baseada em confiabilidade). No caso do método alternativo 2 (a estrutura equipada com 36 dissipadores), a probabilidade de falha é 7,91% maior que o valor obtido com o método proposto.

5.2.3 Comparação das metodologias

Com a finalidade de demonstrar a eficácia da metodologia proposta para obter o projeto ótimo baseado em confiabilidade de amortecedores por atrito, é realizada uma

comparação com a metodologia apresentada na seção 5.1.3. Assim, utilizando o conjunto de sismos da seção 5.2.1 e os mesmos parâmetros do processo da otimização baseada em confiabilidade, isto é, o mesmo tamanho da população e número de iterações, é realizada a otimização robusta dos amortecedores por atrito com objetivo de minimizar o valor esperado do deslocamento relativo máximo entre andares $E[D_{max}]$.

Utilizando o projeto robusto, isto é, as posições e forças de atrito dos amortecedores, é calculada a probabilidade de falha da estrutura em cinquenta anos como foi explicado na seção 4.4.3.

A Tabela 5.17 apresenta a comparação das probabilidades de falha P_f em cinquenta anos da estrutura equipada com o projeto ótimo de amortecedores. Como pode ser observado, a probabilidade de falha obtida utilizando a metodologia de projeto ótimo baseado em confiabilidade (1) é menor que a probabilidade de falha obtida pela metodologia de projeto ótimo robusto (2).

Tabela 5.17 – Comparação das probabilidades de falha.

Metodologia	Posição \vec{P}	F_{fn} [kN]	P_f
	Sem amortecedores	Estrutura sem controle	0,4130
1	[P3 P9 P15 P22 P26 P33]	[322,558; 361,730; 366,034; 232,502; 301,972; 255,209]	0,0354
2	[P2 P8 P15 P22 P27 P33]	[305,617; 321,980; 328505; 259,256; 273,486; 258,293]	0,0495

As funções probabilidade de falha P_f da estrutura equipada com os projeto expostos na Tabela 5.17 são ilustradas na Figura 5.23. Assim, é possível evidenciar de forma gráfica a diferença das probabilidades de falha estrutural obtidas com as duas metodologias, isto é, a área sob a curva azul representa a probabilidade de falha obtida com a metodologia (1) e a área sob a curva verde representa a probabilidade de falha obtida com a metodologia (2). Desta forma, a metodologia proposta nesta seção demonstrou ser superior pela qualidade dos resultados obtidos ao conseguir uma maior redução da probabilidade de falha estrutural no período de vida útil do edifício.

Portanto, conclui-se que a metodologia proposta nesta seção é uma ferramenta eficaz para projetar amortecedores por atrito a serem instalados em edifícios localizadas em regiões com atividade sísmica garantindo o aumento da confiabilidade estrutural ao minimizar consideravelmente o risco de dano ou colapso estrutural no período de vida útil

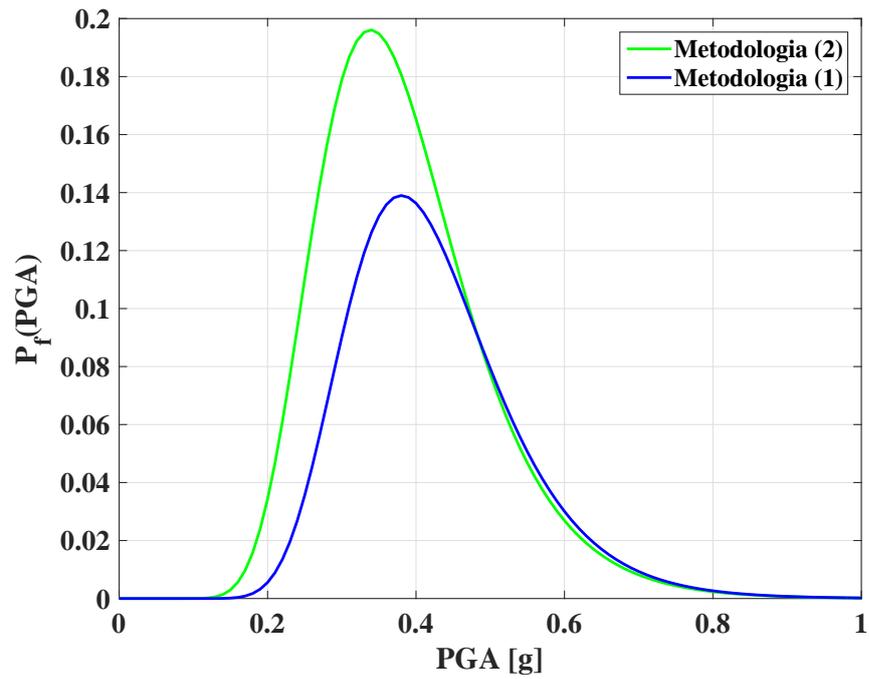


Figura 5.23 – Comparação das funções probabilidade de falha P_f da estrutura.

do edifício. Assim, a metodologia é recomendada para ser implementada pelos projetistas de amortecedores e acredita-se que pode ser utilizada para outros tipos de estruturas e também outros tipos de amortecedores.

6 CONCLUSÕES FINAIS E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sabe-se que o uso de dispositivos passivos de dissipação de energia para redução de vibrações causadas por terremotos é efetivo. No entanto, o uso ótimo desses dispositivos é uma área que precisa de mais estudos. Alguns trabalhos têm sido realizados sobre a otimização de *TMD* e de amortecedores viscosos e viscoelásticos; entretanto, estudos sobre a otimização de amortecedores por atrito, em que seus parâmetros e posições são otimizados simultaneamente, são escassos e limitados, principalmente devido às dificuldades adicionais que os sistemas com atrito apresentam.

Além da falta de estudos sobre otimização de amortecedores por atrito, os poucos trabalhos desenvolvidos consideram o problema de forma determinística. No entanto, as incertezas presentes nas propriedades estruturais e/ou na excitação dinâmica podem alterar a solução ótima. Desta forma, é importante levar em conta essas incertezas no procedimento de otimização, levando a um problema de otimização sob incerteza, por exemplo, otimização robusta e otimização baseada em confiabilidade.

Neste contexto, na presente Tese foi proposta uma metodologia para otimização simultânea de forças e posições de amortecedores por atrito, objetivando minimizar a resposta dinâmica do sistema. A metodologia desenvolvida permite levar em conta as incertezas presentes tanto nas propriedades da estrutura quanto no carregamento dinâmico. Nesta Tese o método proposto foi aplicado a edifícios submetidos a excitações sísmicas, entretanto, deve-se notar, que a metodologia desenvolvida é geral e poderia ser aplicada para outras estruturas submetidas a outros carregamentos dinâmicos.

A fim de ilustrar a metodologia de otimização sob incertezas de amortecedores por atrito proposta nesta Tese, dois exemplos de aplicação foram apresentados, sendo um deles sobre otimização robusta e o outro relacionado à otimização baseada em confiabilidade.

Para tanto, inicialmente foi realizado um estudo de ajuste de funções de distribuição de probabilidade para a aceleração máxima anual de sete cidades da Colômbia com base em informações fornecidas pela *Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes*. Concluiu-se que a função de distribuição *Lognormal* apresentou o melhor ajuste para a aceleração máxima anual nas sete cidades consideradas no estudo.

A partir da função ajustada à aceleração máxima anual, as acelerações máximas em cinquenta anos foram determinadas para as sete cidades utilizando a teoria dos valores extremos e posteriormente foi feito o ajuste das funções de distribuição de probabilidade. Tanto a função *Lognormal* quanto a função *Gumbel* forneceram um bom ajuste e, portanto, foram as adotadas neste estudo.

Posteriormente foram desenvolvidos programas computacionais para a geração de registros sísmicos artificiais unidimensionais utilizando o método de superposição de ondas harmônicas. Uma vez elaborada a rotina, esta foi refinada para considerar incertezas nos parâmetros que permitem a geração do sinal sísmico tais como a aceleração máxima do solo. Desta forma foi implementada a função distribuição de probabilidade ajustada à aceleração máxima em cinquenta anos em Cúcuta.

Na sequência foram desenvolvidas rotinas computacionais que permitem realizar simulações numéricas do comportamento dinâmico de estruturas planas e espaciais sem dissipadores e com amortecedores por atrito. Uma vez validadas as rotinas, estas foram refinadas para considerar incertezas nos parâmetros.

Deve-se ter em mente que os problemas de otimização tratados nesta Tese são complexos, em que as funções objetivo não são convexas e incluem tanto variáveis discretas quanto contínuas, portanto, devem ser resolvidos por métodos de otimização capazes de lidar com esses tipos de problemas. Assim, uma ferramenta de otimização moderna conhecida como *SGA*, foi acoplada às rotinas computacionais previamente elaboradas para possibilitar a determinação das forças e posições ótimas de amortecedores por atrito.

Desta forma pôde-se aplicar a metodologia proposta para realizar a otimização robusta do valor esperado do máximo deslocamento relativo entre andares d_{max} de um edifício de aço de 10 pavimentos e 3 vãos submetido a sismos artificiais unidirecionais considerando incertezas tanto nos parâmetros estruturais quanto nos parâmetros da excitação dinâmica. Os resultados mostraram a capacidade da metodologia desenvolvida em resolver o problema de otimização robusta, reduzindo o $E[d_{max}]$ em 78% com apenas três amortecedores por atrito. Adicionalmente, foi possível observar que o método é robusto, pois os resultados das três execuções independentes apresentaram o mesmo valor para $E[d_{max}]$. Além disso, os resultados mostraram que, além da redução dos valores médios do deslocamento relativo entre andares e do deslocamento máximo (acima de 76%), as variâncias também foram consideravelmente reduzidas (acima de 92%) em relação ao

caso sem amortecimento. Adicionalmente, o método proposto foi comparado com 2 métodos alternativos para posicionamento dos amortecedores, mostrando a superioridade da metodologia proposta em reduzir a resposta dinâmica.

Como um segundo exemplo ilustrativo, a metodologia desenvolvida foi empregada para realizar a otimização baseada em confiabilidade de amortecedores por atrito para uma estrutura real localizada na cidade de Cúcuta, Colômbia. Foi utilizado um edifício típico de concreto armado de 6 andares, atualmente em fase de construção, com o objetivo de minimizar a probabilidade de falha em cinquenta anos. A estrutura foi submetida a registros sísmicos reais que ocorreram na região andina da Colômbia, onde fica localizada a cidade de Cúcuta. Os resultados demonstraram, mais uma vez, a eficácia do método proposto, melhorando consideravelmente o comportamento dinâmico do edifício. Houve um aumento na confiabilidade estrutural ao diminuir em mais de 90% a probabilidade de que a estrutura alcance o estado limite em um período de cinquenta anos.

Portanto, pode-se concluir, que a metodologia de otimização proposta pode ser recomendada como uma ferramenta eficaz para o projeto ótimo de amortecedores por atrito. Assim, esta Tese mostrou que o projeto de amortecedores por atrito pode ser feito de forma segura e econômica.

6.1 Sugestões para Trabalho Futuros

Implementar a metodologia proposta nesta Tese para otimizar amortecedores por atrito em outros tipos de estruturas, tais como torres de transmissão de energia, passarelas ou pontes, e com outras excitações dinâmicas, tais como vento, excitação humana, etc.

Implementar a metodologia proposta nesta Tese para otimizar amortecedores por atrito considerando não-linearidades (geométrica e/ou física).

Estudar novas técnicas de integração numérica que permitam reduzir o tempo de computo assim como novas técnicas de otimização.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Anajafi, H. and Medina, R. A. Robust design of a multi-floor isolation system, **Structural Control and Health Monitoring**, vol. 25, p. 1–23, 2018.

Cardona, O., Wilches, G., García, X., Mansilla, E., Ramírez, F., and Marulanda, M. **Estudio sobre desastres ocurridos en Colombia: Estimación de pérdidas y cuantificación de costos**, 2004.

Carraro, F., Lopez, R. H., and Miguel, L. F. F. Optimum design of planar steel frames using the Search Group Algorithm, **Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering**, vol. 39(4), p. 1405–1418, 2017.

Chen, G. and Wu, J. Optimal placement of multiple tune mass dampers for seismic structures, **Journal of Structural Engineering**, vol. 127(9), p. 1054–1062, 2001.

Colombiano, S. G. **Servicio Geológico Colombiano**. Obtenido de Servicio Geológico Colombiano: <https://www2.sgc.gov.co/sismos/sismos/ultimos-sismos.html>, 2015, Acesso em: 20-07-2018.

Curadelli, R. and Riera, J. Design and testing of a lead damper for seismic applications, **Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science**, vol. 221(2), p. 159–164, 2007.

Dai, H., Huang, Z., and Wang, W. A new permanent magnetic friction damper device for passive energy dissipation, **Smart Materials and Structures**, vol. 23(10), p. 105016, 2014.

Doltsinis, I. and Kang, Z. Robust design of structures using optimization methods, **Computer methods in applied mechanics and engineering**, vol. 193(23-26), p. 2221–2237, 2004.

García, L. E. Desarrollo de la normativa sismo resistente colombiana en los 30 años desde su primera expedición, **Revista de Ingeniería**, vol. 41, p. 71–77, 2015.

Goldberg, D. E. and Holland, J. H. Genetic algorithms and machine learning, **Machine learning**, vol. 3(2), p. 95–99, 1988.

Gonçalves, M. S., Lopez, R. H., and Miguel, L. F. F. Search group algorithm: a new metaheuristic method for the optimization of truss structures, **Computers & Structures**, vol. 153, p. 165–184, 2015.

Hadi, M. N. and Arfiadi, Y. Optimum design of absorber for MDOF structures, **Journal of Structural Engineering**, vol. 124(11), p. 1272–1280, 1998.

Huntington, D. and Lyrintzis, C. Improvements to and limitations of Latin hypercube sampling, **Probabilistic Engineering Mechanics**, vol. 13(4), p. 245–253, 1998.

Jia, G., Gidaris, I., Taflanidis, A. A., and Mavroeidis, G. P. Reliability-based assessment/design of floor isolation systems, **Engineering Structures**, vol. 78, p. 41–56, 2014.

Kanai, K. An empirical formula for the spectrum of strong earthquake motions, **Bulletin Earthquake Research Institute University of Tokyo**, vol. 39, p. 85–95, 1961.

Kiris, S. S. and Boduroglu, M. H. Earthquake parameters affecting the performance of an RC frame with friction damper, **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, vol. 55, p. 148–160, 2013.

Lavan, O. and Amir, O. Simultaneous topology and sizing optimization of viscous dampers in seismic retrofitting of 3D irregular frame structures, **Earthquake Engineering & Structural Dynamics**, vol. 43(9), p. 1325–1342, 2014.

Li, G. and Li, H.-N. Experimental study and application of metallic yielding–friction damper, **Journal of Earthquake and Tsunami**, vol. 7(03), p. 1–13, 2013.

Marano, G. C., Greco, R., and Sgobba, S. A comparison between different robust optimum design approaches: application to tuned mass dampers, **Probabilistic Engineering Mechanics**, vol. 25(1), p. 108–118, 2010a.

Marano, G. C. and Quaranta, G. Robust optimum criteria for tuned mass dampers in fuzzy environments, **Applied Soft Computing**, vol. 9(4), p. 1232–1243, 2009.

Marano, G. C., Quaranta, G., and Sgobba, S. Fuzzy-entropy based robust optimization criteria for tuned mass dampers, **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, vol. 9(2), p. 285–294, 2010b.

Marano, G. C., Sgobba, S., Greco, R., and Mezzina, M. Robust optimum design of tuned mass dampers devices in random vibrations mitigation, **Journal of Sound and Vibration**, vol. 313(3-5), p. 472–492, 2008.

Martínez, C. A. and Curadelli, O. Testing and performance of a new friction damper for seismic vibration control, **Journal of Sound and Vibration**, vol. 399, p. 60–74, 2017.

MATLAB[®]. **version 8.0.0.783 (R2012b)**. The MathWorks Inc., Natick, Massachusetts, 2012.

McKay, M. D., Beckman, R. J., and Conover, W. J. Comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code, **Technometrics**, vol. 21(2), p. 239–245, 1979.

Miguel, L. F. F. **Estudo teórico e experimental de amortecedores de vibração por atrito**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2002.

Miguel, L. F. F., Miguel, L. F. F., and Lopez, R. H. Robust design optimization of friction dampers for structural response control, **Structural Control and Health Monitoring**, vol. 21(9), p. 1240–1251, 2014.

Miguel, L. F. F., Miguel, L. F. F., and Lopez, R. H. Failure probability minimization of buildings through passive friction dampers, **The structural design of tall and special buildings**, vol. 25(17), p. 869–885, 2016.

Miguel, L. F. F. and Riera, J. D. Controle de vibrações de estruturas utilizando amortecedores por atrito., **Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil**, vol. 8(1), 2008.

Min, K.-W., Seong, J.-Y., and Kim, J. Simple design procedure of a friction damper for reducing seismic responses of a single-story structure, **Engineering Structures**, vol. 32(11), p. 3539–3547, 2010.

Mirtaheri, M., Zandi, A. P., Samadi, S. S., and Samani, H. R. Numerical and experimental study of hysteretic behavior of cylindrical friction dampers, **Engineering Structures**, vol. 33(12), p. 3647–3656, 2011.

Mishra, S. K., Roy, B. K., and Chakraborty, S. Reliability-based-design-optimization of base isolated buildings considering stochastic system parameters subjected to random earthquakes, **International Journal of Mechanical Sciences**, vol. 75, p. 123–133, 2013.

Monir, H. S. and Zeynali, K. A modified friction damper for diagonal bracing of structures, **Journal of Constructional Steel Research**, vol. 87, p. 17–30, 2013.

Mostaghel, N. and Davis, T. Representations of Coulomb friction for dynamic analysis, **Earthquake engineering & structural dynamics**, vol. 26(5), p. 541–548, 1997.

Mrabet, E., Guedri, M., Ichchou, M., and Ghanmi, S. Stochastic structural and reliability based optimization of tuned mass damper, **Mechanical Systems and Signal Processing**, vol. 60, p. 437–451, 2015.

Mualla, I. H. and Belev, B. Performance of steel frames with a new friction damper device under earthquake excitation, **Engineering Structures**, vol. 24(3), p. 365–371, 2002.

Ng, C.-L. and Xu, Y.-L. Seismic response control of a building complex utilizing passive friction damper: experimental investigation, **Earthquake engineering & structural dynamics**, vol. 35(6), p. 657–677, 2006.

Ontiveros-Pérez, S. **Otimização Simultânea de posições e forças de amortecedores de vibração por atrito para controle de vibrações de estruturas**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014.

Ontiveros-Pérez, S. P., Miguel, L. F. F., and Miguel, L. F. F. A New Assessment in the Simultaneous Optimization of Friction Dampers in Plane and Spatial Civil Structures, **Mathematical Problems in Engineering**, vol. 2017, 2017a.

Ontiveros-Pérez, S. P., Miguel, L. F. F., and Miguel, L. F. F. Optimization of location and forces of friction dampers, **REM-International Engineering Journal**, vol. 70(3), p. 273–279, 2017b.

Ontiveros-Pérez, S. P., Miguel, L. F. F., and Miguel, L. F. F. Robust Simultaneous Optimization of Friction Damper for the Passive Vibration Control in a Colombian Building, **Procedia Engineering**, vol. 199, p. 1743–1748, 2017c.

Ordaz, M., Martinelli, F., D'Amico, V., and Meletti, C. CRISIS2008: A flexible tool to perform probabilistic seismic hazard assessment, **Seismological Research Letters**, vol. 84(3), p. 495–504, 2013.

Pall, A. **Performance-based design using pall friction dampers-an economical design solution**. In *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada*, volume 71, 2004.

Pall, A., Vezina, S., Proulx, P., and Pall, R. Friction-dampers for seismic control of Canadian space agency headquarters, **Earthquake Spectra**, vol. 9(3), p. 547–557, 1993.

Pall, A. S. **Limited slip bolted joints: a device to control the seismic response of large panel structures**. PhD thesis, Concordia University, 1979.

Pall, A. S. and Pall, R. **Friction-dampers for seismic control of buildings—a Canadian experience**. In *Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico*, 1996.

Pimiento, J., Salas, A., and Ruiz, D. Desempeño sísmico de un pórtico con disipadores de energía pasivos de placas ranuradas de acero Seismic performance of frames with passive energy dissipation steel slit plates, **Revista Ingeniería de Construcción**, vol. 29(3), p. 283–298, 2014.

Rakicevic, Z. T., Bogdanovic, A., Jurukovski, D., and Nawrotzki, P. Effectiveness of tune mass damper in the reduction of the seismic response of the structure, **Bulletin of Earthquake Engineering**, vol. 10(3), p. 1049–1073, 2012.

Rao, S. S. **Mechanical vibrations**. volume 4. Prentice Hall Upper Saddle River, 2011.

Roy, B. K., Chakraborty, S., and Mihsra, S. K. Robust optimum design of base isolation system in seismic vibration control of structures under uncertain bounded system parameters, **Journal of Vibration and Control**, vol. 20(5), p. 786–800, 2014.

Salgado, M. A., Bernal, G. A., Yamín, L. E., and Cardona, O. D. Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10, **Revista de Ingeniería**, vol. 1(32), p. 28–37, 2010.

Sanati, M., Khadem, S., Mirzabagheri, S., Sanati, H., and Khosravieh, M. Performance evaluation of a novel rotational damper for structural reinforcement steel frames subjected to lateral excitations, **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, vol. 13(1), p. 75–84, 2014.

Schuëller, G. I. and Jensen, H. A. Computational methods in optimization considering uncertainties—an overview, **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**, vol. 198(1), p. 2–13, 2008.

Shinozuka, M. and Jan, C.-M. Digital simulation of random processes and its applications, **Journal of sound and vibration**, vol. 25(1), p. 111–128, 1972.

Soong, T. T. and Dargush, G. F. **Passive energy dissipation systems in structural engineering**. Wiley, 1997.

Taflanidis, A. A. and Beck, J. L. Life-cycle cost optimal design of passive dissipative devices, **Structural Safety**, vol. 31(6), p. 508–522, 2009.

Tajimi, H. **A statistical method of determining the maximum response of a building structure during an earthquake.** In *Proc. 2nd World Conf. Earthq. Eng.*, pages 781–797, 1960.

Vaseghi, A. J. and Esmaeiltabar, N. P. Response Modification Factor of Chevron Braced Frame with Pall Friction Damper, **International Journal of Engineering**, vol. 26(2), 2013.

Venanzi, I. Robust optimal design of tuned mass dampers for tall buildings with uncertain parameters, **Structural and Multidisciplinary Optimization**, vol. 51(1), p. 239–250, 2015.

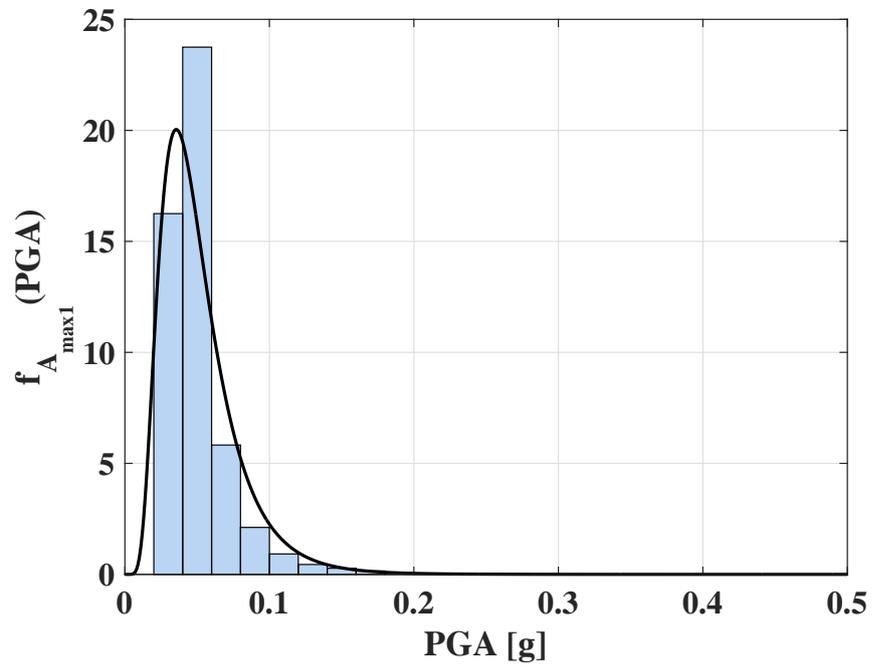
Wyss, G. D. and Jorgensen, K. H. **A users guide to LHS: Sandias Latin hypercube sampling software**, 1998.

Yu, H., Gillot, F., and Ichchou, M. Reliability based robust design optimization for tuned mass damper in passive vibration control of deterministic/uncertain structures, **Journal of Sound and Vibration**, vol. 332(9), p. 2222–2238, 2013.

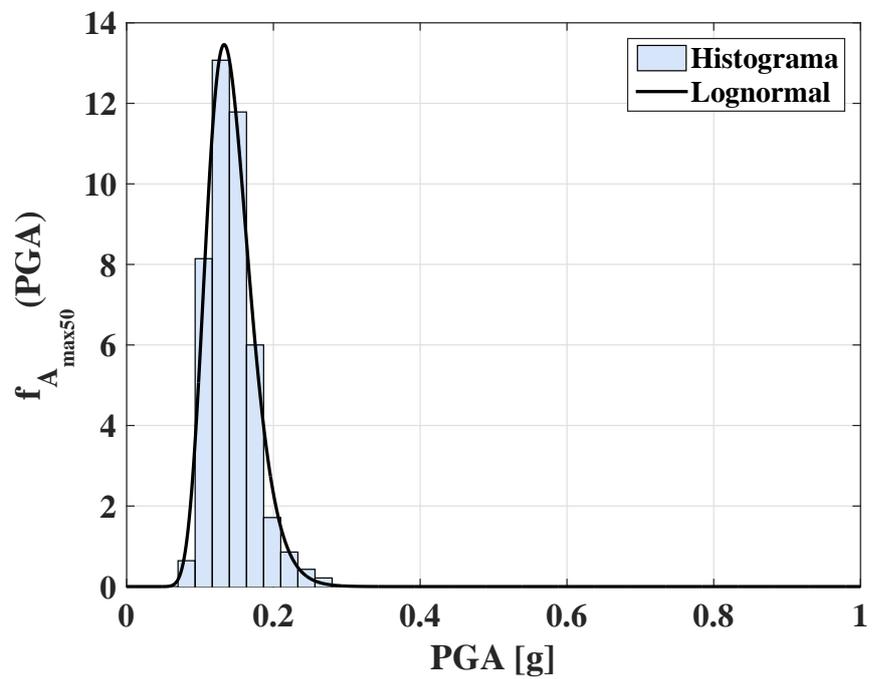
Zang, C., Friswell, M., and Mottershead, J. A review of robust optimal design and its application in dynamics, **Computers & structures**, vol. 83(4-5), p. 315–326, 2005.

APÊNDICE A – Funções ajustadas à máxima aceleração anual e em cinquenta anos

No Apêndice A estão os diagramas de frequência da aceleração máxima anual e da aceleração máxima em cinquenta anos para seis cidades da Colômbia localizadas na região andina em zonas intermediárias e de alto risco sísmico. Assim, é apresentada a função *Lognormal* ajustada aos histogramas, demonstrando um bom ajuste.

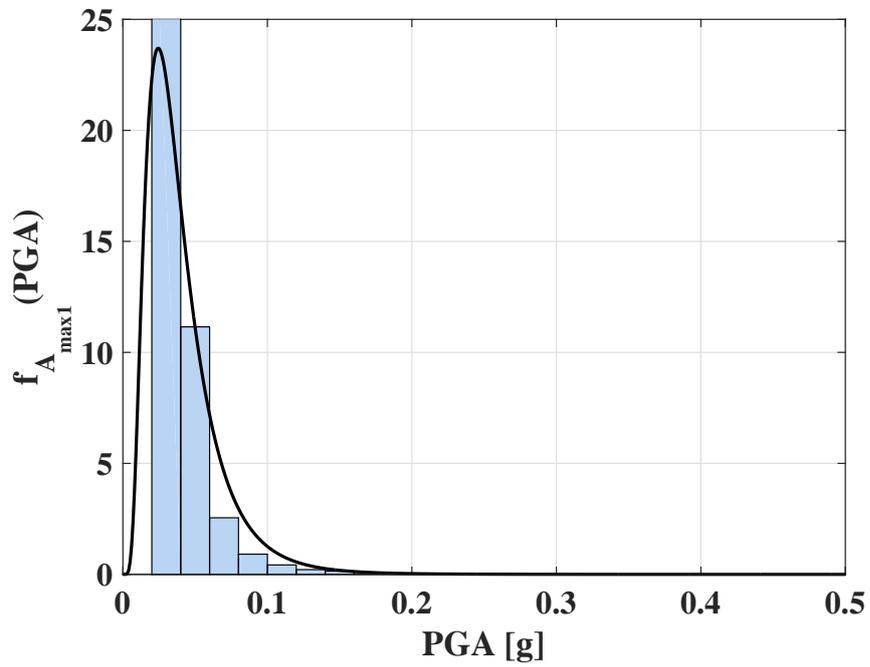


(a) Máxima aceleração anual.

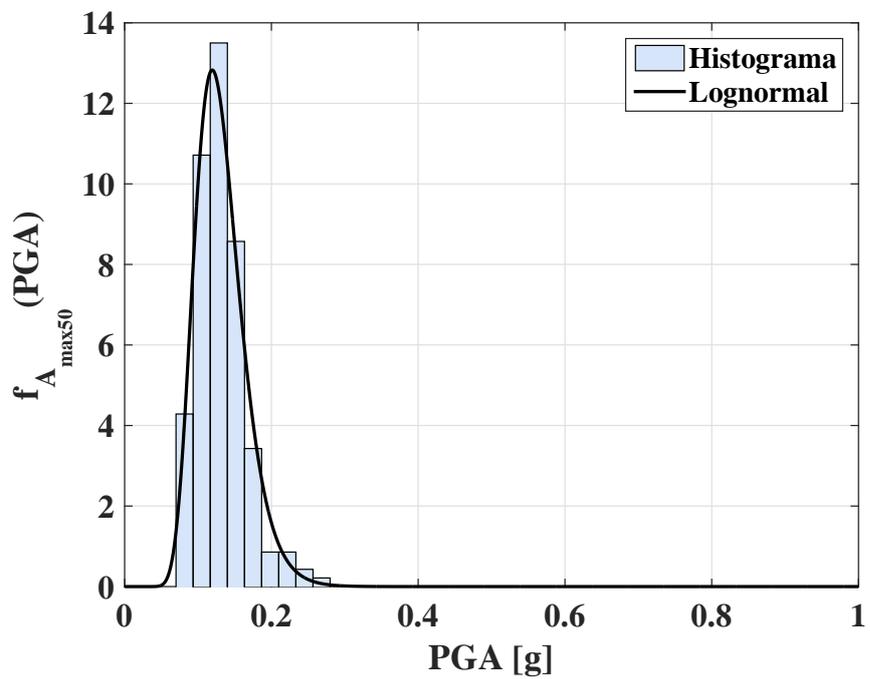


(b) Máxima aceleração em cinquenta anos.

Figura A.1 – Função densidade de probabilidade *Lognormal* ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de *Armenia*.

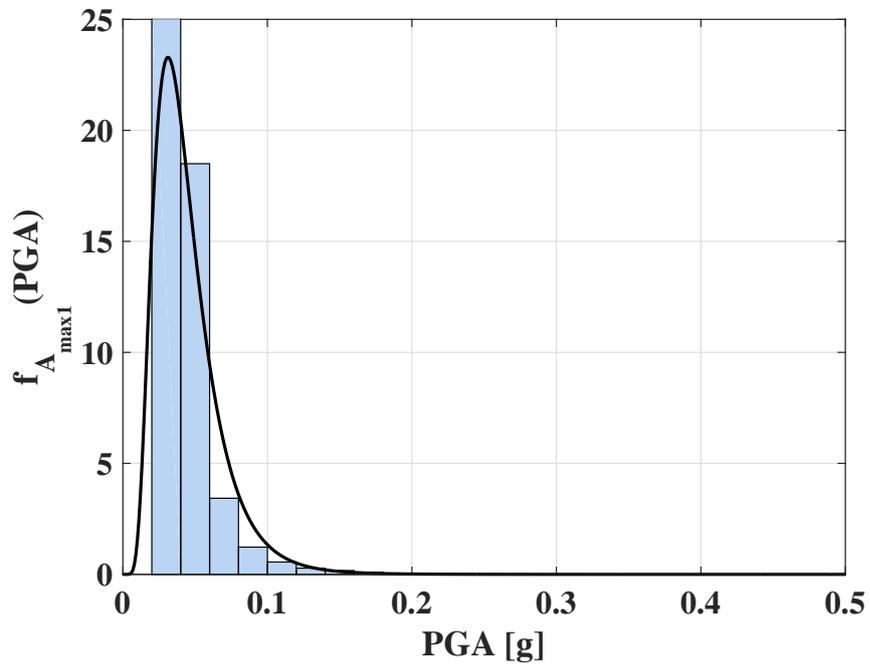


(a) Máxima aceleração anual.

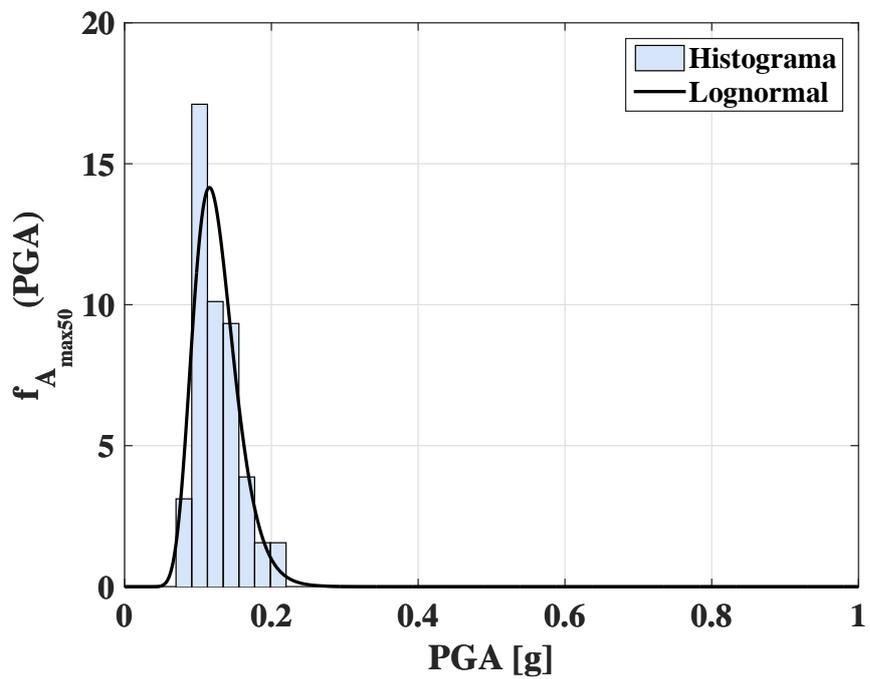


(b) Máxima aceleração em cinquenta anos.

Figura A.2 – Função densidade de probabilidade *Lognormal* ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de *Bogotá*.

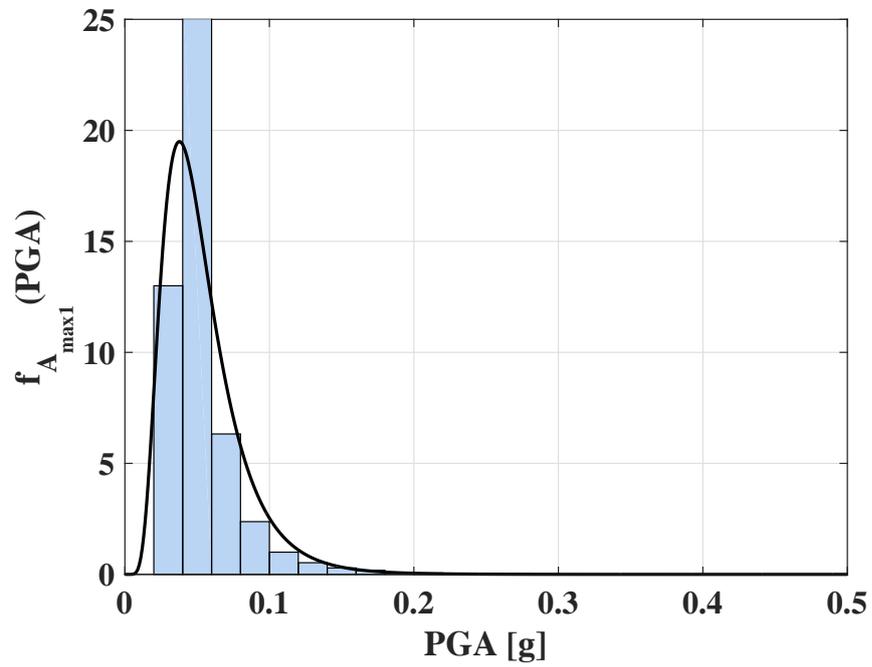


(a) Máxima aceleração anual.

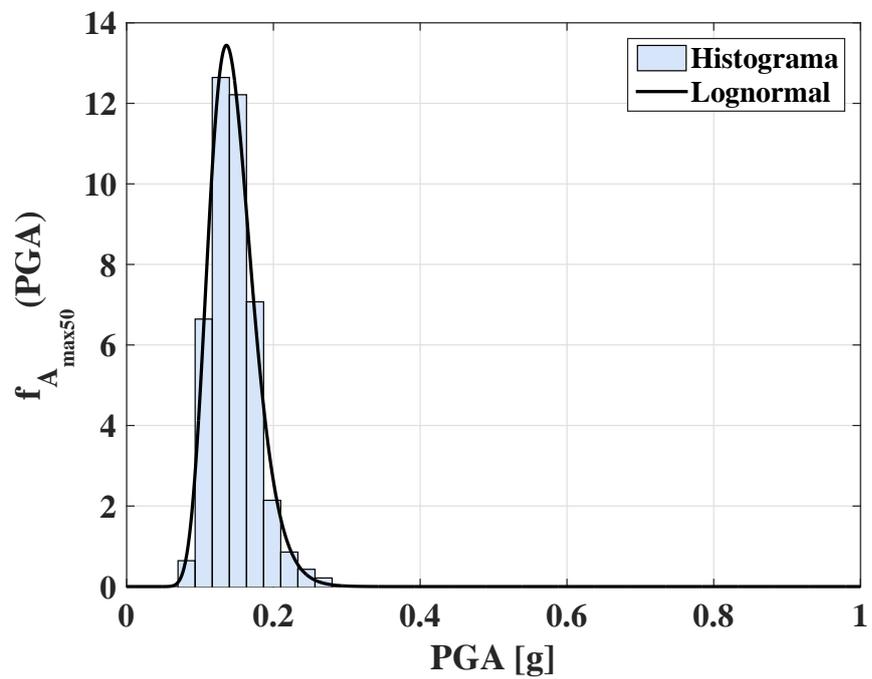


(b) Máxima aceleração em cinquenta anos.

Figura A.3 – Função densidade de probabilidade *Lognormal* ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de *Bucaramanga*.

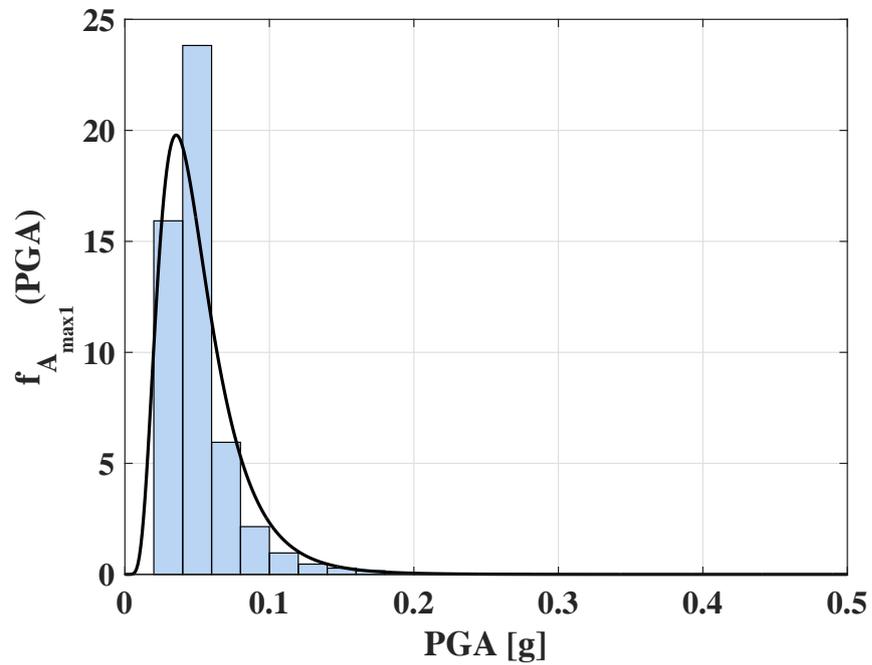


(a) Máxima aceleração anual.

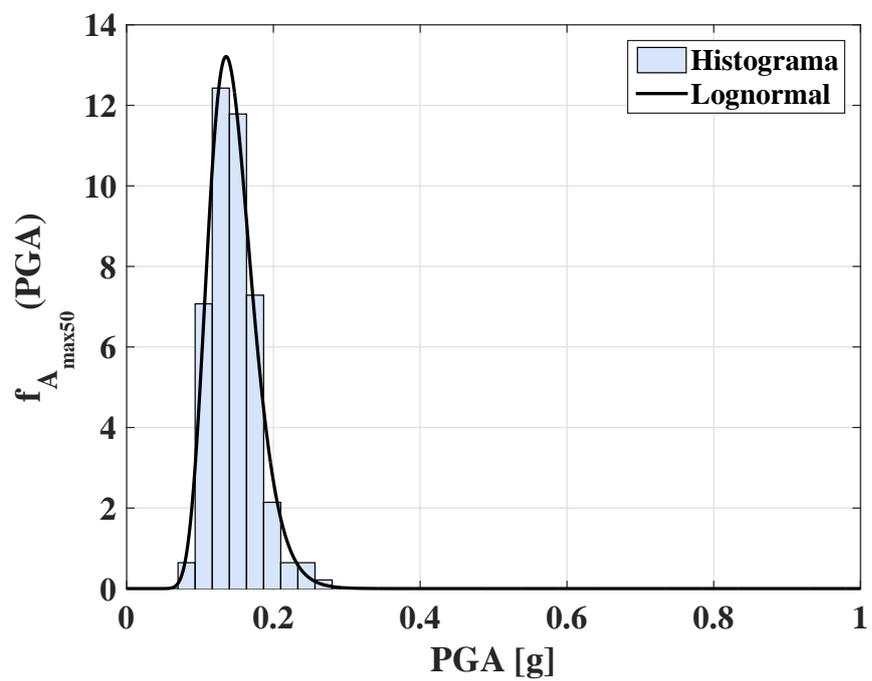


(b) Máxima aceleração em cinquenta anos.

Figura A.4 – Função densidade de probabilidade *Lognormal* ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de *Cali*.

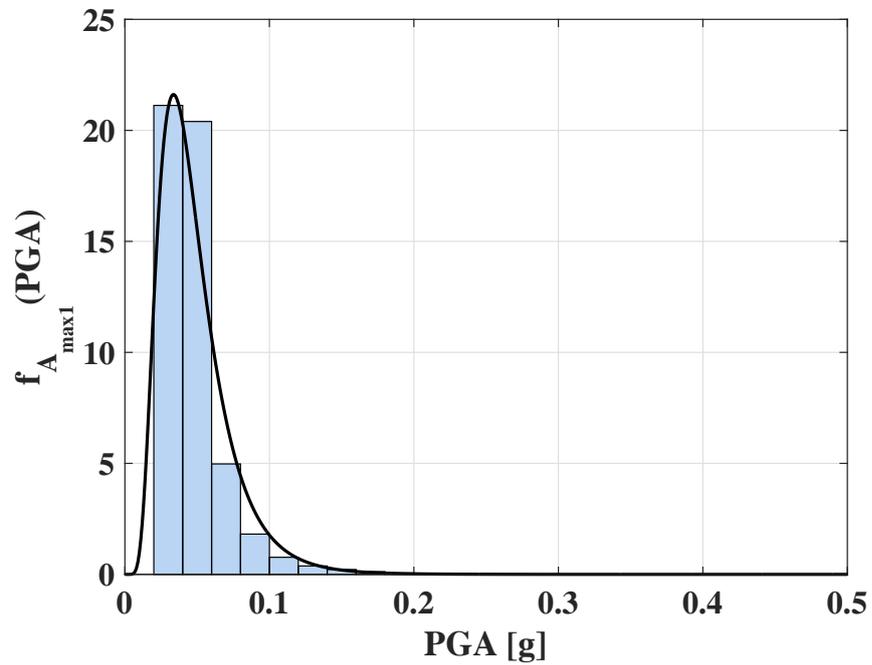


(a) Máxima aceleração anual.

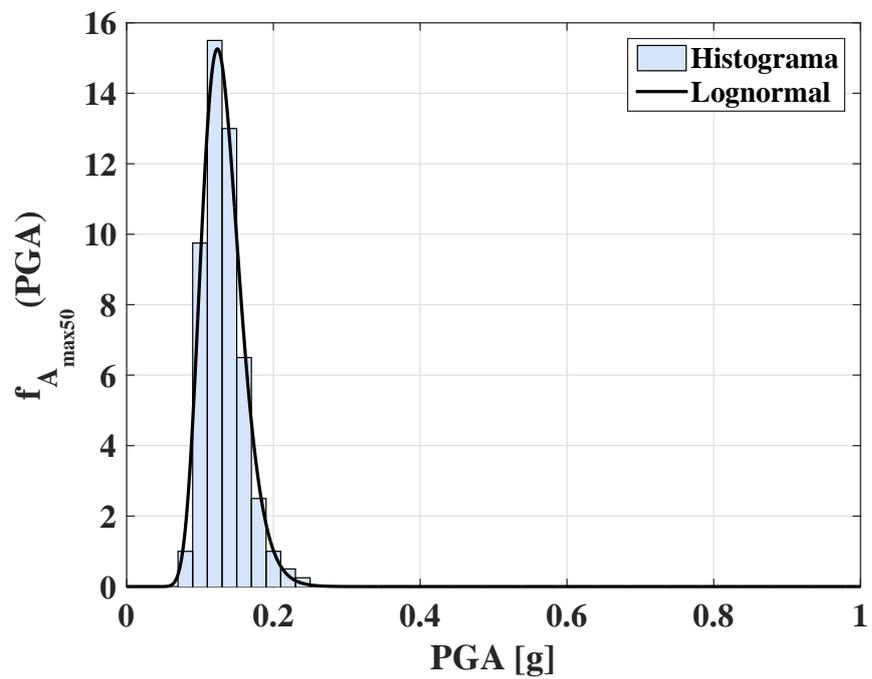


(b) Máxima aceleração em cinquenta anos.

Figura A.5 – Função densidade de probabilidade *Lognormal* ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de *Manizales*.



(a) Máxima aceleração anual.

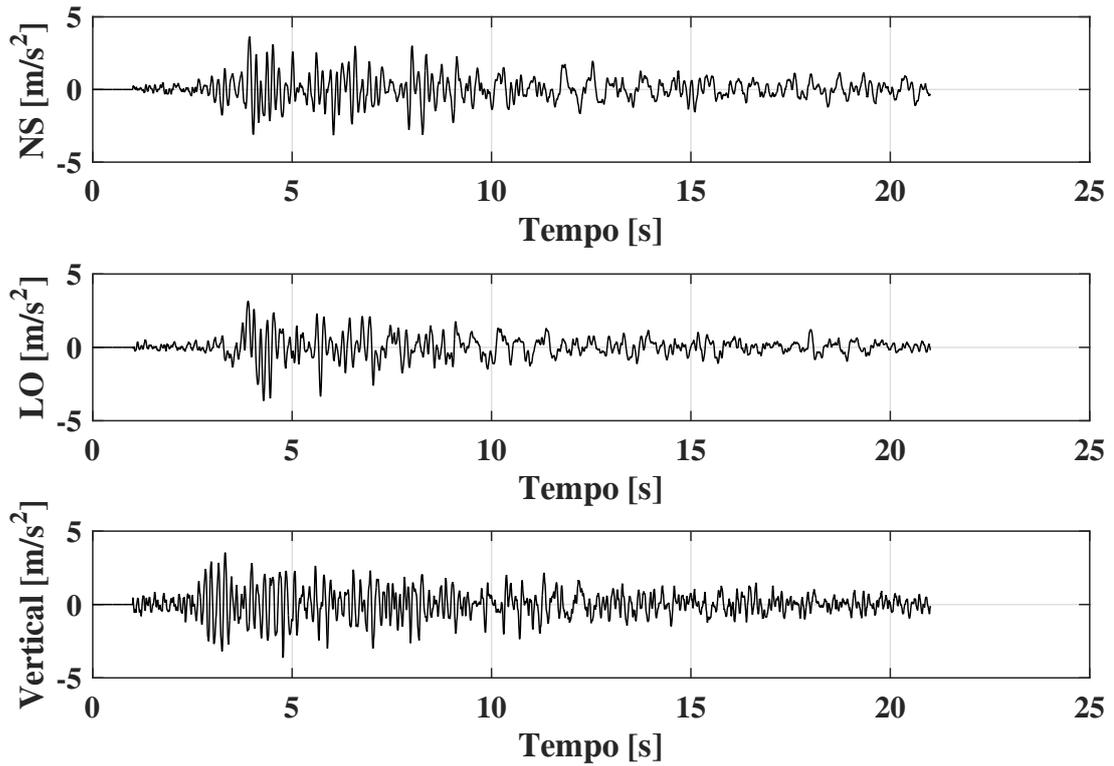


(b) Máxima aceleração em cinquenta anos.

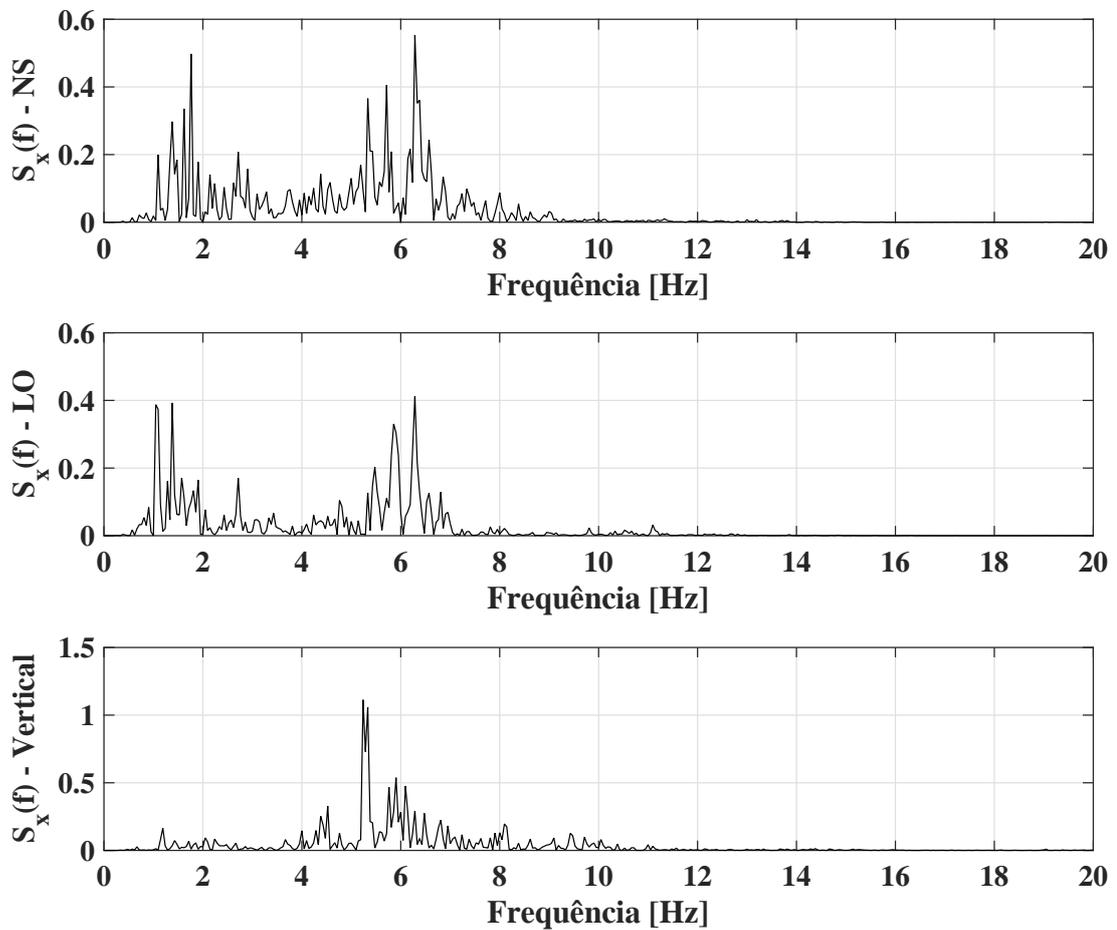
Figura A.6 – Função densidade de probabilidade *Lognormal* ajusta à aceleração máxima anual e aceleração máxima em cinquenta anos na cidade de *Medellín*.

APÊNDICE B – Acelerogramas dos registros sísmicos implementados

No Apêndice B estão os acelerogramas dos registros sísmicos apresentados na Seção 5.2.1, implementados para o caso de estudo de otimização baseada em confiabilidade exposto na Seção 5.2. Assim, a seguir são ilustrados os acelerogramas das três componentes juntamente com os respectivos espectros de potência.

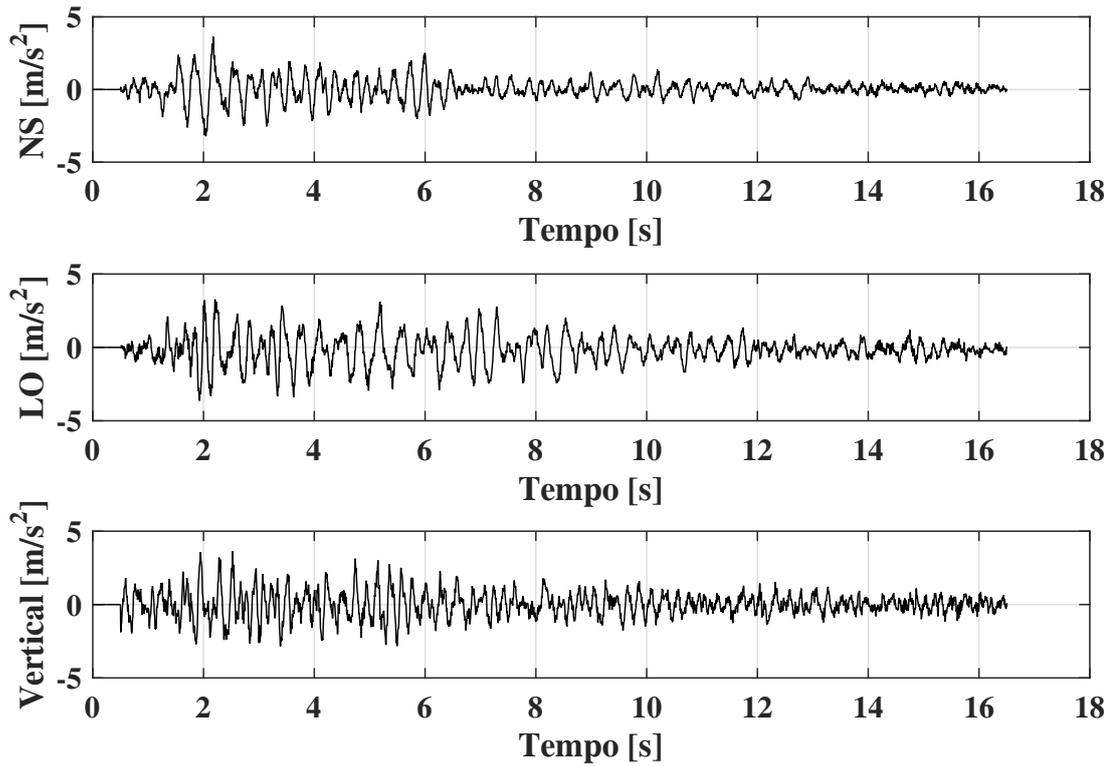


(a) Três componentes do registro sísmico.

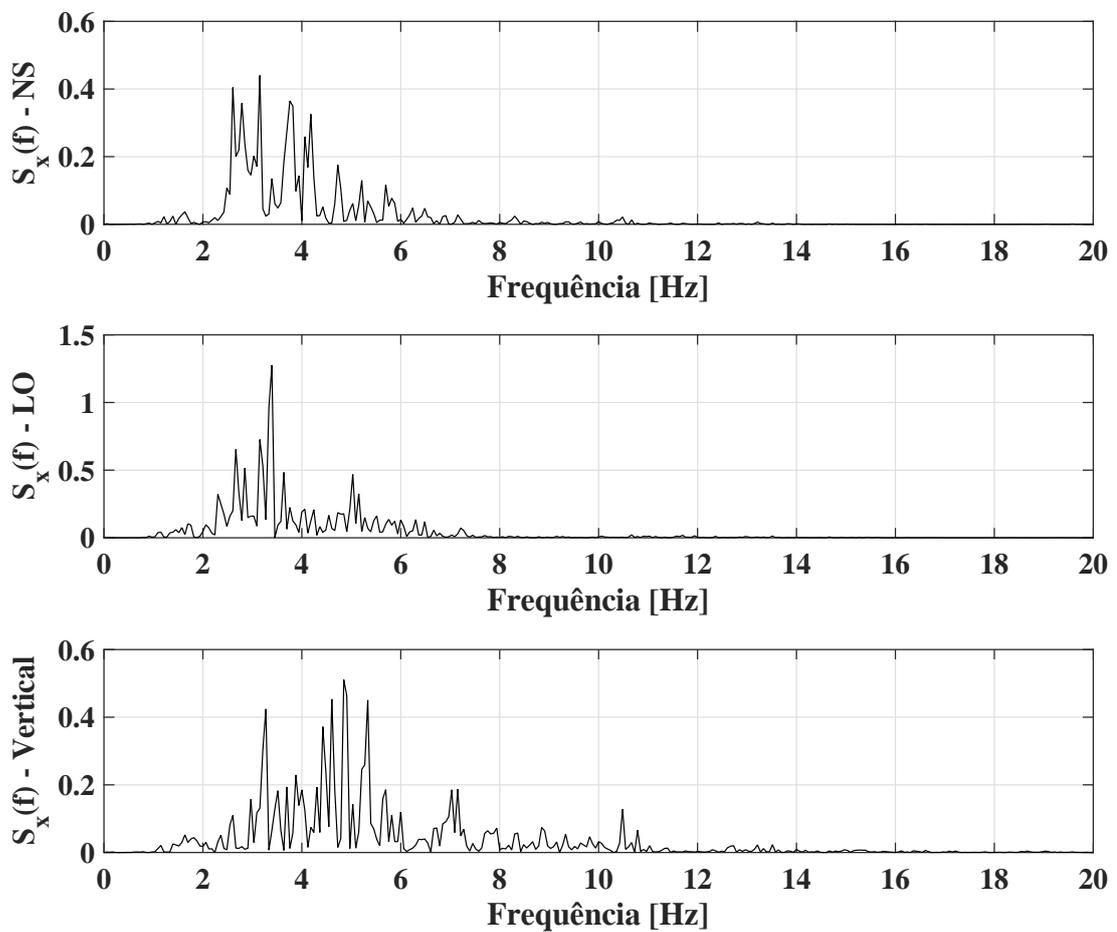


(b) Espectro de potência de cada componente do registro sísmico.

Figura B.1 – Registro sísmico *Los Santos 10/01/2006*.

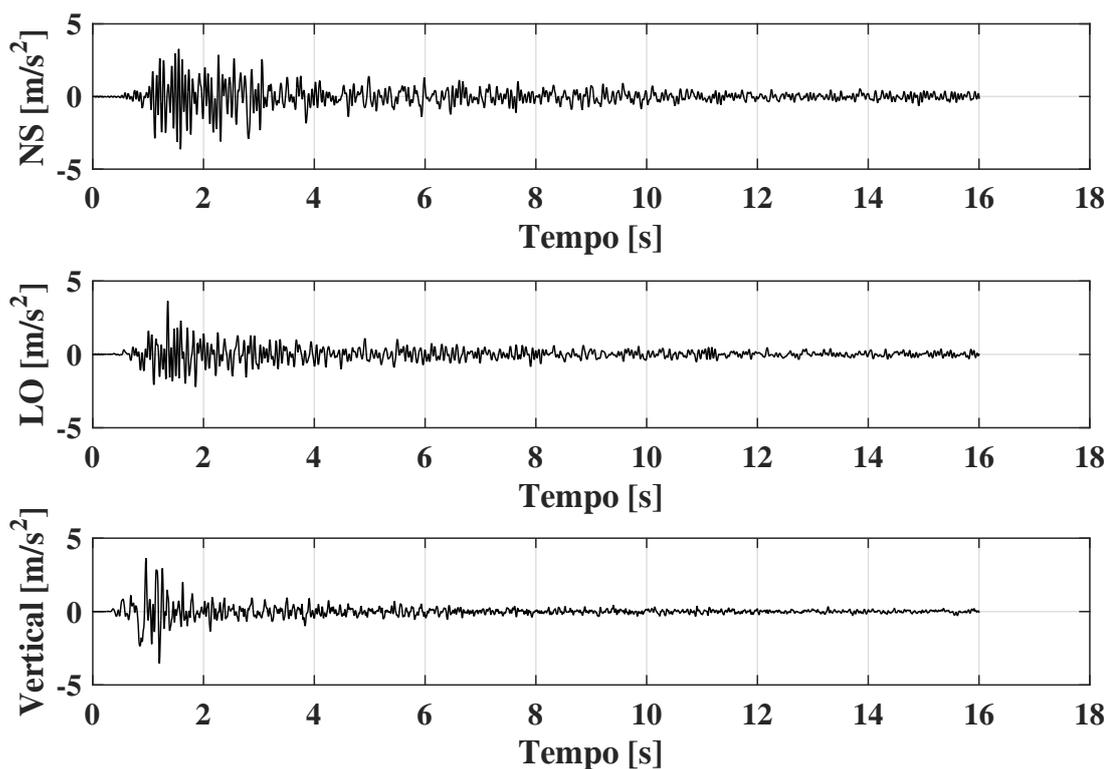


(a) Três componentes do registro sísmico.

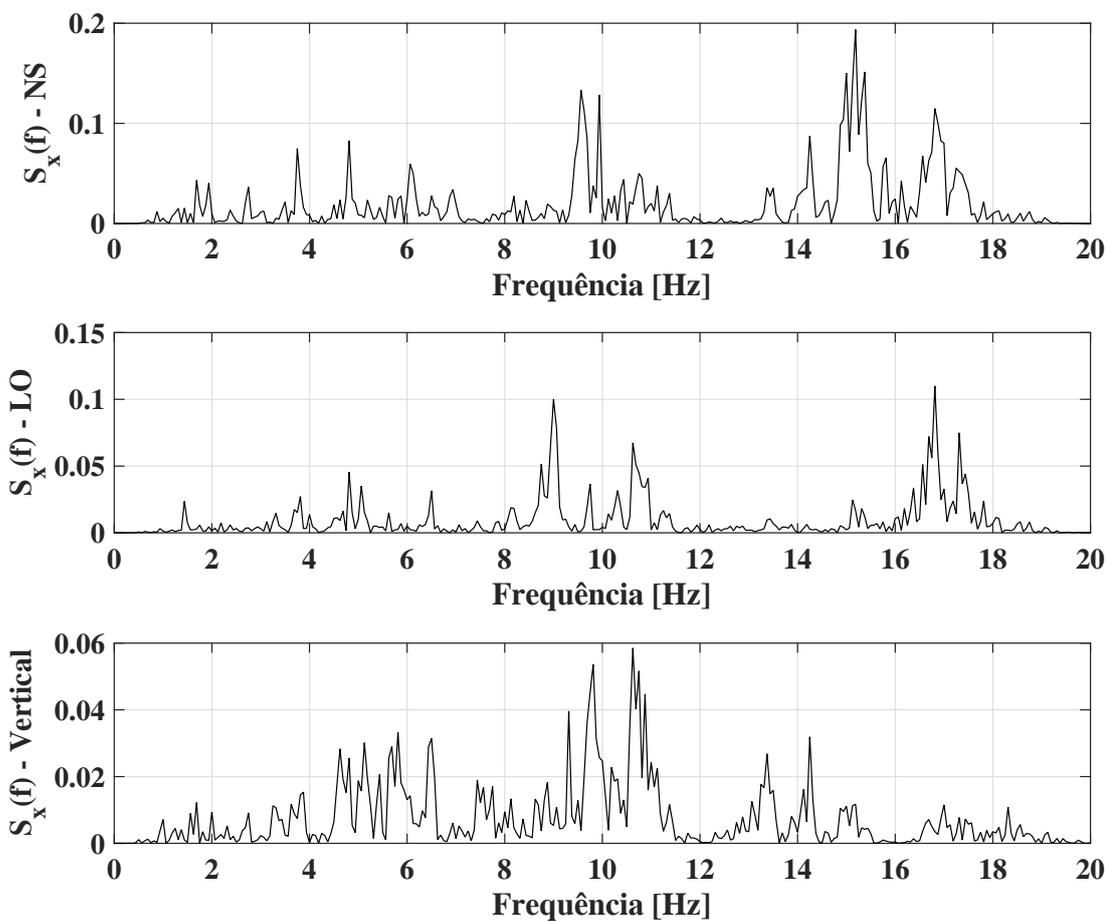


(b) Espectro de potência de cada componente do registro sísmico.

Figura B.2 – Registro sísmico *Los Santos 03/10/2007*.

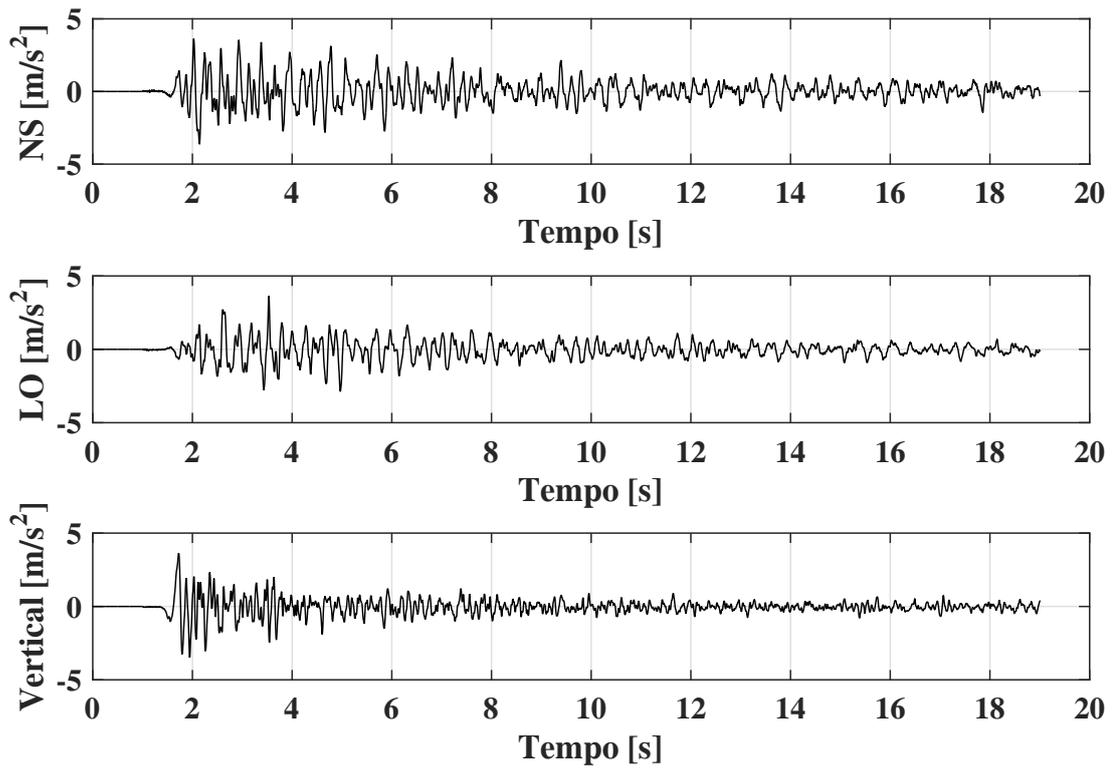


(a) Três componentes do registro sísmico.

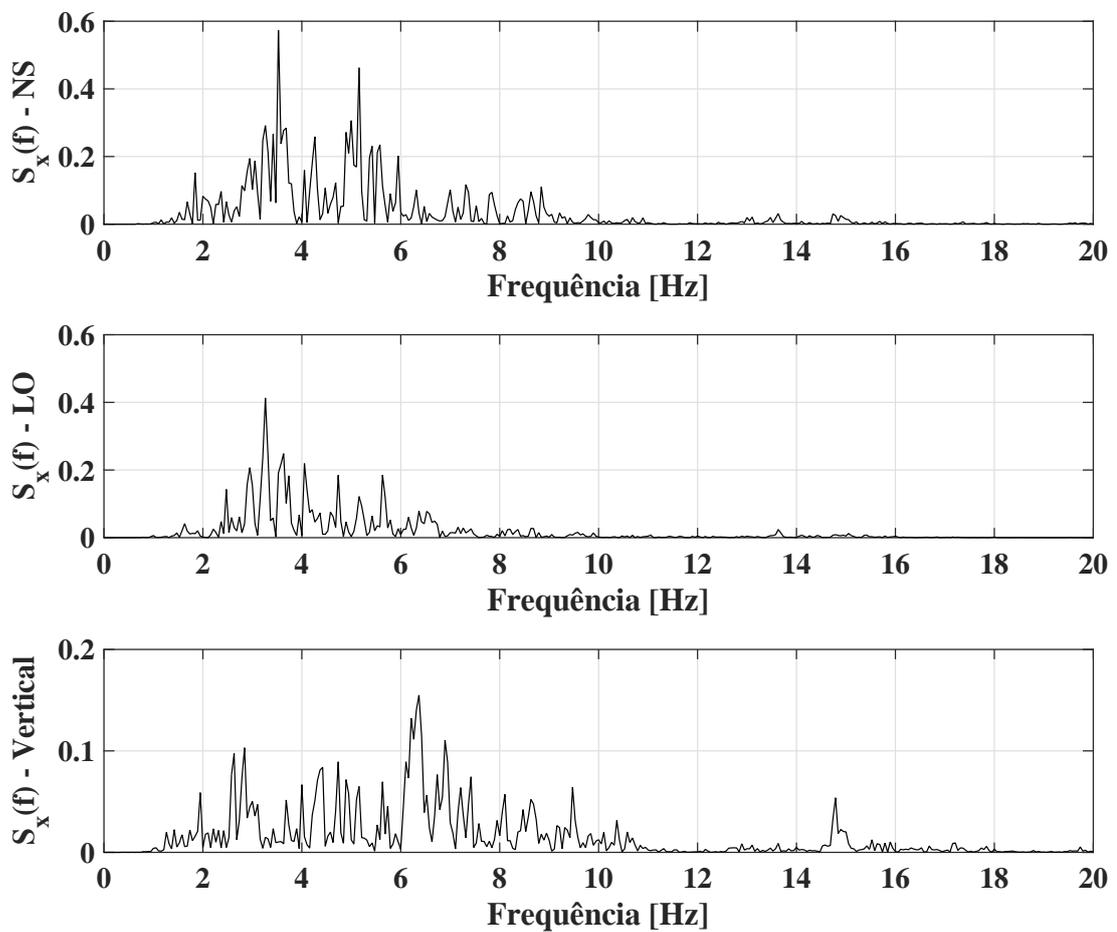


(b) Espectro de potência de cada componente do registro sísmico.

Figura B.3 – Registro sísmico *Los Santos* 17/02/2008.

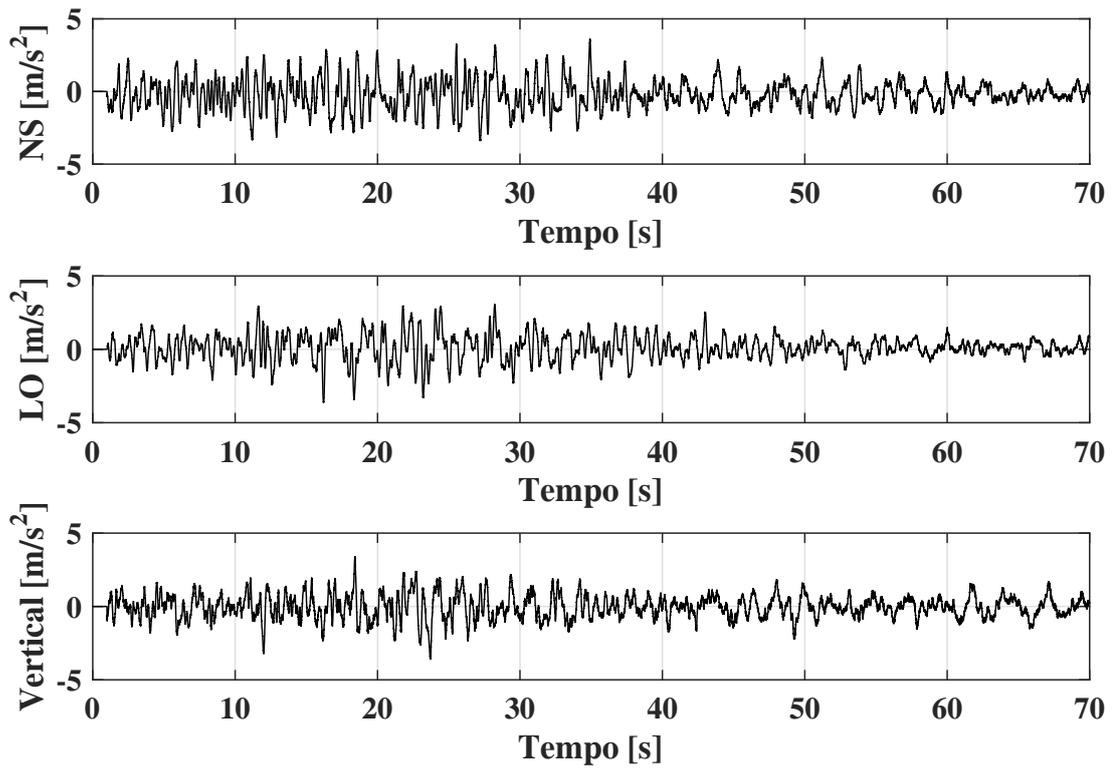


(a) Três componentes do registro sísmico.

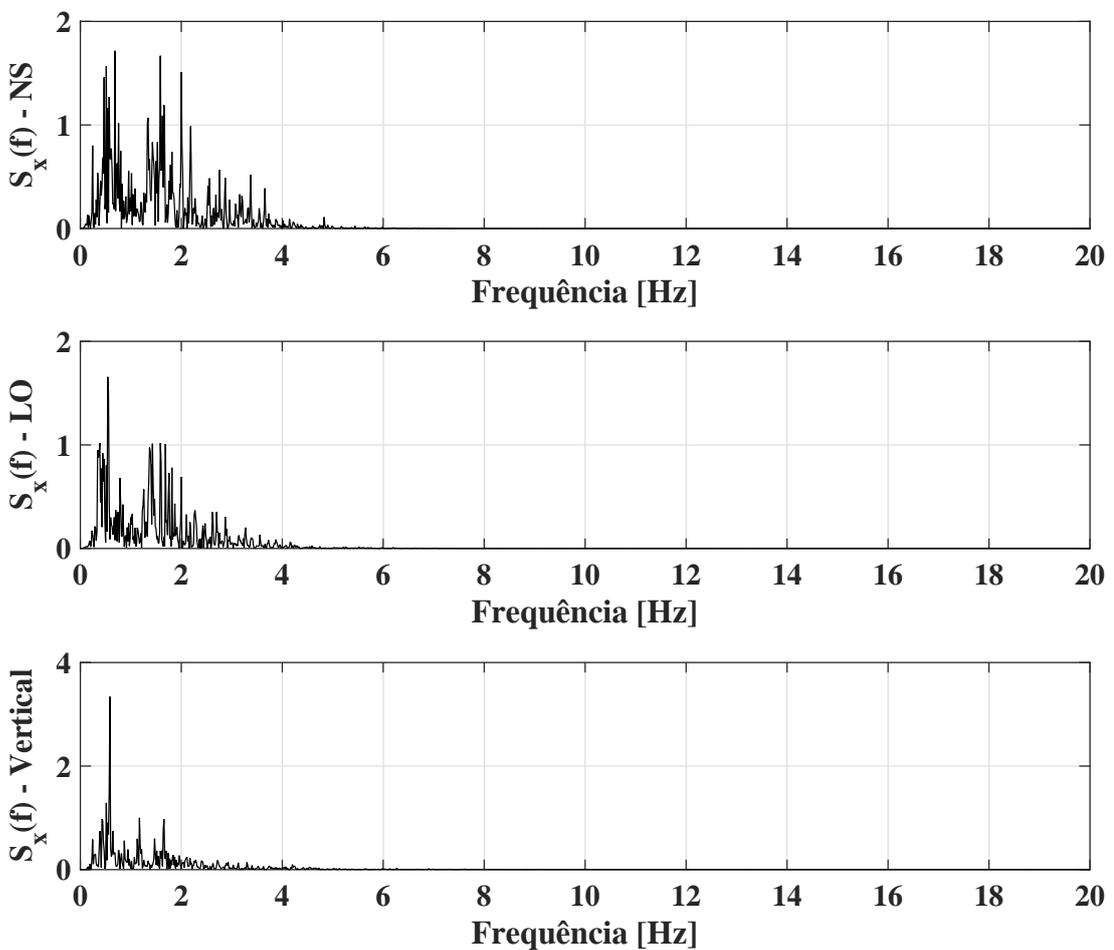


(b) Espectro de potência de cada componente do registro sísmico.

Figura B.4 – Registro sísmico *Los Santos 28/03/2008*.

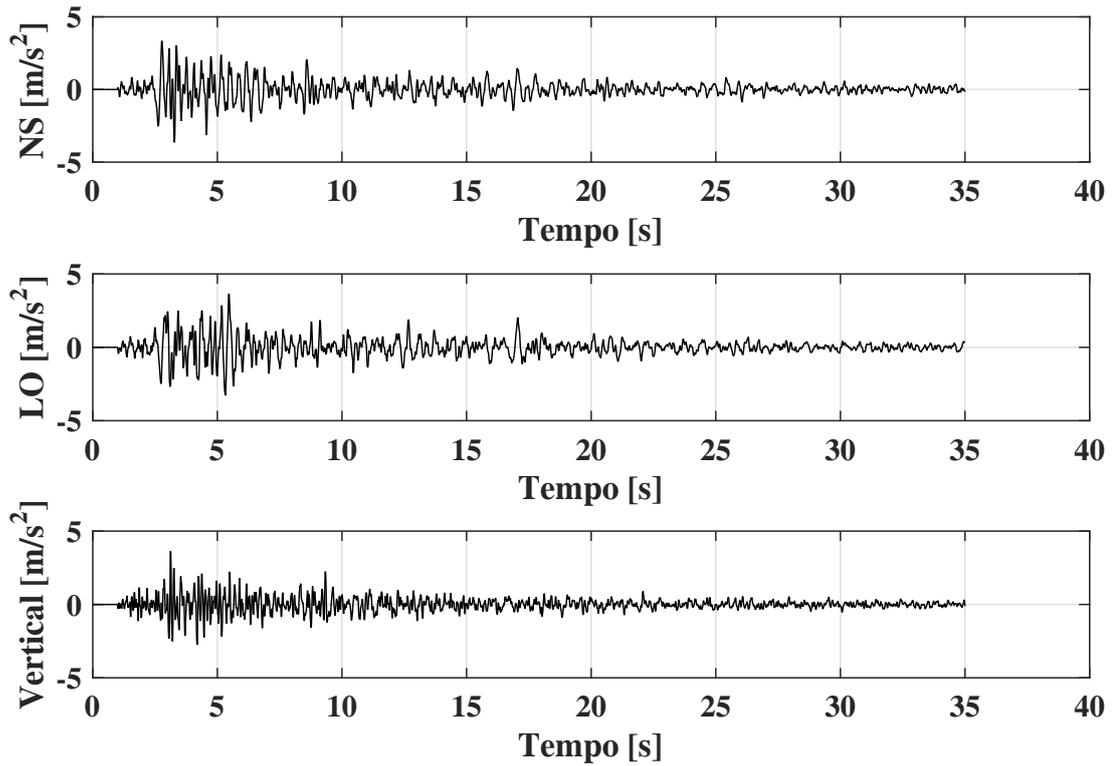


(a) Três componentes do registro sísmico.

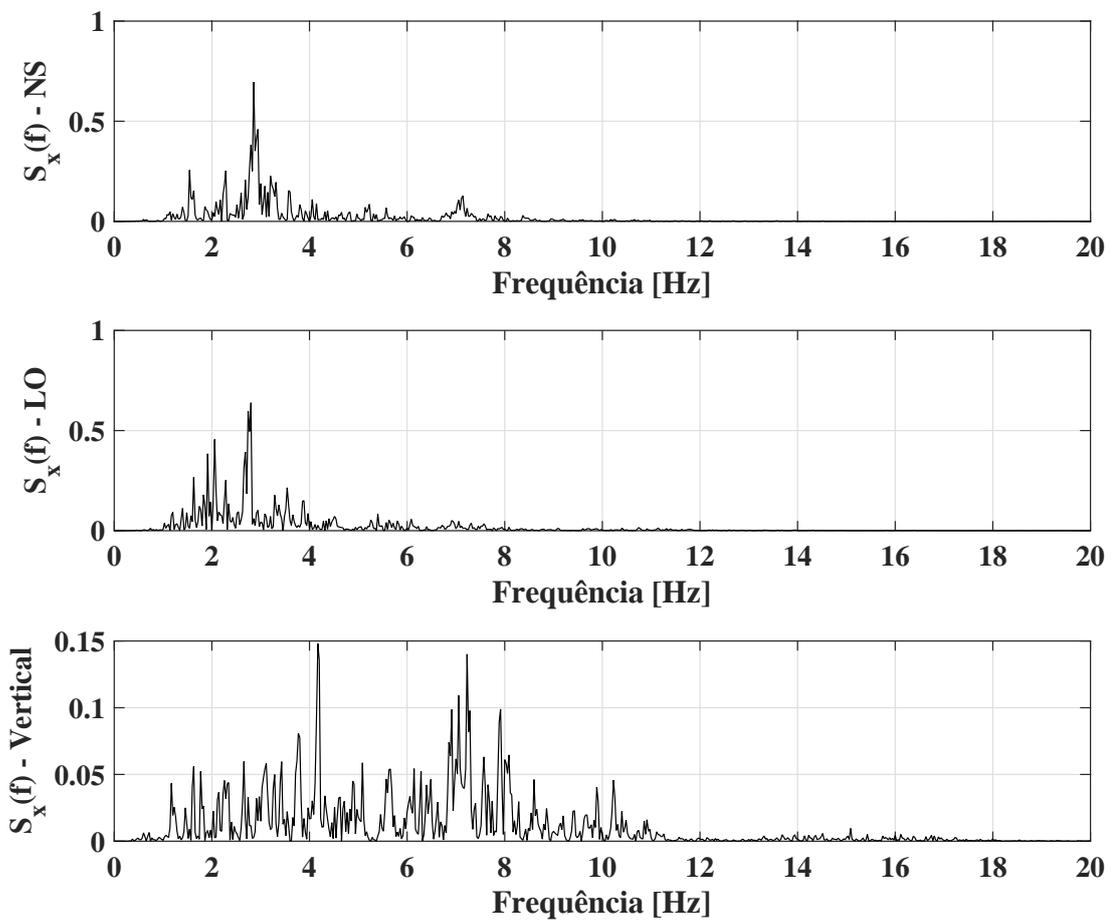


(b) Espectro de potência de cada componente do registro sísmico.

Figura B.5 – Registro sísmico *Quetame*.

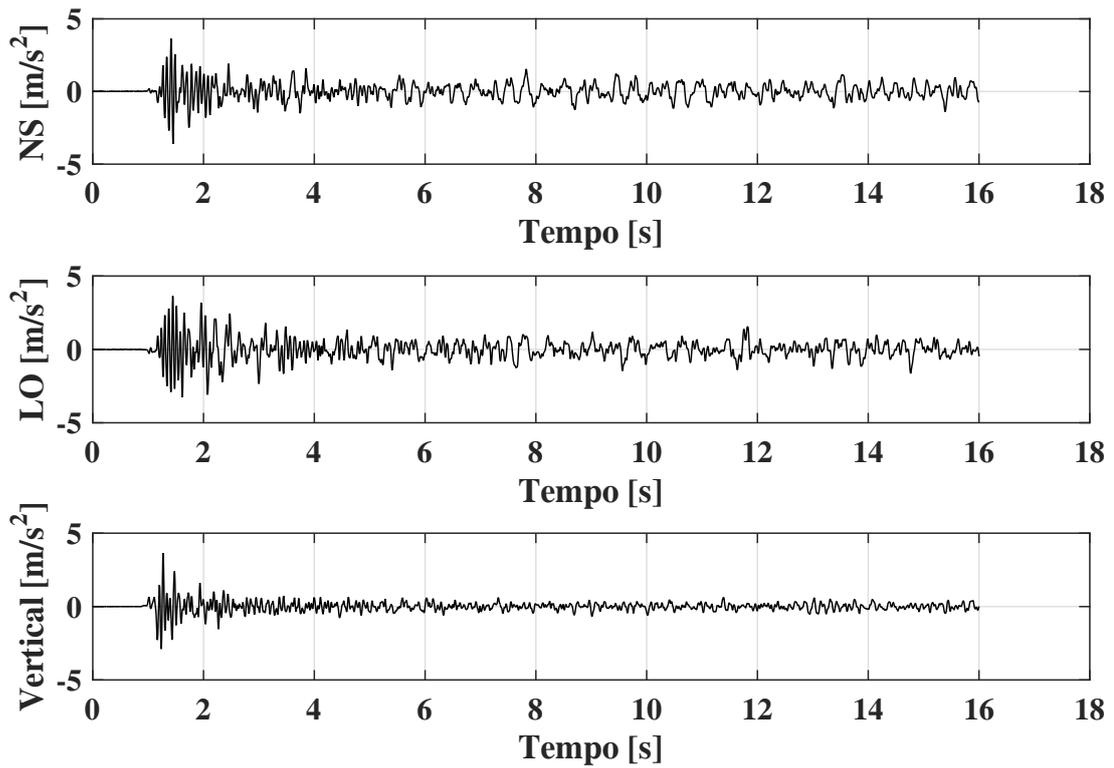


(a) Três componentes do registro sísmico.

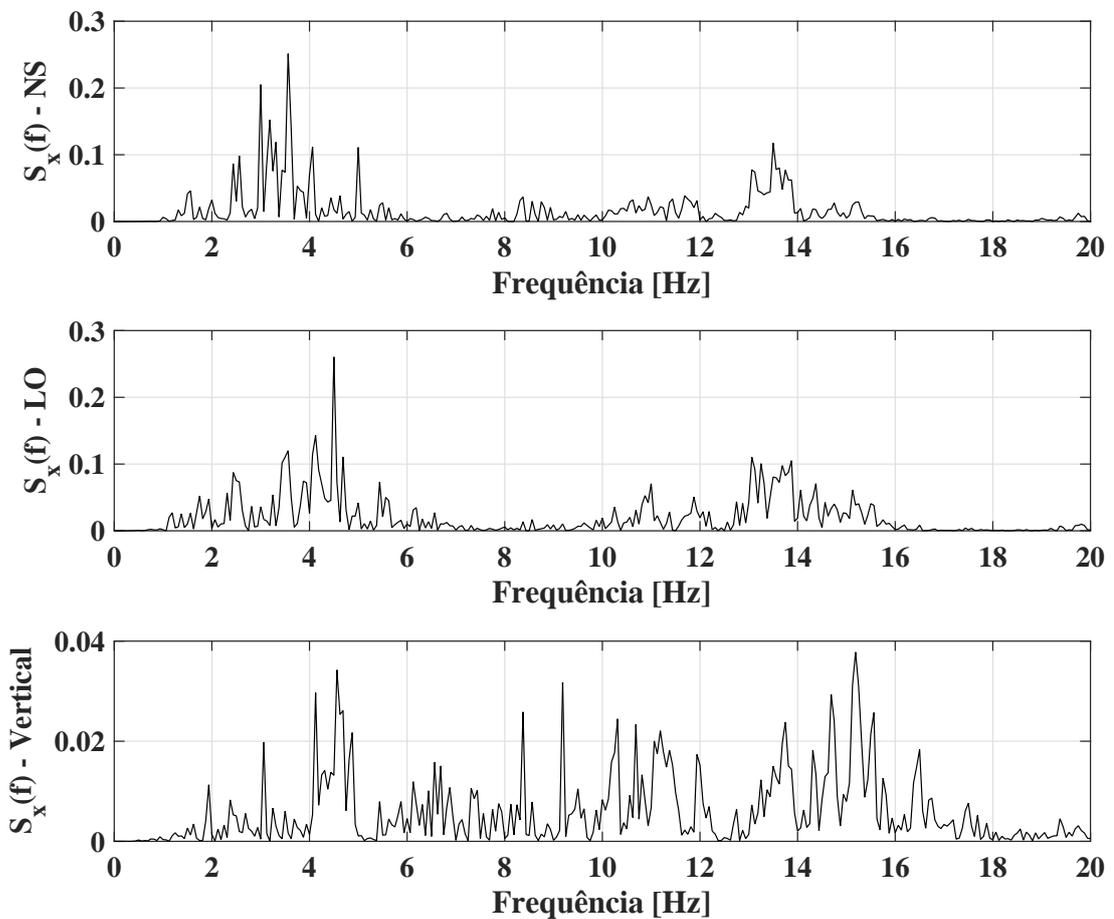


(b) Espectro de potência de cada componente do registro sísmico.

Figura B.6 – Registro sísmico *San Alberto*.

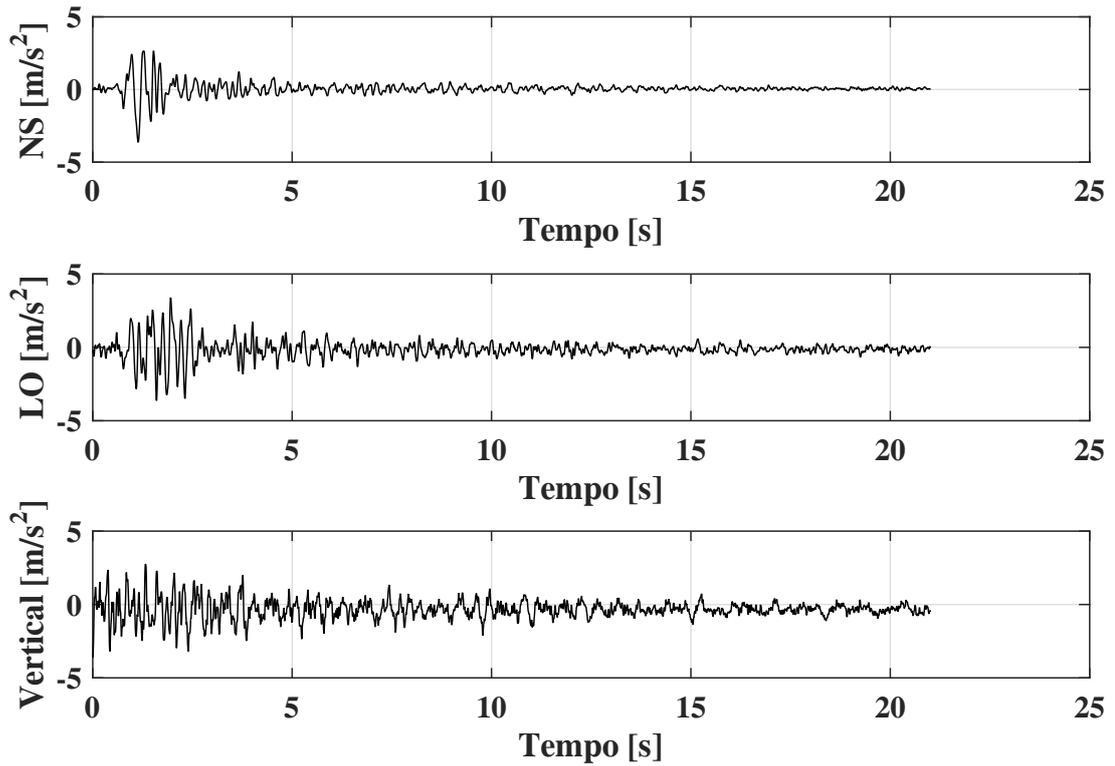


(a) Três componentes do registro sísmico.

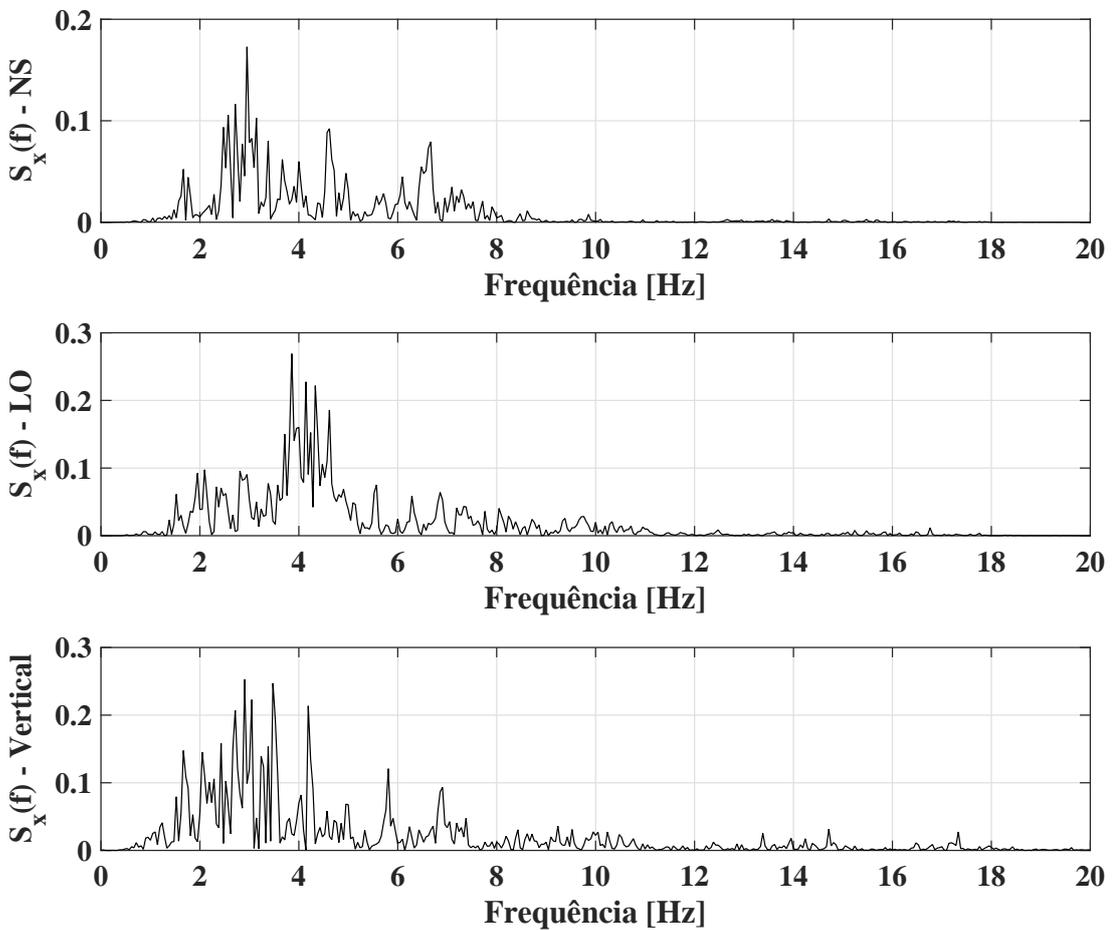


(b) Espectro de potência de cada componente do registro sísmico.

Figura B.7 – Registro sísmico *San Alberto*.

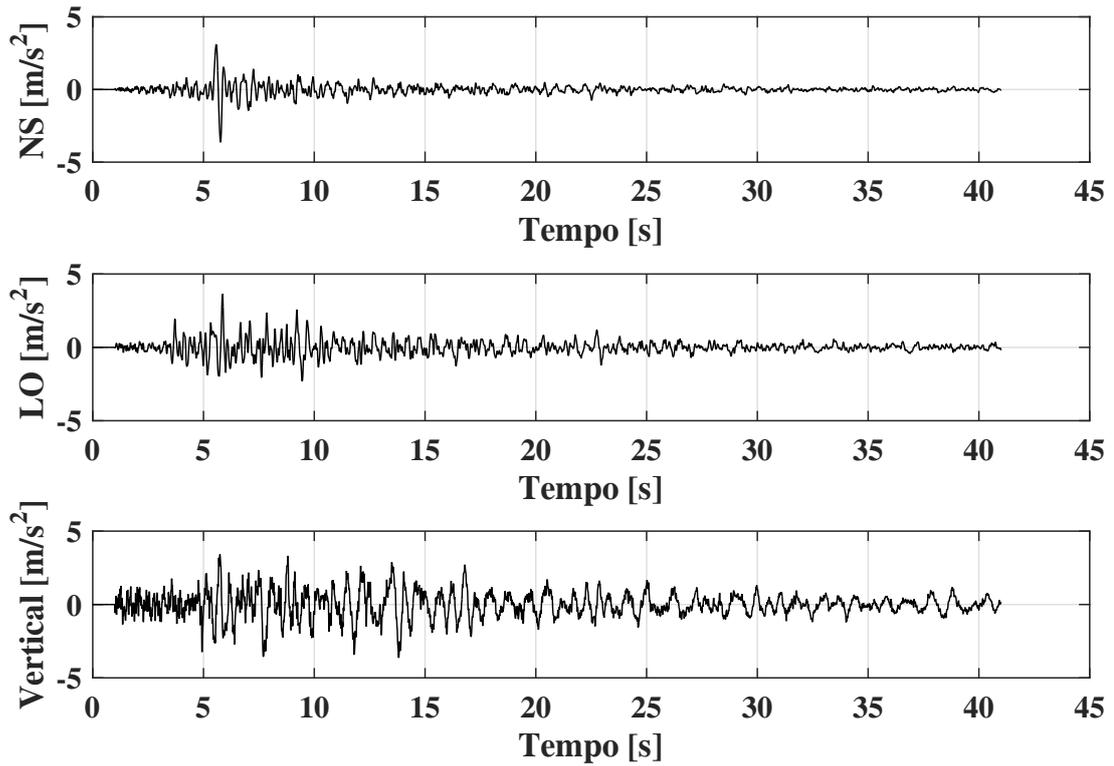


(a) Três componentes do registro sísmico.

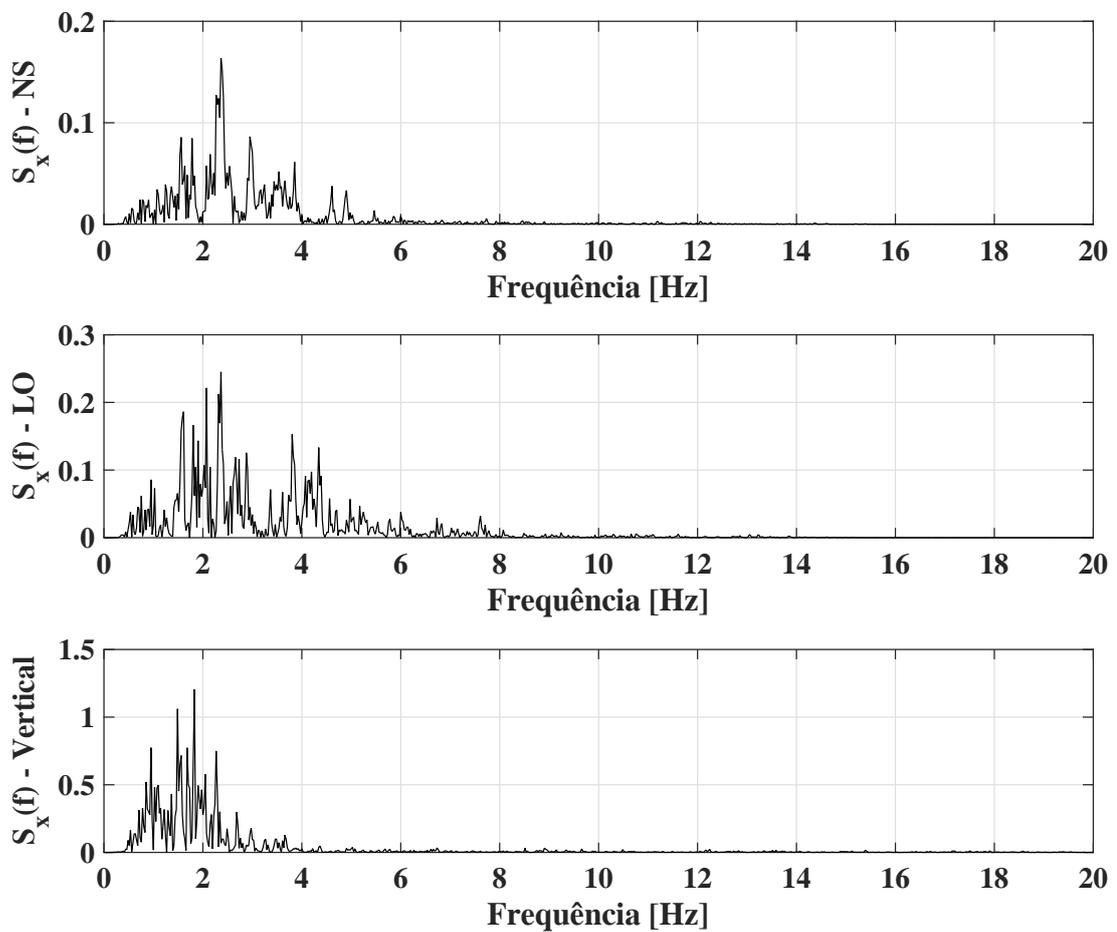


(b) Espectro de potência de cada componente do registro sísmico.

Figura B.8 – Registro sísmico *Rio Negro*.



(a) Três componentes do registro sísmico.



(b) Espectro de potência de cada componente do registro sísmico.

Figura B.9 – Registro sísmico *Los Santos 10/03/2015*.