

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

**Otimização de parâmetros de amortecedores de massa  
sintonizados para uso em edifícios altos submetidos à ação do  
vento**

**Bibiana Bertolin Rossato**

Porto Alegre, RS  
2020

BIBIANA BERTOLIN ROSSATO

**OTIMIZAÇÃO DE PARÂMETROS DE AMORTECEDORES  
DE MASSA SINTONIZADOS PARA USO EM EDIFÍCIOS  
ALTOS SUBMETIDOS À AÇÃO DO VENTO**

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

Porto Alegre, RS

2020

**BIBIANA BERTOLIN ROSSATO**

**OTIMIZAÇÃO DE PARÂMETROS DE AMORTECEDORES DE MASSA  
SINTONIZADOS PARA USO EM EDIFÍCIOS ALTOS SUBMETIDOS À  
AÇÃO DO VENTO**

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

Porto Alegre, 04 de março de 2020.

Profa. Letícia Fleck Fadel Miguel  
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
orientadora

Prof. Nilo César Consoli  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Jesús Daniel Villalba Morales (PUJ, Colômbia)**  
Dr. pela Universidade de São Paulo

**Prof. Acir Mércio Loredo Souza (UFRGS)**  
Ph.D. pela University of Western Ontario, Canadá

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

## **AGRADECIMENTOS**

À minha família, a base de tudo, agradeço imensamente. Sem meus pais, os quais me proporcionaram um lar cheio de amor e carinho, nada seria possível. Muito obrigada por todo o apoio de sempre. Às minhas três irmãs, agradeço pelos conselhos, opiniões e pelos momentos descontraídos durante esta fase do mestrado. Aos meus sobrinhos, agradeço por deixarem a vida mais leve e divertida nos fins de semana. E a She-Ra, minha cachorra, agradeço por sempre me esperar voltar de Porto Alegre, com o mesmo sorriso e entusiasmo.

Agradeço a todos os mestres com os quais convivi durante os anos no mestrado. Em especial, agrago à Professora Letícia, minha orientadora, que sempre se mostrou disponível, empenhada e paciente em me ajudar na conclusão deste trabalho.

Agradeço aos meus colegas do programa de pós-graduação. O convívio com tantas pessoas maravilhosas foi imprescindível para tornar essa experiência completa. Obrigada pela ajuda e companheirismo, Raiza, Kellyn, Dani, Lukas, Felipe, Miguel, Luana, Piva, Lúcia, entre tantos outros.

Agradeço à Grazi por dividir comigo o apartamento nesse tempo em Porto Alegre, como também dividir muitos chocolates e muitas risadas. E agradeço aos meus amigos de Passo Fundo pelas visitas, mensagens e apoio.

Agradeço, também, à Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pela oportunidade da realização do curso de pós-graduação. E ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio financeiro nesses dois anos.

Enfim, muito obrigada a todos que tornaram esses anos de estudo especiais e felizes.

Quando tudo for escuro e nada iluminar.  
Quando tudo for incerto e você só duvidar.  
É hora do recomeço. Recomece a acreditar.

*Bráulio Bessa*

## RESUMO

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

Nesta dissertação, realizou-se o estudo do projeto ótimo dos parâmetros de amortecedores de massa sintonizados (AMS) instalados em um edifício alto sujeito a vibrações induzidas pelo vento. A função objetivo foi a minimização do deslocamento máximo da estrutura, enquanto as variáveis de projeto são os coeficientes de rigidez e amortecimento dos AMSs. Para realizar o estudo, empregou-se o algoritmo meta-heurístico *Search Group Algorithm* (SGA). Duas diferentes metodologias de otimização foram consideradas, a otimização determinística e a otimização sob incertezas. A otimização determinística considerou diferentes cenários, variando a localização e quantidade dos AMSs, como também a inclusão do efeito da interação solo-estrutura. A otimização sob incertezas levou em consideração as indeterminações presentes nas propriedades estruturais do edifício e da excitação dinâmica. Esse método levou ao projeto robusto dos AMSs, visto que o desempenho do dispositivo se tornou insensível às aleatoriedades das variáveis de entrada do problema de otimização.

**Palavras-chave:** *Amortecedor de Massa Sintonizado (AMS), Otimização Determinística, Otimização sob Incertezas, Ação do Vento.*

## ABSTRACT

ROSSATO, B. B. **Optimization of parameters of tuned mass dampers for use in tall buildings subjected to the wind action.** 2020. Master Thesis in Civil Engineering – Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

This work studies the optimum project of the parameters of tuned mass dampers (TMDs) installed in a high-rise building subject to wind-induced vibration. The cost function is the minimization of the maximum displacement at the building, while the design variables are the spring stiffness and damping coefficients of the TMD's. To carry out the proposed optimization, the metaheuristic algorithm, Search Group Algorithm (SGA) is employed. Two different optimization methodologies are considered, deterministic optimization and uncertainty optimization. The deterministic optimization considered different scenarios, varying the location and quantity of TMDs, and the inclusion of the soil-structure interaction effect. The optimization under uncertainties took into account the indeterminations present in the structural properties of the building and the dynamic excitation. This method led to the robust design of TMDs, whereas the device performance became insensitive to the randomness of the input variables of the optimization problem.

**Key-words:** *Tuned Mass Damper (TMD), Deterministic Optimization, Uncertainty Optimization, Wind-action.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Edifício Taipei 101 e desenho esquemático do AMS. ....	22
Figura 2.2: Amortecedor de massa sintonizado de 160 toneladas.....	23
Figura 2.3: Esquema de aplicação de um único Amortecedor de Massa Sintonizado. ....	24
Figura 3.1: Perfis de velocidades médias e tensões aparentes de Reynolds para a CLA .....	31
Figura 3.2: Variação da velocidade longitudinal do vento.....	32
Figura 3.3: Distribuição de probabilidade de ventos extremos. ....	35
Figura 3.4: Função da correlação cruzada da componente longitudinal do vento, sentido vertical. ....	36
Figura 3.5: Modelo de interpolação em duas dimensões.....	37
Figura 3.7: Comprimento de correlação vertical. ....	38
Figura 3.8: Comparação entre espectros de potência. ....	39
Figura 3.9: Resposta de uma estrutura à ação do vento.....	42
Figura 3.10 - Níveis de conforto.....	43
Figura 3.11 – Zonas de atenção e risco conforme aceleração e tempo de exposição à vibrações .....	44
Figura 3.12 – Percepção de acelerações em função da frequência de oscilação da estrutura para um período de retorno de 1 ano. ....	45
Figura 3.13 – Percepção de acelerações em função da frequência de oscilação da estrutura para um período de retorno de 1 ano. ....	46
Figura 4.1: População inicial gerada aleatoriamente.....	51
Figura 4.2: Seleção do grupo de pesquisa inicial. ....	52
Figura 4.3: Grupo de pesquisa inicial composto por cinco membros da população inicial. ...	52
Figura 4.4: Mutação do grupo de pesquisa.....	53
Figura 4.5: Geração das famílias dos membros do grupo de busca nas primeiras iterações do SGA .....	54



Figura 4.6: Geração das famílias dos membros do grupo de busca em uma última iteração do SGA .....	55
Figura 4.7: Fluxograma do SGA .....	58
Figura 5.1: Modelo <i>shear building</i> com AMSs distribuídos verticalmente e horizontalmente	64
Figura 5.2: Amortecimento de Rayleigh – Relação entre razão de amortecimento e frequência .....	66
Figura 5.3: Modelo <i>shear building</i> considerando o solo .....	67
Figura 5.5: Coeficientes de arrasto para edificações paralelepípedas em ventos de alta turbulência .....	72
Figura 5.6: Isopletas da velocidade básica do vento .....	74
Figura 6.1: Perfil da parcela correspondente à velocidade média do vento. ....	78
Figura 6.2: Espectro de Kaimal para o vento longitudinal .....	78
Figura 6.3: Velocidade total do vento para a altura de 160 metros .....	79
Figura 6.4: Curva de convergência do resultado ótimo para o cenário 1 .....	81
Figura 6.5: Razão de massa do AMS em relação à diminuição do deslocamento máximo da estrutura. ....	82
Figura 6.6: Deslocamento no 40º andar do edifício antes e após a instalação do sistema de controle de vibrações .....	83
Figura 6.7: Aceleração no 40º andar do edifício antes e após a instalação do sistema de controle de vibrações .....	84
Figura 6.8: Curva de convergência do resultado ótimo para o cenário 2 .....	85
Figura 6.9: Comparação entre a situação sem controle de vibração e os cenários propostos .	95
Figura 6.10: Comparação entre a situação sem controle de vibração e os cenários propostos	97
Figura 6.11: Convergência da média do deslocamento máximo do edifício.....	101
Figura 6.12: Convergência do desvio-padrão do deslocamento máximo do edifício .....	101
Figura 6.13: Convergência do SGA para a otimização sob incertezas.....	102
Figura 6.14: Função densidade de probabilidade do deslocamento máximo obtido para a estrutura sem controle e com controle de vibrações.....	104

Figura 6.15: Deslocamentos máximos ao longo da altura do edifício..... 105

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1: Resumo dos valores ótimos para o cenário 1 .....	61
Tabela 6.1 – Resumo dos valores ótimos para o cenário 1.....	83
Tabela 6.2 – Resumo dos valores ótimos para o cenário 2a.....	86
Tabela 6.3 – Cenário 2b – Simulação 1: Resumo dos Valores Ótimos.....	87
Tabela 6.4 – Cenário 2b – Simulação 2: Resumo dos Valores Ótimos.....	87
Tabela 6.5 – Cenário 2b – Simulação 3: Resumo dos Valores Ótimos.....	87
Tabela 6.6 – Resumo dos valores ótimos para o cenário 2c.....	88
Tabela 6.7 – Resumo dos valores ótimos para o cenário 3a.....	90
Tabela 6.8 – Cenário 3b – Simulação 1: Resumo dos Valores Ótimos para o Cenário 3b .....	90
Tabela 6.9 – Cenário 3b – Simulação 2: Resumo dos Valores Ótimos para o Cenário 3b .....	91
Tabela 6.10 – Cenário 3b – Simulação 3: Resumo dos Valores Ótimos para o Cenário 3b ...	91
Tabela 6.11 – Propriedades e parâmetros para três tipos diferentes de solo .....	92
Tabela 6.12 – Resumo dos valores ótimos considerando a interação solo-estrutura .....	93
Tabela 6.13 – Segunda simulação: valores ótimos considerando a interação solo-estrutura ..	93
Tabela 6.14 – Terceira simulação: valores ótimos considerando a interação solo-estrutura ..	93
Tabela 6.15 – Variáveis incertas de entrada do sistema .....	98
Tabela 6.16 – Variáveis incertas de entrada da excitação .....	99
Tabela 6.17 – Resumo dos valores ótimos para otimização sob incertezas .....	103
Tabela 6.18 – Parâmetros da distribuição para a resposta com controle e sem controle de vibração .....	104
Tabela 6.19 – Comparação entre o projeto robusto e o cenário 1 .....	106

## LISTA DE SIGLAS

AHL	Amostra de Hipercubo Latino
ADS	Ateunadores Dinâmicos Sincronizados
AMS	Amortecedor de Massa Sintonizado
CAARC	<i>Commonwealth Advisory Aeronautical Council</i>
CLA	Camada Limite Atmosférica
EPS	<i>Extratropical Pressure Systems</i>
MAMS	Múltiplos Amortecedores de Massa Sintonizados
RMS	<i>Root Mean Square</i>
SGA	<i>Search Group Algorithm</i>
TMD	<i>Tuned Mass Damper</i>
TS	<i>Thunderstorms</i>

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	15
1.1 PROBLEMÁTICA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA .....	15
1.2 OBJETIVOS .....	16
1.2.1 Objetivo geral.....	16
1.2.2 Objetivos específicos .....	16
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	17
<b>2 AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADOS</b> .....	19
2.1 SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÃO .....	19
2.1.1 Amortecedor de massa sintonizado .....	20
2.1.2 Múltiplos amortecedores de massa sintonizados.....	25
2.2 ESTUDOS RELACIONADOS .....	25
<b>3 O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL</b> .....	29
3.1 FENÔMENOS DO VENTO .....	29
3.2 CAMADA LIMITE ATMOSFÉRICA .....	30
3.3 CAMPO DE VELOCIDADES .....	31
3.4 TURBULÊNCIA .....	33
3.4.1 Distribuição de probabilidade .....	34
3.4.2 Intensidade da turbulência .....	35
3.4.3 Correlações espaciais .....	36
3.4.4 Espectros de potência.....	38
3.5 EFEITOS DINÂMICOS DO VENTO EM EDIFICAÇÕES .....	40
3.5.1 Vibrações causadas pela energia cinética das rajadas .....	41
<b>4 OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL</b> .....	47
4.1 DEFINIÇÕES BÁSICAS .....	47
4.1.1 Variáveis de Projeto .....	47
4.1.2 Função Objetivo.....	47

4.1.3	Restrições .....	48
4.2	<b>OTIMIZAÇÃO META-HEURÍSTICA</b> .....	48
4.2.1	<i>Search Group Algorithm</i> .....	50
4.2.1.1	Criação da população inicial.....	50
4.2.1.2	Seleção inicial do grupo de pesquisa .....	51
4.2.1.3	Mutação do grupo de busca .....	52
4.2.1.4	Geração das famílias.....	53
4.2.1.5	Seleção do novo grupo de pesquisa .....	55
4.3	<b>OTIMIZAÇÃO SOB INCERTEZAS</b> .....	59
4.3.1	Trabalhos anteriores.....	59
4.3.2	Formulação do processo de otimização sob incertezas .....	60
5	<b>MODELOS MATEMÁTICOS</b> .....	63
5.1	<b>ANÁLISE DINÂMICA</b> .....	63
5.1.1	Equação de equilíbrio dinâmico.....	63
5.1.2	Matrizes para o modelo com interação solo-estrutura.....	66
5.1.3	Métodos de integração direta .....	68
5.1.3.1	Método de Newmark .....	69
5.1.4	Modos e frequências de vibração.....	70
5.2	<b>SIMULAÇÃO DA FORÇA DO VENTO</b> .....	71
5.2.1	Parcela média da velocidade do vento .....	73
5.2.2	Parcela flutuante da velocidade do vento .....	75
6	<b>EXEMPLOS NUMÉRICOS E ANÁLISE DE RESULTADOS</b> .....	77
6.1	<b>OTIMIZAÇÃO DETERMINÍSTICA</b> .....	77
6.1.1	Cenário 1 - Um AMS no topo da edificação .....	80
6.1.2	Cenário 2 - Múltiplos AMSs distribuídos horizontalmente no topo do edifício.....	84
6.1.3	Cenário 3 - Múltiplos AMSs distribuídos verticalmente pelo edifício	88
6.1.4	Cenário 4 - Um AMS no topo do edifício considerando a interação solo-estrutura.....	91

6.1.5	Comparação entre todos os cenários da otimização determinística ...	96
6.2	OTIMIZAÇÃO SOB INCERTEZAS .....	98
<b>7</b>	<b>CONCLUSÃO</b> .....	<b>107</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>111</b>

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 PROBLEMÁTICA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Não era preciso avaliar os efeitos provocados pela ação do vento, quando a maioria das construções eram baixas e pesadas e o carregamento predominante era somente de cargas verticais.

No entanto, as edificações foram se transformando através do desenvolvimento de novas soluções construtivas e de novos materiais. Atualmente, são vistas construções cada vez mais esbeltas e altas. Materiais de construção leves e de elevada resistência possibilitam a construção de edifícios cada vez mais altos, apesar de serem mais flexíveis e poderem resultar em amortecimento insuficiente para a edificação. Conseqüentemente, o carregamento dinâmico provocado pelas forças do vento passou a ser essencial para o dimensionamento dos edifícios altos.

Sabe-se que a vibração que ocorre em prédios altos, devido às forças do vento, causa desconforto aos moradores e/ou usuários, destarte a limitação da vibração através da inclusão de dispositivos de controle melhora a habitabilidade e segurança desse tipo de edificação.

O dispositivo de controle de vibração estrutural mais conhecido é o amortecedor de massa sintonizado (AMS), o qual consiste em uma massa, com amortecimento e rigidez próprios, ligada à estrutura principal e, normalmente, sintonizada quanto ao modo fundamental de vibração da edificação.

O AMS já existe há muitos anos e já foi utilizado satisfatoriamente em muitas estruturas para suprimir as vibrações provenientes tanto do carregamento do vento quanto por sismos terrestres.

Diferentemente do dimensionamento de outros elementos estruturais, os amortecedores de massa sintonizados não podem ser superdimensionados a favor da segurança, pois a efetividade desses dispositivos depende da sintonização com um (ou mais) modo(s) de vibração, normalmente o fundamental, de cada edificação onde forem instalados. À vista disso, o uso de técnicas de otimização objetivando alcançar os parâmetros, a localização e a quantidade ideal dos AMSs é uma importante área de pesquisa.



Através da otimização estrutural é possível obter os melhores parâmetros do AMS enquanto ocorre a convergência para a solução ótima do problema, ou seja, a solução que irá minimizar a amplitude da resposta dinâmica do modelo estudado.

Nesse contexto, a presente dissertação estuda o projeto ótimo de amortecedores de massa sintonizado. Utiliza-se um método de otimização meta-heurístico e propõe-se diferentes cenários para a análise do projeto ótimo dos dispositivos, variando desde a quantidade até a localização destes.

O estudo compreende também a inclusão da interação solo-estrutura, considerando três diferentes tipos de solo para o modelo numérico, e comparando os resultados com o modelo de base fixa.

Por fim, é feito o projeto ótimo sob incertezas para o AMS. São consideradas as incertezas presentes nas propriedades estruturais do modelo e na força do vento, dada a estocasticidade desta excitação.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral a obtenção do projeto ótimo de amortecedores de massa sintonizados para edifícios altos sujeitos à vibração causada pelas forças do vento. Para tanto, diversos cenários de análises são propostos.

### 1.2.2 Objetivos específicos

Os seguintes objetivos específicos estabelecidos foram:

- a) Desenvolver um programa (de uma rotina computacional) de análise dinâmica de estruturas planas discretizadas com e sem os AMSs;
- b) Elaborar uma rotina computacional de simulação da força gerada pelo vento proveniente da turbulência atmosférica, considerando a resposta na direção do vento e sem efeitos de vizinhança;

- c) Implementar um algoritmo de otimização meta-heurístico capaz de resolver problemas dinâmicos;
- d) Realizar um projeto ótimo determinístico para diferentes cenários de análise;
- e) Refinar os programas desenvolvidos para que sejam consideradas as incertezas presentes na estrutura e na excitação do vento;
- f) Estudar, em sua totalidade, os resultados obtidos, comparando as alternativas de projeto ótimo.

O *software* de programação utilizado para o desenvolvimento desta pesquisa é o MATLAB R2017b.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está dividido em 7 capítulos, incluindo este capítulo introdutório como primeiro.

O segundo capítulo, inicialmente, aborda os sistemas de controle de vibração. Os amortecedores de massa sintonizados são apresentados. Discute-se o funcionamento do equipamento e é apresentada a revisão bibliográfica de algumas pesquisas que realizaram estudos de otimização, análise dinâmica ou interação solo-estrutura com o uso de amortecedores de massa sintonizados.

No terceiro capítulo, são revisados os conceitos relativos ao vento na engenharia estrutural, sendo apresentados diversos parâmetros do vento que serão utilizados para sua simulação. Ao fim, dá-se ênfase à vibração causada pela energia cinética das rajadas, a qual é o fenômeno simulado como ação dinâmica neste trabalho.

O quarto capítulo é dedicado à otimização estrutural. Nele, é brevemente discutida a otimização meta-heurística. O algoritmo de otimização utilizado nesta dissertação é apresentado, o *Search Group Algorithm* (SGA), e todo seu funcionamento em busca da solução ótima é explicado. Na parte final do capítulo, discorre-se sobre a otimização sob incertezas, a qual engloba o método de simulação de Monte Carlo e as amostras de hipercubo latino.

O quinto capítulo compreende os modelos matemáticos da análise dinâmica estrutural. São exibidas as matrizes de rigidez, massa e amortecimento e, também, o procedimento utilizado para a simulação da força do vento.

O sexto capítulo retrata toda a análise numérica realizada. Inicialmente, é realizada a otimização determinística. São propostos diferentes cenários de análises, variando a quantidade, a localização e a interação do solo com a estrutura. Após, realiza-se a otimização sob incertezas, pela qual se obteve o projeto robusto dos amortecedores de massa sintonizados. Nesse capítulo, também é feita a análise de todos os resultados.

O sétimo e último capítulo traz a conclusão desta dissertação. Os principais pontos analisados são debatidos e sugere-se, por fim, alguns pontos para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

## 2 AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADOS

Este capítulo inicia-se com a apresentação dos aspectos gerais dos sistemas de controle de vibração. Após, dá-se ênfase aos amortecedores de massa sintonizado e mostram-se exemplos de aplicações deste. Por fim, serão expostos, de maneira concisa, alguns trabalhos e pesquisas realizados utilizando o AMS, em ordem cronológica.

### 2.1 SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÃO

Os sistemas de controle de vibrações são utilizados para reduzir a amplitude das oscilações causadas por ações dinâmicas em diferentes estruturas. O uso de dispositivos de controle em construções civis visa diminuir as tensões dinâmicas que podem ocorrer na estrutura de uma edificação, assegurando a segurança estrutural e evitando problemas como fadiga. As vibrações de uma estrutura devem também ser reduzidas para se garantir o uso da estrutura, como é o caso das torres de telecomunicações, e de edifícios residenciais e de escritórios, onde uma elevada resposta dinâmica em aceleração e deslocamento leva ao desconforto do usuário, podendo inclusive limitar o uso da edificação.

Os dispositivos de controle de vibração atuam absorvendo a energia mecânica do movimento de oscilação no local onde são empregados, protegendo as estruturas pela modificação de suas características dinâmicas, como a rigidez e o amortecimento, através da adição de dispositivos externos, tal qual os amortecedores. Os sistemas de controle de vibração podem ser divididos em dois principais grupos, os sistemas ativos e os sistemas passivos.

Os sistemas de controle passivos não possuem a necessidade de energia ou controle de comportamento da estrutura externo ao dispositivo, funcionando pela própria vibração da edificação. Como exemplo desse tipo de sistema, podem-se citar os amortecedores de vibração por atrito, os amortecedores viscosos, os amortecedores metálicos e o amortecedor de massa sintonizado (AMS), conhecido também como *Tuned Mass Damper* (TMD), o qual é o objeto de estudo deste trabalho. No Brasil, os amortecedores de massa sintonizados podem também ser encontrados na literatura como Atenuadores Dinâmicos Sincronizados (ADS), como são chamados por Battista & Pfeil (2005), em seu trabalho acerca do emprego de múltiplos ADS na ponte brasileira Rio-Niteroi.

O AMS consiste em uma massa adicional com elementos de amortecimento e mola, que absorve a energia de vibração da estrutura e a dissipa. A frequência do AMS é sintonizada a uma frequência característica da estrutura a ser controlada, de forma que o dispositivo possua vibração fora de fase e, assim, absorva para si a energia de vibração causada pela ação dinâmica. Neste trabalho, especificamente este modelo de sistema de controle de vibração será abordado.

Os sistemas de controle ativos se ajustam a diferentes carregamentos dinâmicos por meio de sensores, requerendo informações acerca do comportamento estrutural e de energia externa. Como exemplo deste, cita-se o amortecedor de massa ativo.

Segundo Rasid *et al.* (2019), os sistemas de controle de vibração passivos são limitados, pois podem não eliminar a vibração em uma ampla faixa de frequências. A título de exemplo, o AMS é sintonizado em uma faixa de frequência fixa, sendo essa a frequência do primeiro modo de vibração do edifício. Ainda segundo os autores, o sistema ativo de controle de vibração, apesar de superar a limitação de desempenho em uma abrangente faixa de frequências de excitação, necessita de sensores de alto desempenho, como acelerômetros e atuadores específicos, dificultando o uso desse tipo de sistema dado seu elevado custo.

Existem, ainda, os sistemas de controle semiativos e híbridos. Os primeiros são compostos de particularidades dos sistemas ativo e passivo, necessitando de informações do comportamento da estrutura, mas sem o uso de energia exterior. Como vantagem, os dispositivos semiativos têm a força gerada pelo movimento dos componentes estruturais conectados aos dispositivos, gerando uma força passiva que não transfere energia para a edificação controlada, eliminando, assim, problemas de instabilidade, além de requerer menos energia para controle quando comparado aos dispositivos de controle ativos. Os sistemas híbridos são aqueles que combinam um sistema passivo com um ativo, sendo que grande parte da energia é dissipada pelo sistema passivo, e o sistema ativo somente entra em operação quando a energia a ser dissipada ultrapassa a capacidade de funcionamento prevista para o sistema passivo.

### 2.1.1 Amortecedor de massa sintonizado

O amortecedor de massa sintonizado (AMS) trata-se de um dispositivo clássico de controle de vibração passivo. O sistema funciona absorvendo a energia de vibração através do movimento de sua massa, que é uma massa secundária conectada ao sistema da estrutura principal por amortecedores viscosos (HOLMES, 2004). Conforme Tanaka e Mak (1983), os amortecedores

de massa sintonizados são projetados para aumentar o amortecimento efetivo geral de uma construção, de maneira a realizar o controle da resposta dinâmica dessa estrutura.

Segundo Bekdaş e Nigdeli (2011), o contexto histórico do AMS teve início com *Frahm*, em 1909, o qual inventou um dispositivo que amortecia vibrações de ressonância, funcionando apenas quando a frequência natural do dispositivo era muito próxima da frequência de excitação. Então, *Ormondroyd e Den Hartog*, em 1928, conectaram amortecedores viscosos ao dispositivo, obtendo efetividade para diferentes frequências de excitação. Por fim, *Den Hartog* reproduziu expressões para os parâmetros ótimos dos amortecedores de massa sintonizada de sistemas de um grau de liberdade, como a razão da frequência e a taxa de amortecimento.

De acordo com Tanaka e Mak (1983), o sistema já existe há muito tempo na literatura, sendo inicialmente aplicado em máquinas e motores de veículos automotivos e aéreos, e apenas um pouco antes da década de 1980, o AMS começou a ser aplicado em construções civis para controle da resposta dinâmica de edifícios excitados pela ação do vento.

A primeira aplicação de um AMS para controle da resposta do vento em uma edificação foi no Citicorp Center, inaugurado no ano de 1977, em Nova Iorque nos Estados Unidos da América. A estrutura principal desta edificação de 279 metros de altura foi concebida em estrutura metálica, resultando em uma maior flexibilidade estrutural na resposta a ventos fortes. Para garantir o conforto dos ocupantes um amortecedor de massa sintonizado feito por um bloco de concreto de 400 toneladas foi instalado no piso superior do edifício.

Outros exemplos tem-se o *Centerpoint Tower* em Sidney (AU) e a *CN Tower* em Toronto (CA), que é uma torre turística e de telecomunicações, onde o AMS foi instalado na antena presente no topo do edifício. Nessa mesma época, na década de 1980, também começou o interesse pela aplicação dos AMSs para controle de vibração em edifícios sujeitos a sismos.

Holmes (2004) destaca a aplicação do sistema na *Sydney Tower* na Austrália, onde existia um tanque de água de 180 toneladas no topo do edifício que foi incorporado ao projeto do AMS, fazendo com que a energia fosse dissipada por oito amortecedores conectados ao tanque e ancorados nas paredes da torre. Nesse edifício, ainda foram instaladas 40 toneladas de amortecedores secundários mais abaixo na torre, para incrementar o amortecimento da estrutura no segundo modo de vibração. Outro edifício em que se foi utilizado AMS para controle de vibração é o *Taipei 101*, em Taiwan. No topo desse edifício, foi aplicado um AMS do tipo pêndulo (ver Figura 2.1).

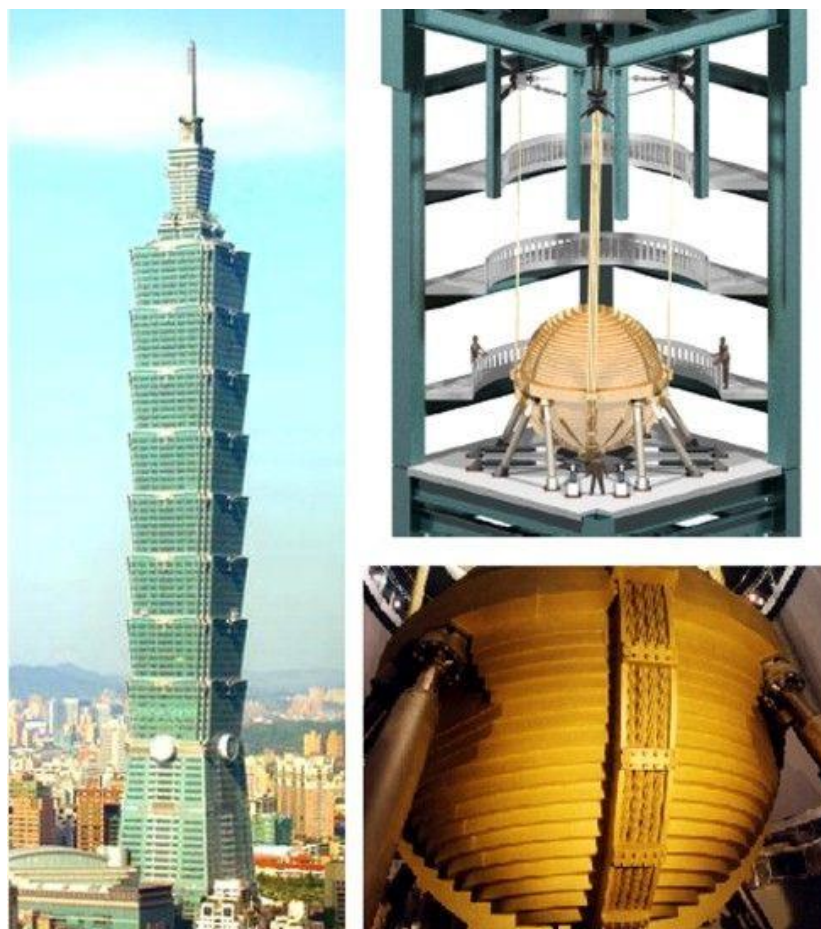


Figura 2.1: Edifício Taipei 101 e desenho esquemático do AMS.  
(BEKDAŞ E NIGDELI, 2011)

As torres gêmeas de Songdo, localizadas na Coreia do Sul, possuem 185 metros de altura e um TMD instalado em cada torre para dissipar a vibração proveniente do vento forte que sopra do mar. Uma fotografia do dispositivo utilizado em uma das torres pode ser vista na Figura 2.2. O AMS tem 160 toneladas e foi instalado no topo da torre.



Figura 2.2: Amortecedor de massa sintonizado de 160 toneladas.  
Disponível em: <<http://www.tesolution.com/poscoentower.html>>  
Acesso dia 15 de dezembro de 2019.

Mais exemplos de edificações que utilizam esses amortecedores de massa sintonizados foram apresentados por *Kareem et al.* (1999, *apud* RIOS, 2015), como a *Washington National Airport Control Tower* (torre de controle do aeroporto de Washington nos EUA), onde foi instalado um AMS que aumentou em 3% o amortecimento estrutural; as *Petronas Towers* (localizadas em Kuala Lumpur, na Malásia), que estavam sujeitas ao efeito de desprendimento de vórtices causado pelo vento, que, com a inclusão do AMS, foi reduzido; e a *Hancock Tower* (em Boston nos EUA), na qual dois AMSs foram utilizados para absorver os efeitos de torção devido ao vento.

No Brasil, o emprego mais famoso de Amortecedores de Massa Sintonizados é o da ponte Rio-Niterói, na cidade do Rio de Janeiro. Anteriormente a instalação dos MAMS, a ponte era fechada ao tráfego de veículos quando as oscilações afetavam o conforto e segurança do usuário, a partir de um vento de 14 m/s de velocidade (Battista & Pfeil, 2000). Para reduzir as vibrações, um sistema de controle passivo, com 32 AMSs, com massa de 2,2 t cada, sustentadas cada uma por seis longas molas helicoidais penduradas na trave superior da ponte. A instalação do sistema reduziu as oscilações induzidas por vórtices provenientes de ventos cruzados de velocidades moderadas de maneira satisfatória (Battista & Pfeil, 2005).



Segundo Lee, Chen e Chung (2006), já foi comprovada por diversas medições de vibração em campo a efetividade da aplicação de AMSs para controle de vibrações em edifícios sujeitos ao carregamento dinâmico do vento.

Uma estrutura com amortecedor de massa sintonizado pode ser oportunamente considerada como um sistema de dois graus de liberdade (Figura 2.3), em que a estrutura principal é concebida com apenas um grau de liberdade, sendo o AMS um grau de liberdade adicional, o qual utiliza sua massa, para oscilar na mesma frequência que o sistema principal, e o amortecimento, para a dissipação de energia. Convenientemente, pode-se assumir também que a estrutura responde às ações dinâmicas em seu modo fundamental de vibração, e essa forma modal de vibração não se altera com a adição do sistema de amortecimento.

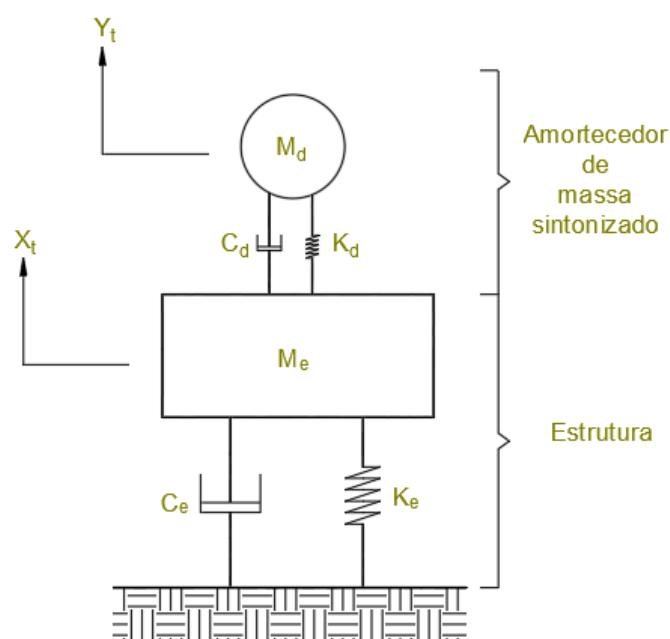


Figura 2.3: Esquema de aplicação de um único Amortecedor de Massa Sintonizado. Adaptado de TANAKA E MAK, (1983)

Conforme Tanaka e Mak (1983), pode-se analisar a eficiência de um AMS em razão do seu amortecimento efetivo, ou seja, do amortecimento requerido pela estrutura como um sistema de um grau de liberdade, para ter a mesma resposta que se espera para a estrutura com o AMS.

Os parâmetros estruturais que influenciam na eficácia desse sistema são a relação entre a massa do AMS com a massa da estrutura (designado como razão de massa), a taxa de sintonia de

frequência entre o sistema do AMS e da estrutura, obtida pela rigidez da mola, e o coeficiente de amortecimento. Apesar do conceito básico do AMS, seus parâmetros de rigidez e amortecimento devem ser alcançados através de técnicas de otimização para a melhor *performance* do dispositivo. O valor para a massa do AMS é obtido pela razão da massa do dispositivo em relação a massa total da edificação. Comumente adota-se um valor fixo para razão de massa do atenuador, em torno de 1% da massa da construção. O valor para a razão de massa pode variar conforme cada caso, embora não se deva utilizar valores muito elevados, acima de 6%, visto que o acréscimo de carga à estrutura pode não inviabilizar o emprego do atenuador.

### 2.1.2 Múltiplos amortecedores de massa sintonizados

Elias e Matsagar (2018) ressaltam que há dois principais inconvenientes no uso de somente um único amortecedor de massa sintonizado, sendo esses: (i) a diminuição da eficácia do AMS devido à pequena faixa de frequências em que um único dispositivo consegue sintonizar com o edifício principal; (ii) e o espaço considerável necessário para a instalação de um dispositivo de massa elevada.

Em vista disso, começou-se a empregar a instalação de múltiplos amortecedores de massa sintonizados (MAMS), com características iguais ou distintas entre cada dispositivo. O uso de MAMS prevê um aumento na efetividade quando comparado com o uso de um único AMS, posto que se tenha a mesma massa total nos dois casos. Segundo Elias e Matsagar (2018), o conceito de MAMS já foi verificado positivamente por diversas pesquisas; no entanto, ressalta-se a importância da otimização dos parâmetros dos MAMS para que se possa obter um desempenho satisfatório quando comparado ao uso de um único AMS.

Cabe, ainda, lembrar que o uso de múltiplos amortecedores de massa sintonizados pode ser feito de diferentes formas, sendo instalados todos no mesmo andar de um edifício, em série ou em paralelo, como também distribuídos por diferentes andares da edificação.

## 2.2 ESTUDOS RELACIONADOS

Diversos pesquisadores já empregaram, em seus trabalhos, o amortecedor de massa sintonizado, obtendo resultados positivos no controle da resposta dinâmica de edifícios.

Tanaka e Mak (1983) analisaram a eficiência do uso de amortecedores de massa sintonizado na dissipação de energia em uma construção submetida ao carregamento do vento. Os autores realizaram análises numéricas e experimentais, usando túnel de vento e o modelo padrão CAARC, constatando a eficácia do uso do AMS e obtendo uma redução na resposta dinâmica do edifício na faixa de 30 a 60%. Ainda segundo os autores, quanto menor for a largura da faixa de frequência da excitação mais eficaz será o sistema de controle, sendo relevante que a frequência do amortecedor esteja sintonizada com a frequência da estrutura.

Kawaguchi, Teramura e Omote (1992) mostraram como ocorre o carregamento devido ao vento no histórico de tempo, desenvolvido a partir de dados no domínio da frequência. Os autores apresentaram um método computacional para prever a resposta da edificação com o AMS. Como resultado, o amortecedor reduziu a vibração do primeiro modo da estrutura em cerca de 60% quando a massa do AMS equivalia a 0,32% da massa absoluta da edificação, e cerca de 45% quando a massa do AMS era de 1,46% da massa total absoluta da construção. Além da resposta positiva, em termos de efetividade do AMS, os autores concluíram que o AMS não tem efeito sobre vibrações que tenham um período mais extenso que o primeiro modo de vibração da estrutura.

Xu e Kwok (1992) estudaram o movimento provocado pelo vento em estruturas altas com AMS, considerando um sistema de interação solo-estrutura. A análise dos autores foi realizada no domínio da frequência. Os exemplos estudados mostraram que diferentes tipos de solo podem afetar a efetividade dos amortecedores de massa sintonizados. Em solos muito moles, os autores concluem que o uso de AMS pode não ser eficaz para mitigar a vibração do sistema.

Yang *et al.* (2004) apresentaram um modelo de referência para ser utilizado no controle de respostas de edifícios altos excitados pelo vento. O modelo é uma torre de escritórios de 76 andares e 306 metros de altura, onde o sistema de controle foi instalado no último andar do prédio. Os autores também definiram diferentes critérios de avaliação da funcionalidade do dispositivo de controle de vibração.

Lee *et al.* (2006) propuseram um método numérico para a determinação dos parâmetros ideais de AMSs de maneira sistemática. O método convergiu de maneira eficaz ao decorrer do aumento do número de iterações. A viabilidade do método proposto foi verificada em estruturas de múltiplos graus de liberdade com AMS, para excitações sísmicas geradas pelo espectro de

Kanai-Tajimi, para o terremoto El Centro e para excitação dinâmica do vento gerada pelo espectro de Davenport.

Liu *et al.* (2008) estudaram a vibração induzida pelo vento a edifícios altos com AMS, incluindo a interação solo-estrutura. Os autores concluíram que, quando se despreza a interação solo-estrutura, as oscilações estruturais são superestimadas, e a eficiência dos amortecedores são subestimadas. A ação dos amortecedores de massa sintonizados foi verificada positivamente, apresentando resultados ainda mais eficazes para solos moles.

Mohebbi *et al.* (2011) utilizaram algoritmos genéticos para o *design* ótimo de amortecedores de massa sintonizados. Foi utilizado um modelo estrutural do tipo *shear building*, objetivando a minimização da resposta estrutural a sismos. O estudo concluiu que aumentar a razão de massa entre a estrutura e os AMSs aprimora a *performance* dos dispositivos. Para o caso de múltiplos AMSs, o aumento do número de dispositivos não afetou consideravelmente a resposta.

Farshidianfar e Soheili (2013) estudaram a otimização dos parâmetros de AMS, visando minimizar as vibrações causadas por sismos terrestres em edifícios altos e considerando os efeitos da interação solo-estrutura. O algoritmo de otimização utilizado foi o *Ant Colony Optimization Technique* (técnico de otimização da colônia de formigas). Os resultados obtidos mostraram que as características do solo têm grande influência na resposta da estrutura, influenciando conseqüentemente os parâmetros do AMS.

Bekdaş e Nigdeli (2017) empregaram dois diferentes algoritmos de otimização, o *Harmony Search e Bat Algorithm*, para o ajuste dos parâmetros de amortecedores de massa sintonizados, considerando os efeitos da interação solo-estrutura. Como a excitação da estrutura, os autores consideraram diferentes sinais provenientes de terremotos. A primeira análise realizada foi para uma estrutura de um grau de liberdade. Os autores concluíram que o efeito da interação solo-estrutura não é visto nitidamente nesse caso. Já para estruturas com múltiplos graus de liberdade, o estudo mostrou que diferentes tipos de solo geram distintas respostas, evidenciando a importância da consideração do efeito do solo no ajuste do AMS. Por fim, os autores pontuaram que, embora o objetivo da otimização fosse a diminuição do deslocamento máximo da estrutura, o dispositivo mostrou-se eficaz em reduzir significativamente a aceleração máxima do modelo numérico.

Elias e Matsagar (2018) realizaram, em sua pesquisa, uma comparação de múltiplos AMS distribuídos por andares (d-MAMS) baseados nas primeiras formas modais de vibração da

estrutura, com a aplicação de um único AMS e de MAMS localizados no topo do edifício. Os autores concluíram que há melhorias significativas na *performance* do controle da resposta dinâmica com o uso de MAMS ao uso de somente um AMS. O uso de d-MAMS mostrou resultados mais eficientes do que os demais casos, além de ser necessário um espaço reduzido para instalação, por causa de sua distribuição em diferentes andares.

Jia e Jianwen (2019) verificaram o desempenho de amortecedores de massa sintonizados em situações em que o efeito da interação solo-estrutura não era considerado. Para tal, os autores compararam a eficiência de um AMS corretamente ajustado em uma situação com interação solo-estrutura com um AMS ajustado para edificações com base fixa. Quatro edifícios, localizados na Califórnia (EUA) sujeitos a sismos terrestres foram estudados. Conforme os autores, o efeito da interação solo-estrutura tem influência no desempenho do AMS. O estudo dos edifícios mostra que o AMS ajustado à frequência fundamental do sistema com a interação solo-estrutura tem 25% mais efetividade do que o AMS ajustado para a situação de base fixa. Por fim, os autores concluíram que o modelo de base fixa pode superestimar o desempenho do AMS, principalmente para contextos onde há solos muito flexíveis ou onde as estruturas possuam rigidez muito elevada.

### 3 O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL

Pode-se caracterizar o vento como um movimento do ar, provocado pelas diferenças na pressão atmosférica devido ao aquecimento desuniforme da superfície terrestre. Esse é um processo natural que atinge todo o planeta e pode apresentar-se não somente com velocidades baixas a moderadas, como também com ventos extremos. O estudo deste fenômeno meteorológico aplicado à engenharia estrutural envolve desde sua formação até a sua simulação.

Neste capítulo, apresentar-se-á os principais fenômenos do vento e a descrição das características mais importantes dos ventos sinóticos.

#### 3.1 FENÔMENOS DO VENTO

As solicitações geradas pelo vento dependem muito da forma como o vento se apresenta. No Brasil, os mais comuns são os ventos sinóticos e as tormentas elétricas (TS), sendo que estes possuem diferenças significativas em sua ocorrência.

Os ventos sinóticos são considerados fenômenos de grande escala, podendo afetar grandes extensões de áreas, com velocidades elevadas e com longa duração. Caracterizam-se, também, pela direção constante de escoamento do vento e pelo perfil de velocidade média bem definido. Os ciclones extratropicais, classificados como tormentas EPS (*extended mature pressure systems ou extratropical pressure systems*) são um exemplo de vento sinótico (TROIAN, 2018). As tormentas EPS são formadas pelo encontro de uma massa de ar polar (ar frio e seco) com uma massa de ar subtropical (ar quente e úmido) e pelo encontro com montanhas durante a trajetória das correntes de ar.

Já as tormentas elétricas, designadas também por tormentas TS (*thunderstorms*), caracterizam-se por serem um fenômeno de microescala e atingirem pequenas áreas, com uma duração de tempo muito menor que as tormentas EPS. As tormentas elétricas têm variação constante da direção do vento e seu perfil de velocidades é não logarítmico, apresentando velocidades mais elevadas em baixas altitudes.

O fenômeno ocorrido nas tormentas TS é também conhecido como downburst, ele ocorre quando um jato vertical de vento violento atinge o solo e desvia-se em todas as direções, formando um anel de vórtices horizontais com grande poder de destruição. Quando o diâmetro

é menor que 1,5 km, o fenômeno enquadra-se em microburst; e quando possui diâmetro e duração maior, enquadra-se em macroburst

Devido aos ventos sinóticos ocorrerem em áreas muito mais extensas do que as tormentas elétricas, além de sua maior duração, a aquisição de dados e caracterização para esse tipo de evento é muito mais fácil e comum. Por conseguinte, considera-se somente os ventos sinóticos na normatização brasileira de forças geradas pelo vento; e, nesta dissertação, são tidos como os principais causadores da ação dinâmica.

Outras formas de ocorrência do vento, e que são menos comuns no país, são os furacões e os tornados. Os furacões evoluem de ciclones tropicais, sendo formados sobre o oceano, com temperatura da água superior a 26,8°C, e em latitudes de 5° a 30°, nos dois hemisférios. Os ciclones tropicais têm forma ciclônica, são compostos de tormentas elétricas e, quando permanecem por mais de um dia com condições favoráveis, podem evoluir para furacão, sendo as velocidades maiores do que 118 km/h.

Os tornados são os temporais mais agressivos, que costumam apresentar elevada velocidade horizontal dos ventos tangentes ao movimento ciclônico e altas velocidades verticais ascendentes em sua parte central (BLESSMANN, 1995).

### 3.2 CAMADA LIMITE ATMOSFÉRICA

Segundo Blessmann (1995), a camada limite atmosférica pode ser definida como a região da troposfera onde a velocidade do vento é afetada pela topografia do terreno, pela forma, dimensão e distribuição dos obstáculos naturais ou artificiais e pela variação da temperatura na direção vertical.

De acordo com Loredou-Souza, Paluch e Schettini (2004), as tensões aparentes de Reynolds geram a transferência de quantidade de movimento na Camada Limite Atmosférica, estabelecendo duas camadas diferentes, a camada superficial e a camada de *Ekman*, dentro da Camada Limite Atmosférica (CLA). A camada superficial é a camada próxima à superfície, onde o vento é desacelerado devido às forças de arrasto provocadas pela rugosidade do terreno, as quais são ocasionadas pelo atrito direto com a superfície, como também pelo efeito de turbulência provocado. Na camada de *Ekman*, tem-se uma diminuição das tensões aparentes de

Reynolds com a altitude; porém, nesta camada, há a atuação das forças de pressão e das forças de *Coriolis*.

Em superfícies com elevada rugosidade, como é o caso de centros urbanos, podem ser criadas zonas de estagnação em que o vento contorna superiormente as edificações. Nesses casos, considera-se um deslocamento correspondente à altura dessas edificações (altura  $z_d$ ) para o plano da superfície do perfil logaritmo de velocidade dos ventos (ver indicações das variáveis na Figura 3.1). O valor de  $z_0$  refere-se à altura de rugosidade e pode ser obtido através da lei logarítmica (ver item 3.3).

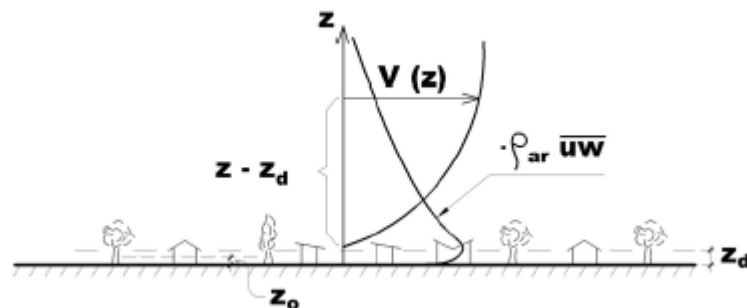


Figura 3.1: Perfis de velocidades médias e tensões aparentes de Reynolds para a CLA (LOREDO-SOUZA, PALUCH e SCHETTINI, 2004)

### 3.3 CAMPO DE VELOCIDADES

O vento trata-se de um processo estocástico, e seu campo de velocidade é formado por vetores desordenados em sua intensidade e direção. Uma maneira de analisar um registro de velocidades do vento é descrevê-lo em um sistema de referência cartesiano. Confere-se a coordenada  $x$  para a direção predominante do vento; a coordenada  $y$  para a direção perpendicular a  $x$ ; e para a direção vertical a coordenada  $z$ , formando um sistema de três componentes ortogonais  $(x, y, z)$ .

A partir de um registro da velocidade do vento ao longo do tempo, pode-se separar dois conceitos de velocidade: a velocidade média, vista como constante devido às pequenas flutuações que ocorrem em frequências reduzidas e responsável pela ação estática do vento; e a velocidade flutuante, encarregada das ações dinâmicas (vide Figura 3.2).



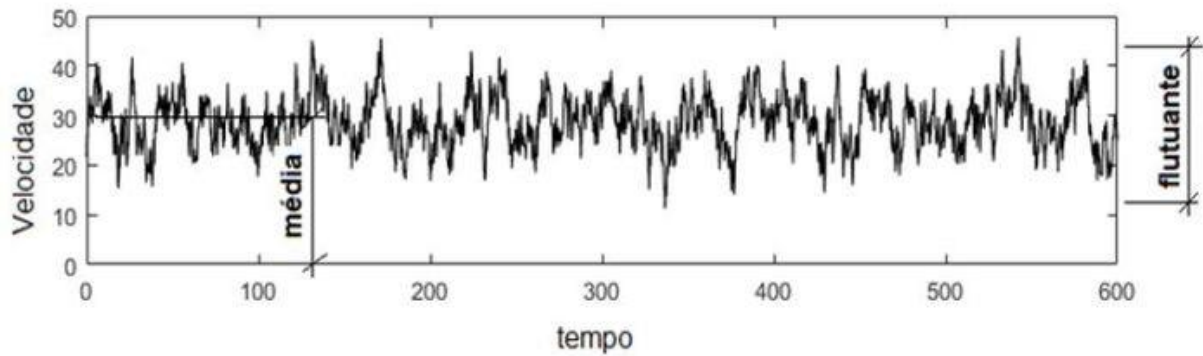


Figura 3.2: Variação da velocidade longitudinal do vento. (TROIAN, 2018)

Como visto, pode-se descrever um registro através de coordenadas, sendo que a direção longitudinal, considerada como a direção predominante do vento, é a única que possui velocidades médias significativas. Nas demais direções, somente a velocidade flutuante é considerada. As equações para cada direção são dadas em 01, 02 e 03.

$$V_x(t) = \bar{V} + v_x(t) \quad (01)$$

$$V_y(t) = v_y(t) \quad (02)$$

$$V_z(t) = v_z(t) \quad (03)$$

Onde  $\bar{V}$  é a parcela da velocidade média na direção longitudinal do vento,  $v_i(t)$  é a parcela da velocidade flutuante em cada direção  $i$ , ( $i = x, y$  ou  $z$ ) e  $V_i(t)$  é a velocidade total em cada direção.

Para expressar matematicamente a velocidade média do vento e sua variação com a altura, são utilizados os perfis de velocidades, dados pela (i) lei logarítmica e pela (ii) lei potencial.

(i) O perfil da lei logarítmica é obtido pela Equação 04 e é conhecido como lei de Prandtl.

$$\frac{\bar{V}(z)}{u_*} = \frac{1}{k} \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (04)$$

Em que  $\bar{V}(z)$  é a velocidade média do vento na altura  $z$  (m/s),  $u_*$  é a velocidade de corte (m/s), e  $k$  é a constante de Von Kàrmàn (aproximadamente 0,4).

O comprimento de rugosidade ( $z_0$ ) é o fator dominante para definir os perfis da velocidade média em ventos. O parâmetro está relacionado com a altura dos obstáculos de compõem a

rugosidade da superfície, podendo ser estimado grosseiramente como um vigésimo da altura média dos obstáculos. O comprimento de rugosidade é um parâmetro sensível a alterações de dimensões e densidade dos obstáculos; e, por isso, é recomendável atenção aos valores obtidos, sendo que o uso de valores pequenos favorece a segurança (BLESSMANN, 1995).

(ii) A lei de potência é definida por Blessmann (1995) como uma simples lei de potência que associa as velocidades médias em duas alturas dentro da camada limite atmosférica e possui bons resultados quando confrontada com dados experimentais. A lei é dada pela Equação 05.

$$\frac{\bar{V}(z)}{\bar{V}(z_g)} = \left(\frac{z}{z_g}\right)^p \quad (05)$$

Onde  $z_g$  é a altura de referência, comumente adotada 10,00m, e  $p$  é a classe de rugosidade superficial do terreno, variando de 0,11 a 0,35.

A ABNT NBR 6123/88 adota a lei potencial por ser facilmente aplicável a curtos intervalos de tempo. A definição da velocidade média de referência deve ser feita em função do intervalo de tempo de duração de uma rajada. A normatização brasileira do vento considera um intervalo de tempo de três segundos para a velocidade característica de referência. Para se caracterizar o intervalo de tempo para a velocidade média, devem ser considerados os tamanhos dos turbilhões de vento e da edificação.

### 3.4 TURBULÊNCIA

As flutuações na velocidade do ar são geradas pela agitação mecânica deste, denominada também como turbulência. A turbulência é causada pela rugosidade natural e artificial da superfície terrestre, formando turbilhões e redemoinhos, com frequências e intensidades aleatórios (BLESSMANN, 1995).

Os turbilhões originam as rajadas de vento. A dimensão dos turbilhões está interligada ao intervalo de tempo considerado para uma velocidade média de referência, pois é preciso que as rajadas tenham certo tempo de atuação para que as forças aerodinâmicas sejam desenvolvidas e para que a estrutura reaja a essa força. As rajadas de menor tempo são as de maiores velocidades; contudo, não conseguem abranger todo o conjunto de uma edificação muito grande. Portanto, quanto maior a edificação, maior deve ser o turbilhão, e maior deve ser a

duração do intervalo de tempo da rajada de vento para que ela exerça uma ação global sobre a estrutura.

É fundamental que sejam conhecidas as principais propriedades da turbulência atmosférica para o cálculo da resposta dinâmica das estruturas sujeitas à ação do vento. Blessmann (2005) diz que foi Davenport, em 1963, que adaptou à engenharia estrutural do vento os princípios que já eram muito utilizados na engenharia mecânica, como os conceitos estatísticos de distribuição de probabilidade, espectro da potência e correlações espaciais, os quais podem ser utilizados satisfatoriamente para definir a turbulência atmosférica. A seguir, há uma breve explicação destas propriedades.

### 3.4.1 Distribuição de probabilidade

A distribuição de probabilidade permite obter a distribuição de velocidades da turbulência atmosférica. Ela mostra a frequência relativa de ocorrência das velocidades do vento e pode ser representada através de uma distribuição normal, a distribuição de Gauss, utilizando como dados a velocidade média do vento e seu desvio-padrão.

Na Figura 3.3, tem-se o exemplo da distribuição de probabilidade para uma amostra de 25 anos da série de velocidades máximas anuais para a cidade de Florianópolis (SC). No caso da imagem, a distribuição foi obtida pela função de densidade de probabilidade de Gumbel, muito utilizada para avaliações de ventos extremos.

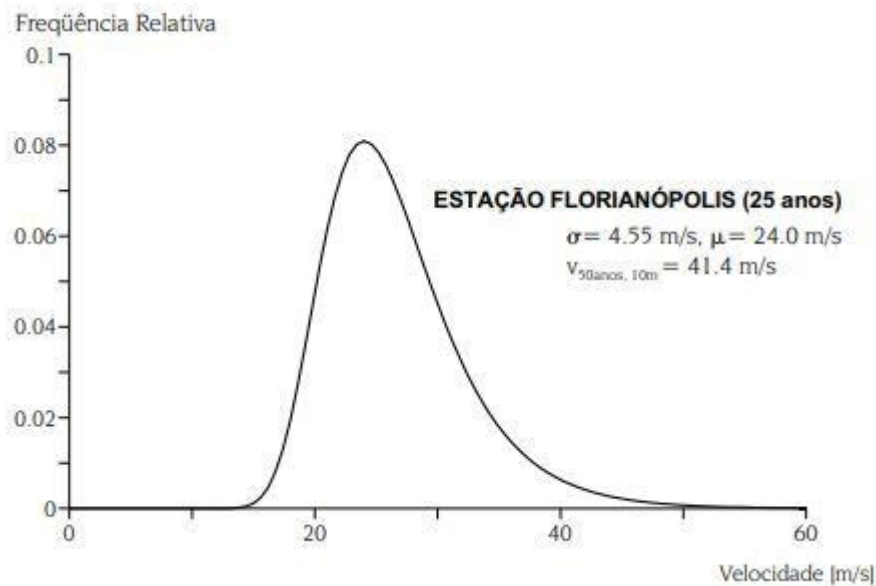


Figura 3.3: Distribuição de probabilidade de ventos extremos.  
(AMARANTE E SILVA, 2002)

### 3.4.2 Intensidade da turbulência

A intensidade da turbulência é calculada pela Equação 06, isto é, é dada pela razão entre o desvio-padrão das flutuações e uma velocidade de referência.

$$I_i = \frac{\sigma_i(z)}{\bar{V}(z)}, (i = 1,2,3) \quad (06)$$

Para a componente longitudinal, pode-se obter o desvio-padrão das flutuações pela fórmula de Harris-Davenport (Equação 07), a qual considera o desvio-padrão constante ao longo da altura. Embora medidas feitas apresentem diminuição de  $\sigma_1$  com a altura, a Equação 07 pode ser adotada até altura máxima de 180 metros, ficando à favor da segurança (BLESSMANN, 1995).

$$\sigma_1(z) = 2,58\bar{V}_{10}(c_{as})^{1/2} \quad (07)$$

Sendo  $c_{as}$  o coeficiente de arrasto superficial e  $\bar{V}_{10}$  a velocidade média sobre uma hora a dez metros de altura da superfície terrestre.

Outras considerações para o desvio-padrão das flutuações da componente longitudinal considerando a altura em relação à superfície terrestre e às categorias de rugosidade do terreno podem ser vistas em Blessmann (1995). A relação entre o desvio-padrão da componente longitudinal com as demais componentes é obtida por expressões empíricas desenvolvidas por diversos pesquisadores.

### 3.4.3 Correlações espaciais

A correlação espacial refere-se à irregularidade das rajadas que agem sobre as estruturas, sujeitas a suas formas e comportamentos dinâmicos. Pela correlação espacial, é possível determinar a dependência bilateral que ocorre entre dois sinais de velocidade, em dois pontos diferentes da estrutura.

Blessmann (1995) define a função de correlação cruzada entre as componentes  $i$  do vetor de rajada no ponto  $r$  e no ponto  $r'$ , desconsiderando um possível retardo de tempo entre esses (Equação 08).

$$R_{ii}(r, r') = \langle V_i(r; t) V_i(r'; t) \rangle \quad i = 1, 2, 3 \quad (08)$$

A Equação 09 define a função de correlação cruzada vertical para dois pontos que se encontrem alinhados, com um afastamento  $S_i$  entre esses, como mostra o desenho esquemático da Figura 3.4.

$$R_{11}(S_3) = \langle V_1(z; t) V_1(z + S_3; t) \rangle \quad (09)$$

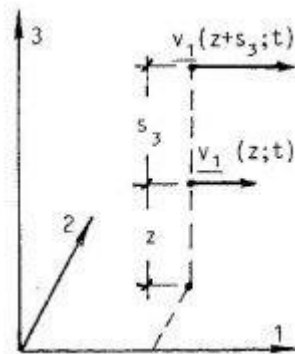


Figura 3.4: Função da correlação cruzada da componente longitudinal do vento, sentido vertical. (BLESSMANN, 1995)

Riera e Ambrosini (1992) desenvolveram um método para correlacionar campos de velocidades aleatórios independentes, embasados na função de correlação cruzada triangular. O modelo simples proposto foi verificado através das evidências experimentais disponíveis em pesquisas e se adequou de maneira positiva, assim como outras funções de correlação cruzada (MIGUEL *et al.*, 2012). A implementação do modelo proposto necessita apenas de um parâmetro, o comprimento de correlação.

O modelo para uma estrutura discretizada em duas dimensões é dado pela Equação 10 e Figura 3.5.

$$V(x, y) = V_1 + \frac{V_2 - V_1}{a}x + \frac{V_3 - V_1}{b}y + \frac{V_4 - V_3 - V_2 - V_1}{ab}xy \quad (10)$$

A Equação 10 possibilita calcular a velocidade em um ponto localizado no plano cartesiano dentro dos limites do elemento retangular  $a \times b$ .

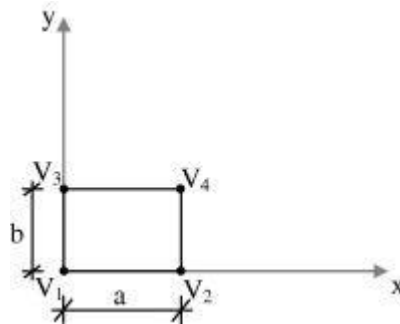


Figura 3.5: Modelo de interpolação em duas dimensões. (MIGUEL *et al.*, 2012)

A distância entre os nós deve ser dada pelo comprimento de correlação em cada direção. Miguel *et al.* (2012) obtiveram curvas de regressão linear para a obtenção dos comprimentos de correlação vertical (Figura 3.6) e horizontal (Figura 3.7), através do estudo para várias alturas e condições de rugosidade da superfície terrestre.

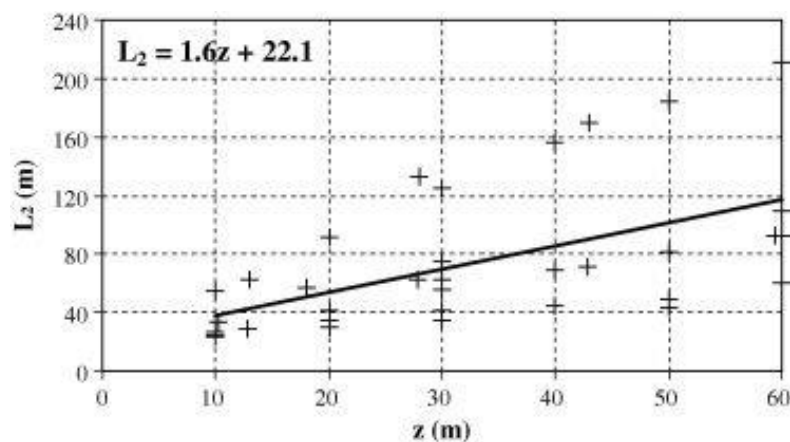


Figura 3.6: Comprimento de correlação horizontal. (MIGUEL *et al.*, 2012)

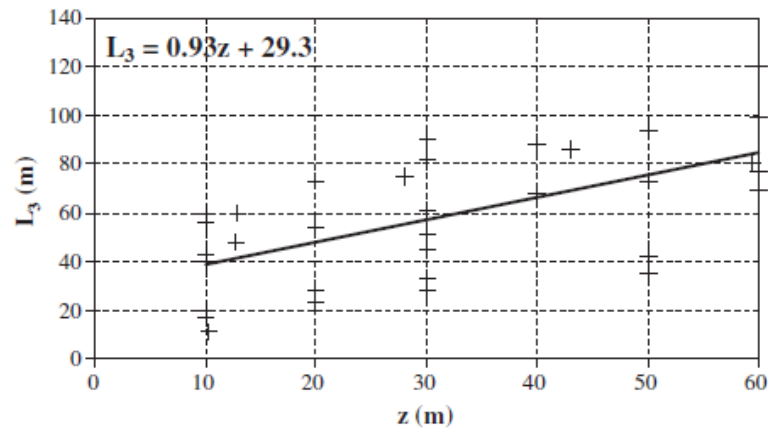


Figura 3.7: Comprimento de correlação vertical. (MIGUEL *et al.*, 2012)

Nota-se a tendência de aumento de comprimentos de correlação espacial com a elevação da altura em relação ao solo.

#### 3.4.4 Espectros de potência

O espectro de potência aplicado à engenharia do vento pode ser definido como a distribuição de energia contida nas rajadas em função das diversas frequências. A distribuição de energia ocorre devido à energia cinética que passa do escoamento médio para os turbilhões por um processo cascata, dos maiores aos menores turbilhões, até chegar em turbilhões com escala milimétrica que são dissipados em forma de calor (BLESSMANN, 1995).

Devido à aleatoriedade das flutuações do vento, pode-se admitir matematicamente que o vento é formado pela superposição de funções harmônicas simples, com diferentes amplitudes, frequências e fases. A variância total, soma de todas as variâncias de todas as frequências individuais das flutuações, forma o espectro. A partir da distribuição contínua de frequências dentro de determinados limites, tem-se o espectro de potência, também determinado como densidade espectral da variância (BLESSMANN, 1995).

A determinação do espectro da componente longitudinal da turbulência considera os ventos do tipo EPS, isto é, ciclones tropicais e extratropicais, e flutuações com períodos inferiores a uma hora, com pico de período de aproximadamente um minuto, pois as rajadas mais importantes têm intervalo de tempo entre dez minutos e um segundo.

O espectro do componente longitudinal mais conhecido é o espectro de Davenport, dado pela Equação 11. De acordo com Blessmann (1995), o espectro de Davenport não representa suficientemente bem os valores obtidos em baixas frequências e não considera a influência da cota de altura até a superfície; contudo, é de fácil aplicação e possui boa adequação a uma variedade de terrenos na faixa de frequências de interesse ao vento na engenharia estrutural.

$$\frac{fS_w}{u_*^2} = \frac{4n^2}{(1+n^2)^{4/3}} \quad (11)$$

Onde:

$$n = \frac{fL}{V_{10}}$$

$$u_* = 0,4 \frac{\vec{v}(z_{ref})}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)}$$

Outros espectros igualmente importantes são os espectros de Von Kárman, Harris, Kaimal e Simiu (ver Figura 3.8). Estes foram definidos a partir de diferentes categorias de terrenos e de velocidades do vento.

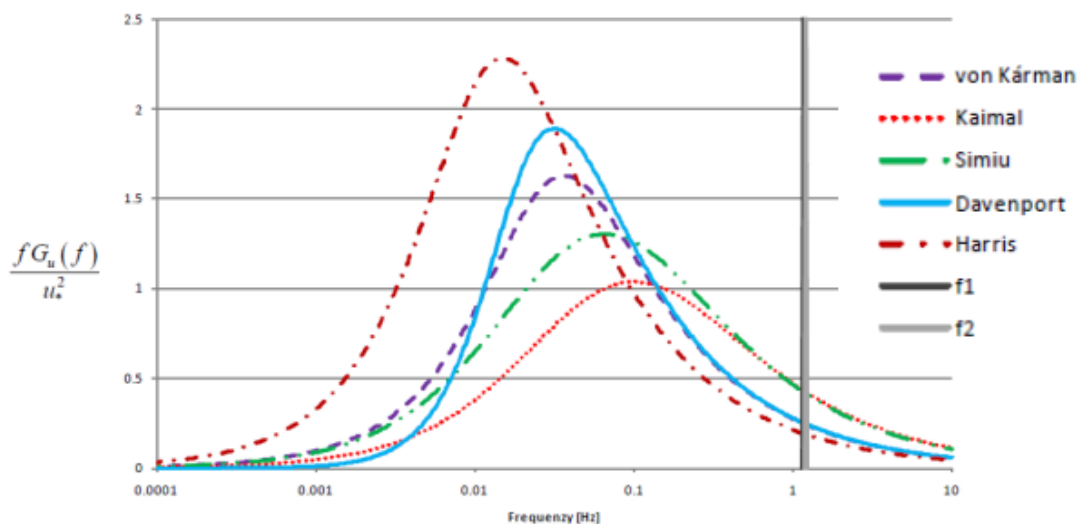


Figura 3.8: Comparação entre espectros de potência. (BEÇ, 2010)



Beç (2010) analisou, em sua pesquisa, a influência da fórmula do espectro na análise aerodinâmica na resposta estrutural. O estudo comparou cinco modelos de espectro (Kármán, Harris, Kaimal, Simiu e Davenport), utilizando uma passarela com 140 m de comprimento. Os maiores valores médios para deslocamento horizontal foram conquistados pelos espectros de Kaimal e Simiu, e os valores mais baixos pelo modelo de Harris. Embora a diferença na resposta em deslocamento para diferentes modelos de espectro tenha sido maior de 10%, o autor afirma que, do ponto de vista da engenharia estrutural, essas diferenças não são importantes. Inclusive é possível obter uma variação parecida com a citada para duas realizações sucessivas utilizando o mesmo modelo de espectro.

Outro ponto a se notar na Figura 3.8 é o pico de frequência dos espectros, o qual acontece em frequências muito baixas, entre 0,01 a 0,1 Hz. Como a frequência natural dos edifícios altos encontra-se normalmente entre 0,1 a 1 Hz, essas edificações serão afetadas pelas rajadas caracterizadas na parte descendente do espectro (BALENDRA, 1993).

### 3.5 EFEITOS DINÂMICOS DO VENTO EM EDIFICAÇÕES

Ainda que os efeitos do vento sejam sempre dinâmicos, na maioria dos casos, os efeitos são considerados como forças estáticas do vento. Contudo, edificações esbeltas e flexíveis, com frequências naturais de vibração pequenas, podem sofrer deslocamentos e acelerações significativas geradas pela resposta dinâmica das estruturas às rajadas do vento, sendo essencial considerar as forças dinâmicas do vento.

De acordo com Blessmann (1995), as solicitações dinâmicas são dependentes da energia cinética das flutuações da velocidade do vento e da distribuição desta energia pelas frequências, sendo muito relevantes os componentes que podem entrar em ressonância com a estrutura.

A velocidade flutuante, a partir da energia cinética contida nas flutuações e a forma como a energia se distribui pelas diversas frequências, gera a ação dinâmica em edificações de baixo amortecimento e frequência natural menor que 1 Hz.

Nesta dissertação, serão somente estudadas as vibrações causadas pela energia cinética das rajadas. Demais efeitos dinâmicos devido ao vento, como desprendimento de vórtices, efeito de golpe, galope e drapejamento, podem ser vistos em Blessmann (2005).

### 3.5.1 Vibrações causadas pela energia cinética das rajadas

O vento transfere parte de sua energia a um objeto quando o atinge e, em resposta, o objeto se desloca inicialmente no sentido da ação do vento, e depois no sentido contrário. Esse movimento pode repetir-se, diminuindo, a cada oscilação, a sua amplitude e voltando o objeto ao estado inicial de repouso. Denomina-se período de oscilação o tempo que a estrutura demora para voltar à posição original, e frequência de resposta o inverso do período de oscilação.

Edifícios podem, muitas vezes, ser sensíveis às rajadas do vento; entretanto, o comportamento dinâmico de cada edifício dependerá da frequência natural de excitação de cada. Estruturas mais esbeltas possuem normalmente frequência natural menores e, por isso, são mais sensíveis às cargas do vento e terão respostas dinâmicas significativas. Conforme a ABNT NBR 6118 (1998), estruturas que possuam frequência natural menor que 1 Hz são consideradas estruturas flexíveis e necessitam ser avaliadas perante o carregamento dinâmico do vento.

A resposta dinâmica dos movimentos induzidos pelo vento pode agir até os três primeiros modos de vibração de uma edificação, na direção longitudinal e transversal, também de maneira torsional em alguns casos (ver Figura 3.9). Conforme Balendra (1993), as edificações somente estarão sujeitas ao movimento de torção quando os pontos instantâneos da resultante do carregamento aerodinâmico não coincidem com o centro de massa e/ou com o centro elástico. Mesmo edifícios simétricos podem ter movimentos torsionais como resultado do vento não correlacionado agindo na largura do edifício.

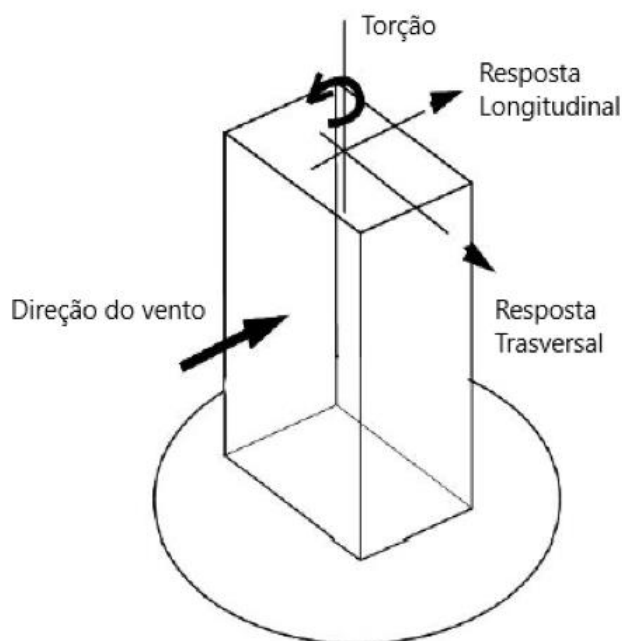


Figura 3.9: Resposta de uma estrutura à ação do vento.

O principal componente da resposta de um edifício é o componente longitudinal e será o único considerado nesta dissertação.

### 3.5.2 Conforto dos usuários

Além da necessidade de garantir a segurança e integridade estrutural na análise dinâmica de edificações sujeitas a força do vento, deve-se também assegurar que os requisitos exigidos de conforto dos usuários sejam atendidos. A percepção das vibrações em edificações pode afetar significativamente seus usuários, provocando desconforto, falta de concentração, enjoos, e inseguranças às pessoas.

BLESSMANN (2005) cita que um dos primeiros estudos sobre conforto humano em edifícios que oscilam foi feito por Chang. O estudo de Chang apresenta os níveis para a percepção humana, variando de imperceptível a intolerável, conforme a amplitude e frequência da resposta dinâmica de uma edificação (ver Figura 3.10).

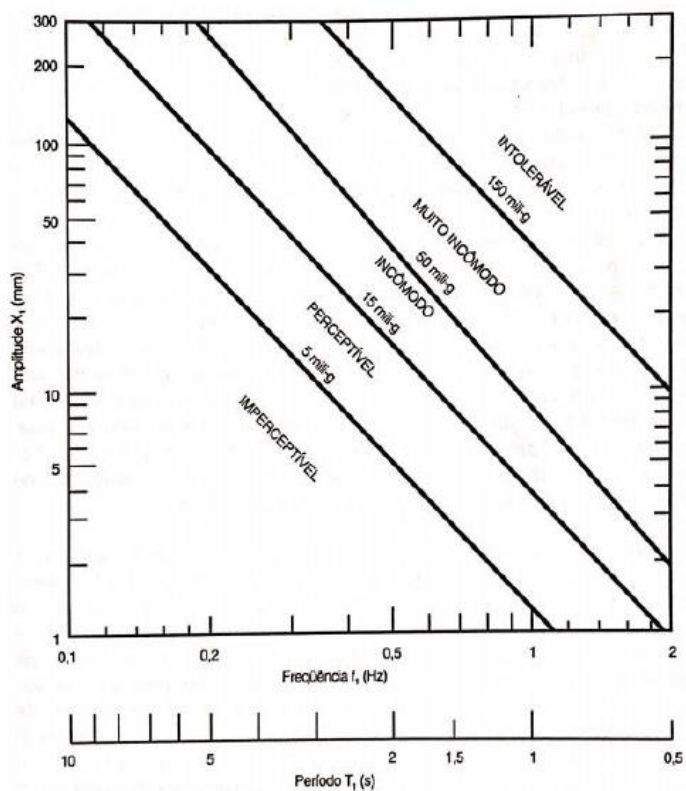


Figura 3.10 - Níveis de conforto. (BLESSMANN, 2005)

A norma brasileira do vento (ABNT NBR 6123/1988), avalia o nível de conforto para os usuários através da limitação da aceleração horizontal induzida pelo vento. Ela indica que a aceleração máxima não deva exceder  $0,1 \text{ m/s}^2$ .

Outro fator citado por BLESSMANN (2005), é o tempo de recorrência. Para o estudo do conforto dos usuários o tempo de recorrência deve ser menor que o utilizado para o cálculo estrutural. A ABNT NBR 6123 / 1988 indica um tempo de recorrência de 50 anos para a análise estática das cargas do vento em edificações de uso residencial e comercial, e de 10 anos, para a recorrência da amplitude máxima de aceleração calculada. Apesar da indicação da norma, muitos estudos avaliam que o tempo de recorrência para a análise do conforto dos usuários perante às vibrações em edificações residenciais deve ser de apenas um ano.

Há ainda a norma ISO 2631-1/1997, a qual define métodos de medição de vibrações de corpo inteiro, para vibrações periódicas, aleatórias ou transientes, e para diferentes posições, em pé, sentado ou deitado, considerando uma faixa de frequências a partir de 0,5 Hz. A norma estabelece três limites conforme cada grau de exposição, limite de conforto, limite de perda da eficiência por fadiga, e limite de exposição com perigo à saúde.

A norma utiliza a aceleração rms (*root-mean-square*) expressa em  $m/s^2$  como parâmetro de avaliação da magnitude da vibração, podendo ser calculada pela equação 12.

$$a_i = \left[ \frac{1}{T} \int_0^T a_i^2(t) dt \right]^{\frac{1}{2}} \quad (12)$$

Onde  $a_i$  equivale a aceleração ponderada e T é a duração da medição em segundos. A aceleração ponderada é obtida pela equação 13, onde  $W_i$  é o fator de ponderação, o qual varia conforme a faixa de frequência e a direção da medição.

$$a_w = \left[ \sum (W_i a_i)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (13)$$

Com a aceleração ponderada e o tempo de exposição a uma dada vibração pode-se enquadrar o resultado na Figura 3.11 da ISO 2631-1/1997 para averiguar se a vibração estudada se encontra na zona desejável, abaixo dos limites da zona de atenção.

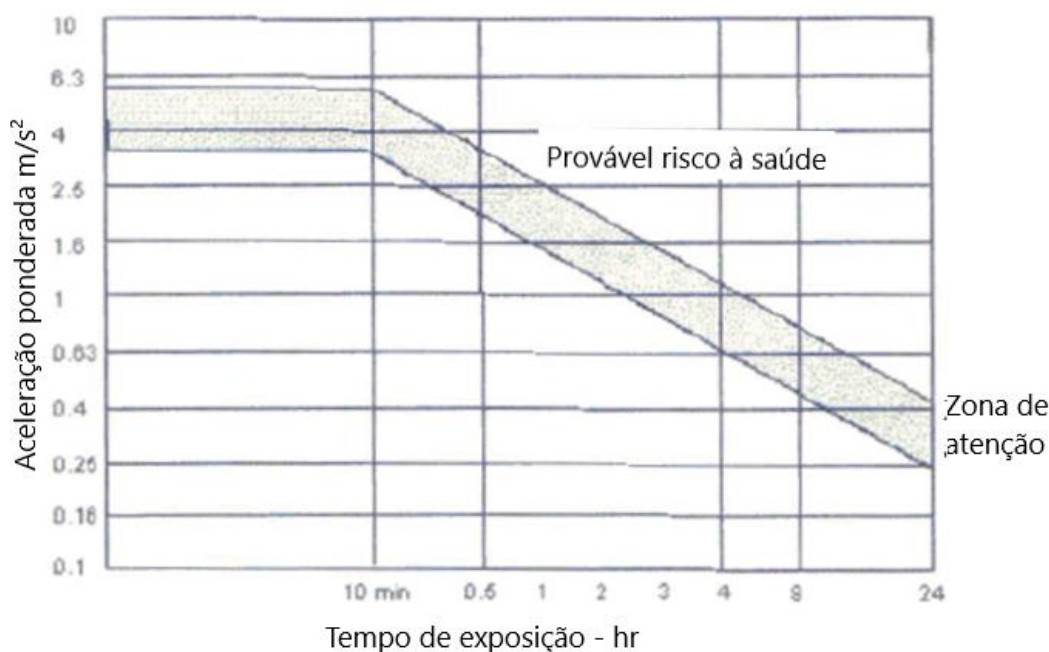


Figura 3.11 – Zonas de atenção e risco conforme aceleração e tempo de exposição à vibrações. (Adaptada de ISO 2631-1/1997).

Já a norma ISO 10137 (2007) trata dentro do seu escopo das orientações para a resposta humana aos movimentos horizontais de edifícios induzidos pelo vento, informando que as acelerações

devem ser mantidas dentro de um limite que não afeta as condições de vida diária com um período de retorno de um ano. Outros períodos de retorno podem ser adotados ajustando-se os critérios com fatores multiplicadores. Os critérios da norma baseiam-se na aceleração de pico para a primeira frequência natural na direção principal de movimento da estrutura. A figura 3.12 apresenta os percentuais de percepção de acelerações em função da frequência de oscilação trazida pela norma ISSO 10137 (2007), onde a curva 1 representa o limiar para edifícios de escritórios e a curva 2 para edifícios residenciais.

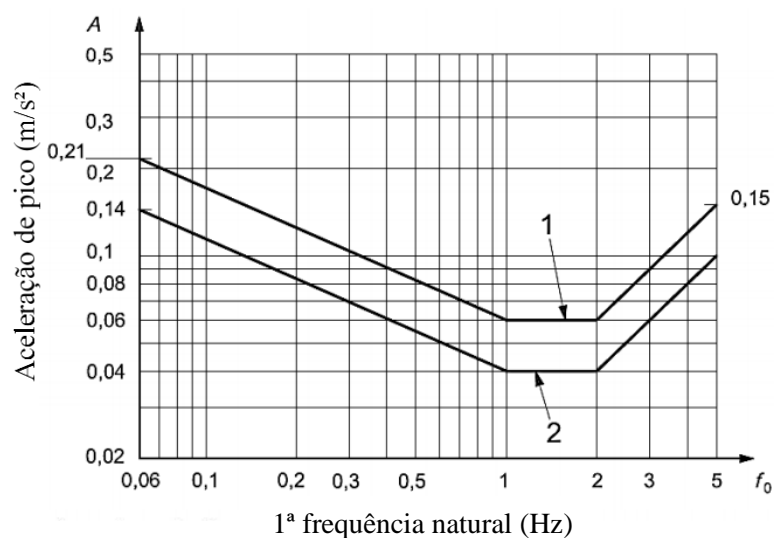


Figura 3.12 – Percepção de acelerações em função da frequência de oscilação da estrutura para um período de retorno de 1 ano (Adaptada de ISO 10137/2007).

O AIJ, Instituto de Arquitetura do Japão traz no seu código de construção de 2004 a avaliação da habitabilidade de construções referente às vibrações induzidas pelo vento. O código AIJ-GBV-2004 traz cinco curvas diferentes (as curvas H-10, H-30, H-50, H-70 e H-90), representadas na Figura 3.13, em que o número de cada curva informa a probabilidade de percepção do movimento conforme sua numeração, isto é, a curva H-90 indica que 90% dos ocupantes podem perceber a vibração naquela condição especificada pelo gráfico.

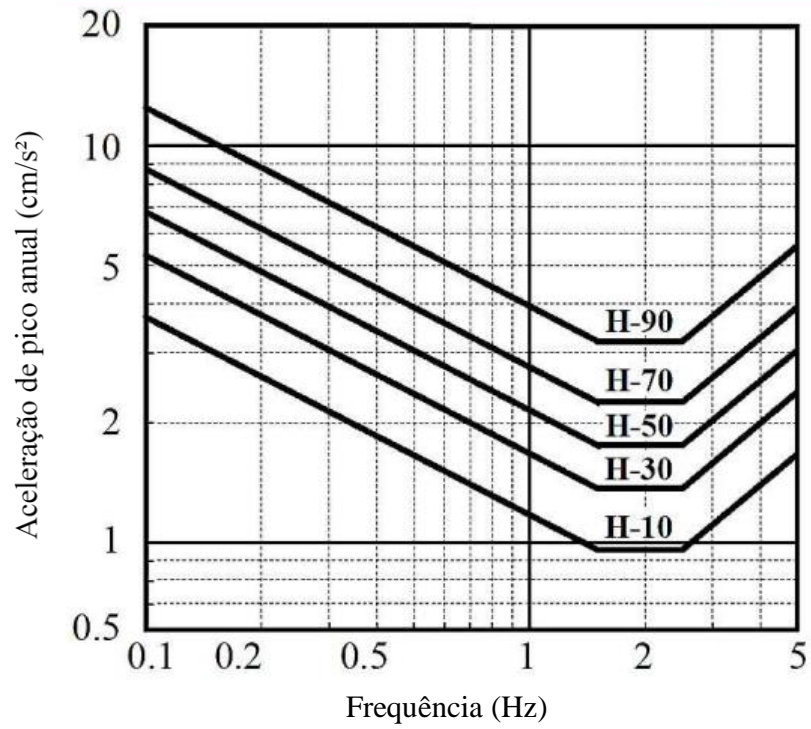


Figura 3.13 – Percepção de acelerações em função da frequência de oscilação da estrutura para um período de retorno de 1 ano (Adaptada de AIJ Guidelines, 2004 apud KRYH & NILSSON, 2012).

## 4 OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL

Neste capítulo, são retratados os conceitos básicos que envolvem as técnicas de otimização estrutural. É feita uma introdução aos algoritmos meta-heurísticos, descrevendo os procedimentos que envolvem o *Search Group Algorithm* (SGA), algoritmo de otimização utilizado neste trabalho. Por fim, descreve-se a otimização sob incertezas, e são citados alguns trabalhos em que foram realizados procedimentos similares.

### 4.1 DEFINIÇÕES BÁSICAS

Por meio da otimização estrutural, é possível encontrar a melhor solução para um problema de engenharia, atendendo os requisitos de projeto e obedecendo ao conjunto de restrições do problema. Comumente, o melhor resultado é aquele que utiliza a menor quantidade de material e possui o menor peso possível, sem perder a eficiência de sua função. As técnicas de otimização estrutural sempre buscam encontrar um valor mínimo (podendo, também, ser utilizadas para valor máximo) para a função problema.

A seguir, tem-se os conceitos básicos compõem o problema de otimização estrutural.

#### 4.1.1 Variáveis de Projeto

As variáveis de projeto são os parâmetros variáveis, os quais se modificam a cada iteração da otimização de maneira a encontrar a melhor solução. Elas são classificadas em variáveis contínuas e variáveis discretas, ou seja, variáveis a que se podem ser atribuídos qualquer valor real e variáveis que são limitadas a valores pré-estabelecidos, respectivamente. Pode-se, também, utilizar de variáveis mistas, isto é, variáveis contínuas e discretas para o mesmo problema estrutural. Para o caso de um problema de otimização de dissipadores de energia, as variáveis de projeto podem retratar os parâmetros desses amortecedores, como a rigidez e o amortecimento, por exemplo.

#### 4.1.2 Função Objetivo

A função objetivo é a função que envolve as variáveis de projeto, sendo otimizada até ser encontrado o mínimo para essa função. A função objetivo pode ser classificada como simples, quando se tem um único objetivo a ser minimizado, ou pode ser denominada como multiobjetivo, quando se tem múltiplos objetos de otimização. A eficiência de um projeto de



otimização é quantificada pela escolha da função objetivo, sendo importante a escolha adequada da expressão que irá compor essa função.

### 4.1.3 Restrições

As restrições são as limitações impostas ao problema de otimização, as quais devem ser atendidas pelas variáveis de projeto. As restrições são classificadas em três tipos diferentes:

a) Restrição lateral:  $x_{min,i} \leq x_i \leq x_{max,i}$ , com  $i = 1, 2, \dots, n$ ;

b) Restrição de desigualdade:  $g_j(x) \geq 0$ , com  $j = 1, 2, \dots, ng$ ;

c) Restrição de igualdade:  $h_k(x) = 0$ , com  $k = 1, 2, \dots, nh$ .

Onde  $x_i$  é a variável de projeto;  $x_{min,i}$  e  $x_{max,i}$  são os limites mínimo e máximo da variável de projeto;  $g_j(x)$  e  $h_k(x)$  são as restrições em função da variável de projeto.

Existem, ainda, problemas em que as variáveis de projeto não necessitam obedecer à nenhuma restrição.

## 4.2 OTIMIZAÇÃO META-HEURÍSTICA

Os métodos utilizados para a otimização estrutural estão sempre em desenvolvimento, principalmente as pesquisas de algoritmos meta-heurísticos. Os métodos meta-heurísticos podem não chegar sempre nas melhores soluções; porém, suas soluções são aproximações suficientemente boas e geradas rapidamente. O motivo da notoriedade dos algoritmos meta-heurísticos aplicados em problemas de otimização estrutural deve-se a flexibilidade de ajuste do algoritmo de otimização às diferentes formulações necessárias por um problema estrutural. Outra vantagem é obtida quando se compara os métodos meta-heurísticos com os métodos de otimização baseados em gradientes, pois o primeiro garante um menor custo computacional já que não exige a informação do gradiente como os métodos de otimização baseados em gradientes (TSIPTISIS *et al.*, 2019).

A maioria dos estudos dos algoritmos meta-heurísticos para otimização estrutural utiliza problemas de otimização de treliça para sua validação. As treliças configuram-se *benchmarks*

eficazes para avaliar algoritmos de otimização, pois possuem complexidade suficiente em seu número de variáveis de projeto e nas restrições do problema.

Os algoritmos meta-heurísticos possuem duas fases diferentes de exploração, denominadas na língua inglesa como *exploration* e *exploitation* (ambas traduzidas como exploração, divergindo apenas na maneira como a exploração é feita, sendo a primeira como uma exploração investigativa, global, e a segunda como exploração por benefício próprio, exploração local). O equilíbrio entre as duas fases de exploração do algoritmo é que torna este mais robusto e melhora seu desempenho. A fase de *exploration*, ou busca global, acontece quando o algoritmo faz a busca pelas regiões onde pode estar a solução ótima. A fase de *exploitation*, ou busca local, é o refinamento da solução dentro das regiões definidas pela fase anterior (GONÇALVES; LOPEZ; MIGUEL, 2015).

A formulação dos algoritmos meta-heurísticos pode ser feita inspirada em processos da natureza, imitando fenômenos físicos ou biológicos. Conforme Mirjalili e Lewis (2016), pode-se agrupá-los em quatro diferentes categorias: (i) métodos baseados na evolução; (ii) métodos baseados em física; (iii) métodos baseados em enxames; e (iv) métodos baseados no comportamento humano.

Os algoritmos baseados na evolução inspiram-se nas leis de evolução natural. Inicia-se o processo desse método por uma população gerada aleatoriamente, desenvolvida continuamente, possibilitando que a população seja otimizada a cada geração através da combinação dos melhores indivíduos (MIRJALILI; LEWIS, 2016). O algoritmo baseado na evolução mais conhecido é o Algoritmos Genéticos (GA), o qual reproduz a evolução de Darwin. Nesta dissertação, será utilizado o *Search Group Algorithm* (SGA, traduzido como algoritmo do grupo de pesquisa), o qual é um novo método inspirado na criação de grupos de busca a partir da geração de diferentes populações.

O segundo grupo são os algoritmos baseados em física, os quais simulam as regras físicas do universo. Como exemplo deste grupo, tem-se o Algoritmo de Pesquisa Gravitacional (GSA), o *Big-Bang Big-Crunch* (BBBC) e a Otimização da Força Central (CFO).

Os métodos baseados em enxames reproduzem o comportamento social de grupamentos de seres-vivos. Dentre os algoritmos mais conhecidos desse método, tem-se a Otimização de Enxame de Partículas (*Particle Swarm Optimization*, PSO) e a Otimização de Colônias de Formigas (*Ant Colony Optimization*). Segundo Mirjalili e Lewis (2016), os algoritmos

baseados em enxames mantêm as informações do espaço de pesquisa nas iterações subsequentes, diferentemente dos métodos baseados em física, os quais descartam as informações das iterações anteriores. Esse terceiro grupo mostra-se, também, mais fácil de implementar, pois geralmente necessita de menos operadores do que os demais métodos, como o método da abordagem evolutiva, por exemplo.

Entre as abordagens de otimização baseadas no comportamento humano, tem-se métodos bastantes populares como o *Harmony Search* (HS), e o TLBO (*Teaching Learning Based Optimization*).

#### 4.2.1 Search Group Algorithm

Para se resolver o problema de otimização deste trabalho, optou-se por utilizar um dos mais recentes algoritmos meta-heurísticos desenvolvidos, o *Search Group Algorithm* (SGA). O método foi desenvolvido por Gonçalves, Lopez e Miguel (2015), e seu modelo matemático é inspirado na criação de grupos de pesquisa. O algoritmo tem como principal objetivo o equilíbrio entre as fases de exploração no domínio do *design*.

A execução do algoritmo é feita em cinco etapas, sendo essas:

- a) criação da população inicial;
- b) seleção inicial do grupo de pesquisa;
- c) mutação do grupo de pesquisa;
- d) geração das famílias;
- e) seleção do novo grupo de pesquisa.

A seguir, cada etapa é descrita conforme as indicações de Gonçalves, Lopez e Miguel (2015).

##### 4.2.1.1 Criação da população inicial

A população inicial,  $P$ , é gerada aleatoriamente no domínio da pesquisa pela Equação 14. Cada linha de  $P$  representa um indivíduo da população e cada coluna uma variável de projeto.

$$P_{ij} = x_j^{min} + (x_j^{max} - x_j^{min})U \quad (14)$$

Em que  $i$  representa os indivíduos da população, variando de 1 a  $n_{pop}$ ;  $j$  representa as variáveis de *design*, variando de 1 a  $n$ ;  $P_{ij}$  é a população;  $U$  é a variável aleatória uniforme que varia de 0 a 1;  $x_j^{min}$  e  $x_j^{max}$  são os limites inferior e superior da variável  $j$ ;  $n$  é o número de variáveis de *design*;  $n_{pop}$  é o tamanho da população.

Na Figura 4.1, pode-se ver uma população gerada aleatoriamente para um domínio com duas dimensões, em que cada ponto se refere a um indivíduo da população.

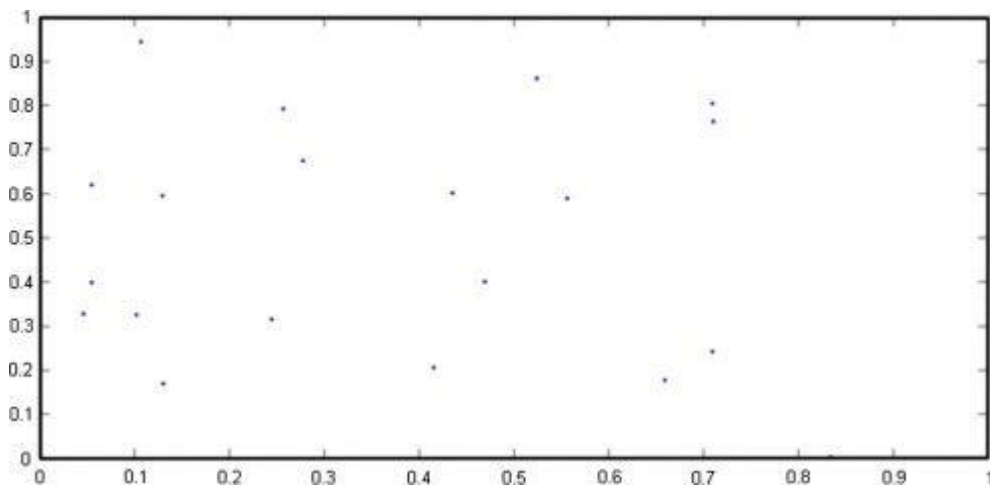


Figura 4.1: População inicial gerada aleatoriamente. (GONÇALVES; LOPEZ; MIGUEL, 2015)

#### 4.2.1.2 Seleção inicial do grupo de pesquisa

Após a população inicial ser estabelecida, avalia-se a função objetivo de cada indivíduo, e são dados tamanhos diferenciados a estes, sendo que, quanto maior for o tamanho do indivíduo, melhor é a função objetivo deste (Figura 4.2).

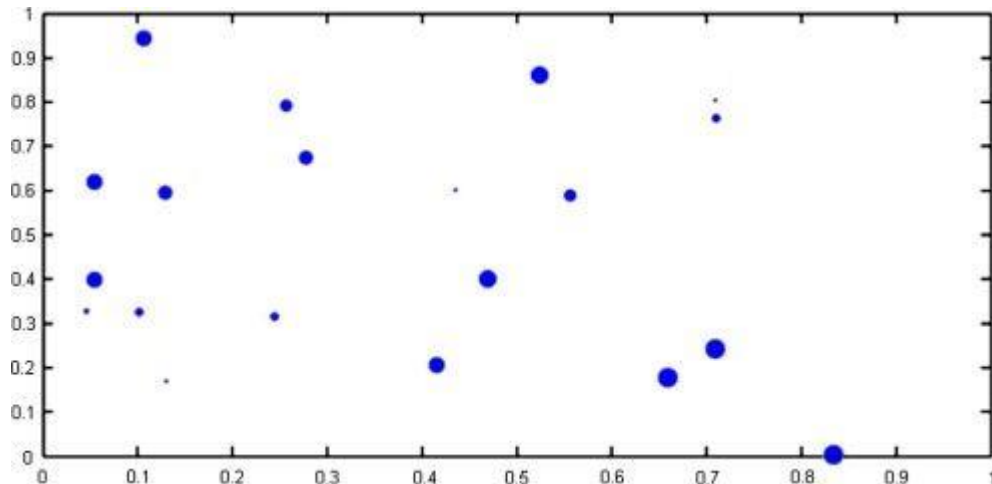


Figura 4.2: Seleção do grupo de pesquisa inicial. (GONÇALVES; LOPEZ; MIGUEL, 2015)

Em seguida, o grupo de pesquisa  $R$  é formado a partir da seleção de indivíduos  $P$  (Figura 4.3), por uma seleção de torneio-padrão. Assim como na população ( $P$ ), cada linha de  $R$  representará um indivíduo, sendo que  $R_1$  será o melhor *design* entre os membros do grupo de pesquisa, e  $R_n$  será o pior destes, obedecendo à classificação do melhor para o pior resultado.

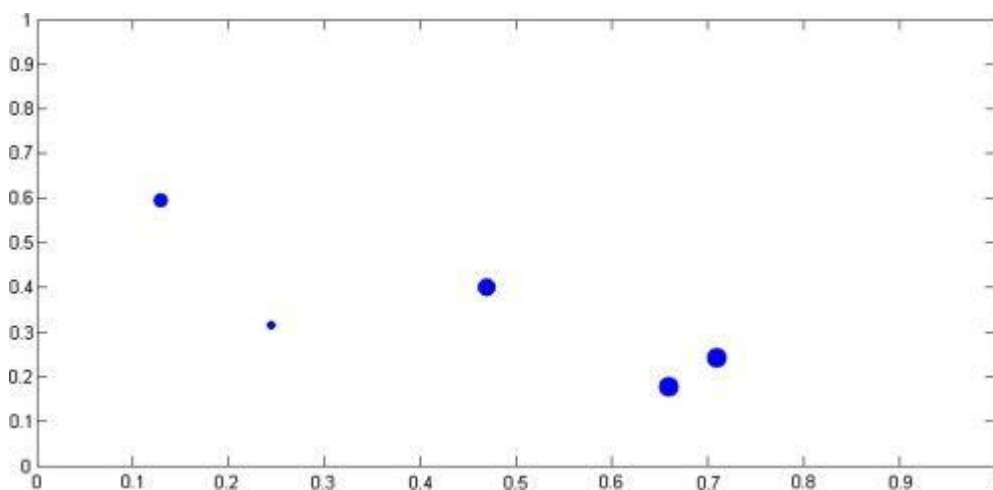


Figura 4.3: Grupo de pesquisa inicial composto por cinco membros da população inicial. (GONÇALVES; LOPEZ; MIGUEL, 2015)

#### 4.2.1.3 Mutação do grupo de busca

Em cada iteração, será realizado um processo de mutação do grupo de pesquisa  $R$ , substituindo indivíduos de  $R$  por novos indivíduos baseados nas estatísticas do grupo atual, de maneira a

incluir no grupo de pesquisa indivíduos que estejam longe da posição dos membros atuais e que explorem novas regiões no domínio de busca, aumentando a capacidade de pesquisa global. A possibilidade de mutação de um indivíduo dependerá do seu *design*, sendo que os piores resultados terão maiores chances de serem substituídos. Essa seleção é feita através de “torneio inverso”, o qual determina como vencedor o *design* com pior valor da função objetivo. A mutação do indivíduo é feita pela Equação 15, e considera o valor médio e o desvio-padrão da posição dos membros do grupo de busca atual.

$$x_j^{mut} = E[R_{:,j}] + t\varepsilon\sigma[R_{:,j}] \quad (15)$$

Onde  $x_j^{mut}$  é a variável  $j$  de *design* de um indivíduo que sofreu mutação;  $E$  é o valor médio;  $\sigma$  é o desvio-padrão;  $\varepsilon$  variável aleatória;  $t$  parâmetro que controla até que ponto um novo indivíduo é gerado;  $R_{:,j}$  é a coluna  $j$  do grupo de pesquisa.

A ilustração desse passo está na Figura 4.4, já mostrando a mutação (ponto verde) que ocorreu no indivíduo do grupo de pesquisa da Figura 4.3 que possuía o pior *design*.

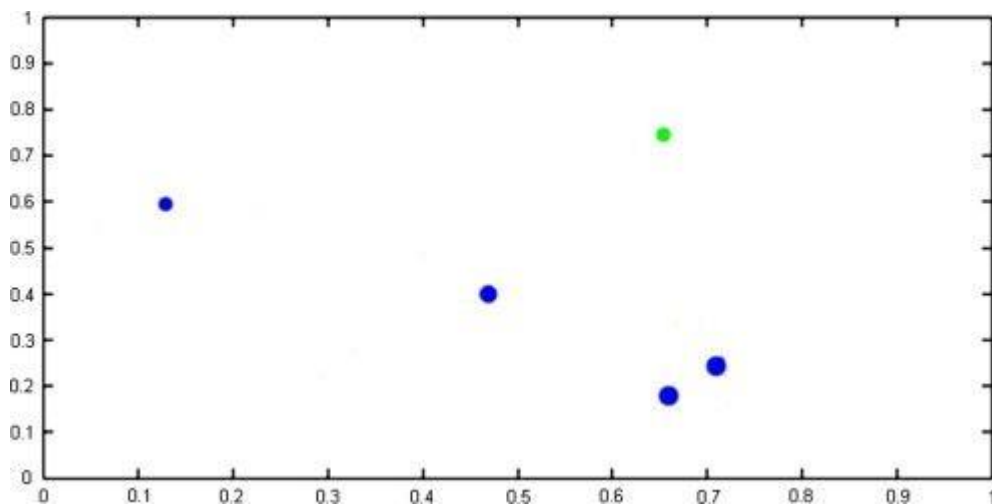


Figura 4.4: Mutação do grupo de pesquisa. (GONÇALVES; LOPEZ; MIGUEL, 2015)

#### 4.2.1.4 Geração das famílias

Cada membro de um grupo de pesquisa gera uma família através da Equação 16.

$$x_j^{new} = R_{:,j} + \alpha\varepsilon \quad (16)$$

Em que  $\alpha$  controla o tamanho da perturbação e é calculado pela Equação 17.

$$\alpha^{k+1} = b\alpha^k \quad (17)$$

Onde  $b$  é parâmetro do algoritmo que define a diminuição de  $\alpha$  conforme o andamento das iterações.

O parâmetro  $\alpha$  permite que, nas primeiras iterações, qualquer indivíduo gerado por um determinado membro do grupo de pesquisa se localize em qualquer ponto no domínio de *design*, não estando necessariamente próximos ao membro que o gerou (Figura 4.5).

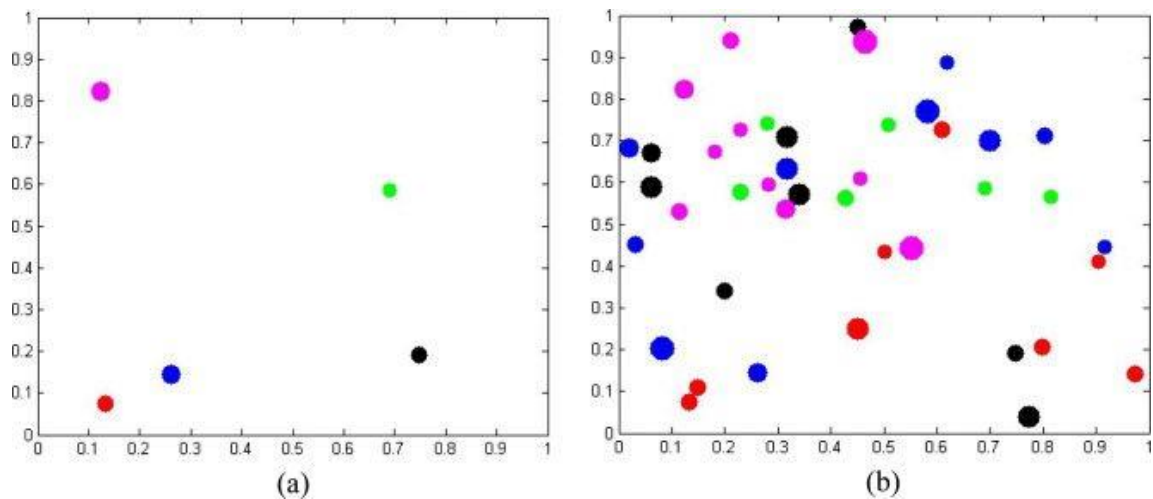


Figura 4.5: Geração das famílias dos membros do grupo de busca nas primeiras iterações do SGA. (GONÇALVES; LOPEZ; MIGUEL, 2015)

Conforme o andamento das iterações, o parâmetro  $\alpha$  diminui, o que faz com que os indivíduos gerados se localizem na vizinhança do membro gerador (Figura 4.6).

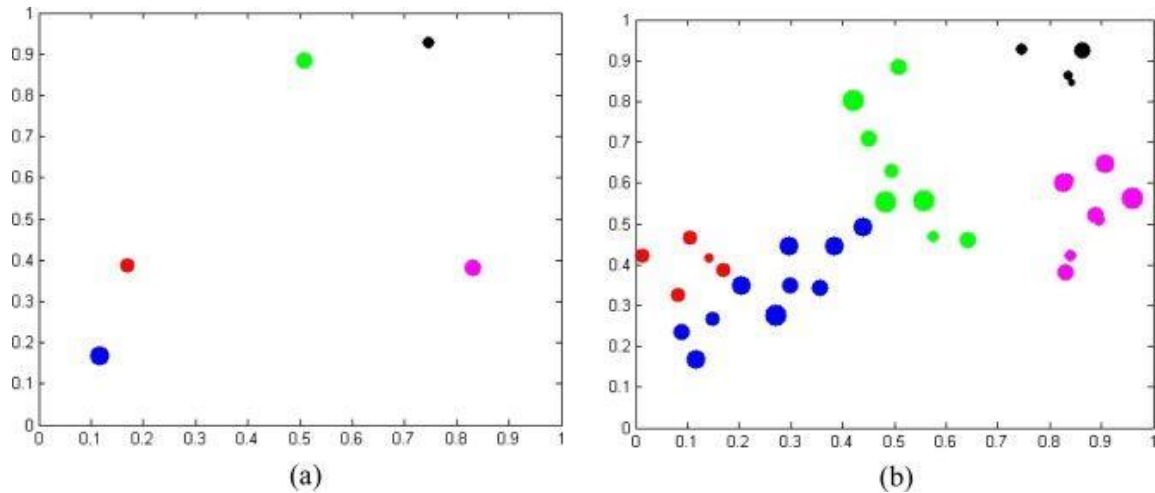


Figura 4.6: Geração das famílias dos membros do grupo de busca em uma última iteração do SGA. (GONÇALVES; LOPEZ; MIGUEL, 2015)

Como visto, o parâmetro  $\alpha$  é o responsável pela exploração do domínio de *design*; por isso, seu valor inicial deve ser grande o suficiente para permitir que os membros do grupo de pesquisa gerem indivíduos afastados de si nas primeiras iterações. Também deve-se aplicar um valor mínimo para  $\alpha$ , garantido que se  $\alpha_k < \alpha_{min}$ , seja considerado  $\alpha_k = \alpha_{min}$ , e ocorra a geração de indivíduos na vizinhança dos membros geradores, em iterações avançadas.

A geração das famílias possui também como característica a diversidade de indivíduos gerados pelos membros de uma família, dependendo da qualidade da função objetivo de cada membro, isto é, quanto melhor um membro de busca for classificado, mais indivíduos esse gera. O número de indivíduos que cada membro gera é fornecido no algoritmo como um vetor de entrada  $V$ , em que o termo  $i$  desse identifica quantos indivíduos são gerados pelo membro  $i$ . A característica quanto a quais membros são melhor classificados e geram mais indivíduos faz com que a convergência à solução ocorra mais rapidamente.

#### 4.2.1.5 Seleção do novo grupo de pesquisa

O objetivo do algoritmo até agora era a exploração da maior parte do espaço de *design*, sendo que o novo grupo de buscas era formado pelo melhor membro de cada família gerada. Após se atingir o número máximo de iterações globais, o modo de exploração se altera para uma busca local, e o novo grupo de pesquisa será formado pelos melhores indivíduos entre todas as famílias, fazendo uma exploração nas regiões onde há os melhores designs.



Na Figura 4.7, o fluxograma ilustrativo mostra cada passo de execução do *Search Group Algorithm*.

Gonçalves, Lopez e Miguel (2015) realçam, também, a importância da configuração dos parâmetros do algoritmo, os quais podem variar conforme o problema de otimização a ser resolvido e a necessidade de aumento da capacidade de exploração global ou local. Esses parâmetros são:

- a)  $N_{pop}$ : número de indivíduos na população, constante durante todo o processo;
- b)  $it_{max}$ : número máximo de iterações e critério de parada;
- c)  $it_{max_{global}}$ : número máximo de iterações para a fase global, variando de 0 a 1, sendo que, quanto mais próximo de 1 for, mais iterações serão destinadas à exploração global;
- d)  $\alpha_k$ : coordena a distância entre um novo indivíduo gerado e seu membro no grupo de pesquisa, nas iterações iniciais possibilita a geração de indivíduos em qualquer região do domínio de busca, explorando a região; sendo que, à medida do andamento das iterações, o valor de  $\alpha_k$  diminui, refinando as melhores soluções;
- e)  $b$ : estipula a diminuição de  $\alpha_k$  conforme as iterações passam;
- f)  $\alpha_{min}$ : determina um valor mínimo para  $\alpha_k$ , assegurando uma mobilidade mínima para os novos indivíduos gerados nas últimas iterações do algoritmo;
- g)  $n_{mut}$ : é o número de mutações de indivíduos em cada iteração, possui valor constante de 3% da população e garante a exploração do espaço de *design*;
- h)  $t$ : coordena até quando um indivíduo mutado é gerado pelo valor médio da população;
- i)  $n_g$ : é o número de membros do grupo de pesquisa, sendo utilizado um valor constante de 20% da população;

- j)  $h$ : parâmetro de penalização para problemas com restrições; o seu valor deve ser constante e muito alto;
- k)  $v$ : vetor que define o número de indivíduos gerado por cada membro do grupo de pesquisa.

Carraro *et al.* (2017) destacam que uma das grandes vantagens do *Search Group Algorithm* é a distinção entre a fase global e a fase local de busca pela solução. O algoritmo possui a capacidade de alocar as iterações entre as duas fases de exploração conforme desejado, possibilitando o maior controle da busca pela solução conforme a necessidade de cada problema.

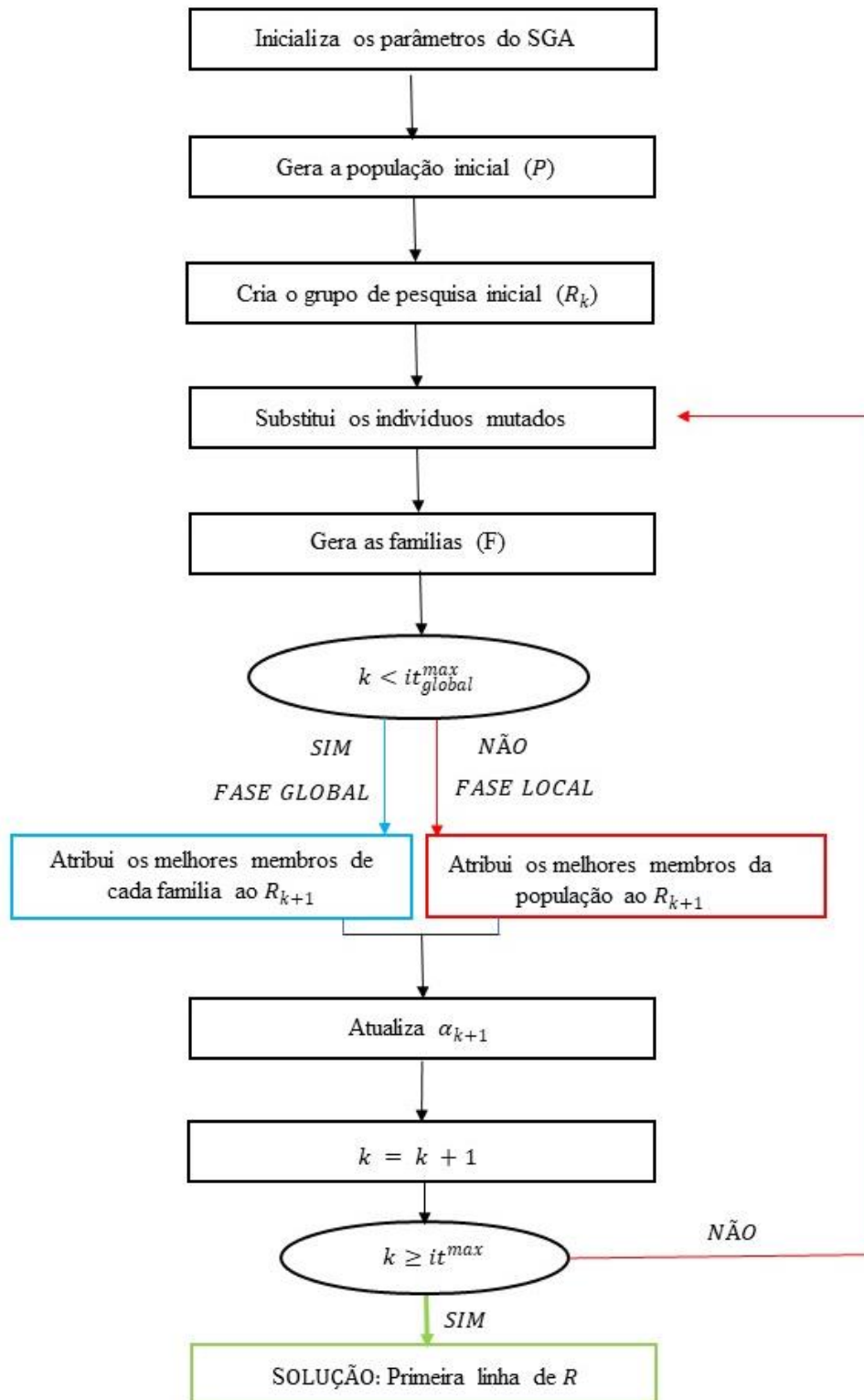


Figura 4.7: Fluxograma do SGA. (Adaptado de CARRARO *et al.*, 2017)

### 4.3 OTIMIZAÇÃO SOB INCERTEZAS

Um projeto robusto contém abordagens estatísticas e de otimização em que se espera otimizar a média resultante de um problema ao mesmo tempo que se minimiza a variabilidade resultante das incertezas apresentadas pelas variáveis de ruído (ZANG *et al.*, 2005). Um projeto pode ser considerado robusto quando é insensível aos fatores de ruído; ou seja, apesar de certas variáveis de projeto apresentarem diferentes valores dentro de uma distribuição, a solução do projeto permanece eficaz.

De acordo com Zang *et al.* (2005), os fatores de ruído são os parâmetros que compõem o motivo de variabilidade do sistema. Como exemplo, tem-se o amortecimento estrutural de edificações, o qual é um parâmetro difícil de se obter e podem ser consideradas incertezas sobre seu valor.

#### 4.3.1 Trabalhos anteriores

Marano *et al.* (2008) realizaram um projeto robusto para um amortecedor de massa sintonizado, conectado a um sistema de um grau de liberdade. A excitação dinâmica de entrada era uma aceleração de base aleatória, modelada por um processo de ruído branco filtrado estacionário. Trata-se de um problema de otimização multiobjetivo, em que a média e o desvio-padrão da resposta deveriam ser minimizados. Os resultados obtidos mostraram que, quando comparado com a abordagem de otimização convencional, o projeto robusto obteve uma melhora significativa na *performance*. A otimização robusta leva a projetos menos sensíveis à variação dos parâmetros. Ainda conforme os autores, a abordagem proposta pode ser utilizada para diferentes distribuições de probabilidade, quando informações mais precisas sobre as variáveis aleatórias são conhecidas.

Miguel *et al.* (2016) apresentaram uma metodologia de otimização robusta para minimizar a probabilidade de falha de edificações sujeitas a sismos terrestres através de amortecedores de atrito. Os autores trabalharam as variáveis de ruído, provenientes dos parâmetros estruturais e de excitação, como variáveis gaussianas e utilizaram o *Backtracking Search Optimization Algorithm* como algoritmo de otimização do problema. A metodologia proposta foi considerada efetiva e recomendada pelos autores como uma ferramenta segura e econômica de projeto de amortecedores de atrito. O método apresentado reduziu em aproximadamente 99% a probabilidade de falha da edificação.

Venanzi (2014) estudou a influência das incertezas dos parâmetros estruturais no projeto de amortecedores de massa sintonizados para edificações altas sujeitas a excitação do vento. A autora utilizou a técnica de simulação de Monte Carlo e a amostra de hipercubo latino para reduzir o número de amostras necessárias pelo uso de Monte Carlo. Como procedimento de otimização, foi utilizado o algoritmo genético. Os resultados mostraram que a utilização de projeto robusto evita que os dispositivos de controle tenham baixo desempenho. Outra consideração feita pela autora é que as incertezas oriundas dos parâmetros de rigidez da estrutura afetam mais a solução quando comparadas às incertezas vindas da massa da edificação.

Vellar *et al.* (2019) realizaram um projeto robusto para múltiplos amortecedores de massa sintonizados em edifícios sujeitos a sismos. A pesquisa considerou as incertezas procedentes das propriedades estruturais da edificação, das propriedades dos MAMS e das propriedades utilizadas para a geração artificial da excitação sísmica. Os autores compararam o resultado robusto com outras cinco alternativas de *design* dos amortecedores propostas. Os resultados mostraram que o método robusto se provou o mais eficaz em diminuir o deslocamento relativo entre os andares do edifício.

#### 4.3.2 Formulação do processo de otimização sob incertezas

O primeiro passo para a realização da otimização robusta é a escolha da função de distribuição das variáveis que apresentam incertezas. As variáveis aleatórias são independentes e são modeladas com uma distribuição gaussiana. A distribuição gaussiana, também conhecida como distribuição normal, aproxima de maneira satisfatória as curvas de frequências de medidas físicas. A escolha do uso da distribuição normal deve-se ao seu fácil ajuste a diferentes tipos de problema, possuindo também bom ajuste aos diagramas de frequência.

Então, é empregado o Método de Monte Carlo, o qual executa uma grande quantidade de simulações com entradas aleatórias, prevendo o resultado baseado em estimativas de probabilidade. O Método de Monte Carlo considera que, em cada simulação, as variáveis de entrada assumem valores diferentes conforme a distribuição utilizada. A precisão do método é obtida pela média dos resultados de cada simulação e também pelo desvio-padrão. Dessa forma, é possível aumentar a precisão dos resultados quando se aumenta o número de simulações (KISSEL; POSERINA, 2017).

Para diminuir o grande esforço computacional requerido pelas inúmeras simulações do método de Monte Carlo, é utilizada a amostra de hipercubo latino (AHL, também conhecida por LHS, *Latin Hypercube Sampling*, devido à sua denotação em língua inglesa). A amostragem de hipercubo latino visa dividir a distribuição de entrada em intervalos, que possuam igual probabilidade, e seleciona uma amostra de cada um. Por consequência, a AHL produz amostras mais uniformes dentro da distribuição e faz com que um número menor de amostras seja requerido ao gerar um erro de igual valor a uma quantidade maior de amostras utilizando somente a distribuição normal.

A AHL é frequentemente integrada à simulação de Monte Carlo para economizar o tempo de processamento do computador em situações que exigem grandes esforços computacionais.

O método foi desenvolvido por McKey *et al.*, em 1979, podendo ser obtidas mais informações sobre o desenvolvimento do AHL. O intervalo de cada variável é dividido por  $N$  intervalos de igual probabilidade ( $1/N$ ) e não sobrepostos. Um valor é selecionado conforme a função de distribuição, a partir de cada intervalo. Nesta dissertação, o método de amostragem de hipercubo latina foi aplicado utilizando o código aberto em MATLAB desenvolvido por Minasny (2019).

Um exemplo da efetividade do método AHL em gerar amostras é dado na Tabela 4.1. Considerando um valor de 980.000,00 para a massa de uma estrutura, e o coeficiente de variação como 5%, são geradas 100 amostras aleatórias com o método da amostragem de hipercubo latino para uma distribuição normal e com o comando Randn do MATLAB, o qual gera números aleatórios normalmente distribuídos.

Tabela 4.1: Resumo dos valores ótimos para o cenário 1

PARÂMETROS	MÉDIA	ERRO
Valor esperado	980.000,00	-
AHL 100 amostras	980.055,72	0,006%
Randn matlab 100 amostras	979.440,16	0,057%
Randn matlab 1000000 amostras	980.053,05	0,005%

O erro referente à comparação da média do valor esperado com a média das amostras é de 8,5 vezes maior para o comando do MATLAB com o mesmo número de amostras que o método AHL. Somente quando é utilizado mais de 1000 vezes o número de amostras empregado no AHL é que se obtém um percentual de erro similar ao erro obtido pelo método da amostragem de hipercubo latino.

## 5 MODELOS MATEMÁTICOS

Neste capítulo, são descritos os modelos matemáticos que compõem a análise dinâmica de uma edificação com amortecedores de massa sintonizados e as equações utilizadas para a simulação da força do vento.

### 5.1 ANÁLISE DINÂMICA

Rao (2008) define um sistema vibratório como um sistema dinâmico dependente do tempo, o qual tem sua resposta vinculada às excitações externas e às condições iniciais desse sistema. Os sistemas dinâmicos podem ser extremamente complexos; e, por isso, sua análise é feita considerando somente suas características mais importantes e pela simplificação da modelagem matemática do sistema físico.

#### 5.1.1 Equação de equilíbrio dinâmico

O problema dinâmico de uma estrutura considera, além do efeito estático, o efeito das forças de inércia dependentes da aceleração e das forças do amortecimento, dependentes da velocidade. A equação de equilíbrio que governa a resposta dinâmica linear de um sistema de elementos finitos é dada pela Equação 18:

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{F(t)\} \quad (18)$$

Onde  $[M]$ ,  $[C]$  e  $[K]$  são as  $(n + N_{ams})$  matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respectivamente. O número de graus de liberdade é definido por  $n$  e o número de amortecedores de massa sintonizados por  $N_{ams}$ . As variáveis  $\ddot{x}(t)$ ,  $\dot{x}(t)$ ,  $x(t)$  são respectivas aos vetores de aceleração, velocidade e deslocamento.  $F(t)$  representa o vetor da força de excitação externa.

Neste trabalho, são avaliados os parâmetros para amortecedores de massa sintonizados em um edifício alto sujeito à ação do vento. A modelagem do edifício e dos amortecedores é feita considerando o sistema discretizado (Figura 5.1), do tipo *shear building* (modelagem da estrutura simples com apenas um movimento – horizontal – por andar, desconsiderando o movimento de rotação). São feitas análises com AMS no topo da edificação, MAMSs distribuídos horizontalmente no topo e MAMSs distribuídos verticalmente pelo prédio.



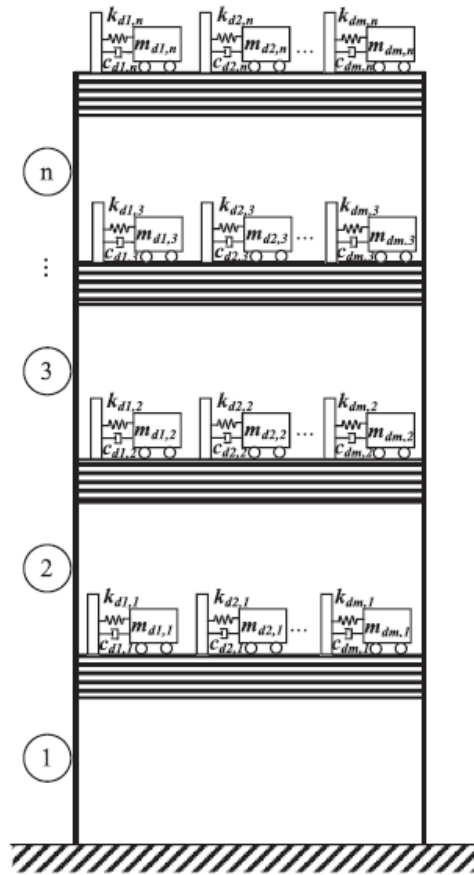


Figura 5.1: Modelo *shear building* com AMSs distribuídos verticalmente e horizontalmente. (MIGUEL *et al.*, 2016)

Para esse sistema vibratório, a matriz de massa é dada pela Equação 19.

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_{n-1} & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_n & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & m_{d1} & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & m_{d2} & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & m_{d_{N_{\text{tmd}}-1}} & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & m_{d_{N_{\text{tmd}}}} \end{bmatrix}$$

(19)

E a matriz de rigidez é obtida pela Equação 20.

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix}
k_1 + k_2 + \sum_{i=1}^{N_{\text{floor}}} k_{d1i} & -k_2 & \cdots & 0 & -k_{d11} & -k_{d12} & \cdots & -k_{d1n} & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
-k_2 & k_2 + k_3 + \sum_{i=1}^{N_{\text{floor}}} k_{d2i} & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & -k_{d21} & -k_{d22} & \cdots & -k_{d2n} & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
\vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \vdots & \vdots & \cdots & \vdots & \cdots & 0 & 0 & \vdots & 0 \\
0 & 0 & \cdots & k_n + \sum_{i=1}^{N_{\text{floor}}} k_{dni} & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & -k_{dn1} & -k_{dn2} & \cdots & -k_{dnn} \\
-k_{d11} & 0 & \cdots & 0 & k_{d11} & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
-k_{d12} & 0 & \cdots & 0 & 0 & k_{12} & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
\vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
-k_{d1n} & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & k_{d1n} & \cdots & \cdots & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
0 & -k_{d21} & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & k_{d21} & \cdots & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
0 & -k_{d22} & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & k_{d22} & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
\vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
0 & -k_{d2n} & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & k_{d2n} & \cdots & 0 & 0 & \cdots & 0 \\
\vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\
0 & 0 & \cdots & -k_{dn1} & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & k_{dn1} & 0 & \cdots & 0 \\
0 & 0 & \cdots & -k_{dn2} & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & k_{dn2} & \cdots & 0 \\
\vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\
0 & 0 & \cdots & -k_{dnn} & 0 & 0 & \cdots & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 & \cdots & 0 & 0 & \cdots & k_{dnn}
\end{bmatrix} \quad (20)$$

A matriz de amortecimento pode ser formulada de maneira similar à matriz de rigidez para os casos em que há informação do amortecimento viscoso atuante em cada massa. Entretanto, esse é um dado complexo de se obter; e, por isso, utilizam-se matrizes de amortecimento proporcional, as quais assumem que a matriz de amortecimento pode ser dada por uma combinação linear das matrizes de massa e rigidez, como é o caso da matriz de amortecimento de *Rayleigh*.

A matriz de amortecimento de *Rayleigh* é obtida pela Equação 21, a qual combina a matriz de massa e a matriz de rigidez com dois fatores de amortecimento. A obtenção desses fatores pode ser feita pela forma matricial exposta na Equação 22, e seu cálculo depende das razões de amortecimento do sistema conectados às duas frequências de vibração principais da estrutura.

$$[C] = a_0[M] + a_1[K] \quad (21)$$

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \end{pmatrix} = 2 \frac{\omega_m \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & \omega_m \\ -\frac{1}{\omega_n} & \frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \zeta_m \\ \zeta_n \end{pmatrix} \quad (22)$$

Onde  $\zeta_i$  é a razão de amortecimento do sistema;  $\omega_i$  principais frequências da estrutura e  $a_0$  e  $a_1$  são os fatores de amortecimento de Rayleigh.

Observando a relação entre a razão de amortecimento e as frequências do sistema (Figura 5.2) pode-se ver a curva resultante da associação do amortecimento proporcional à massa e ao amortecimento proporcional à rigidez.

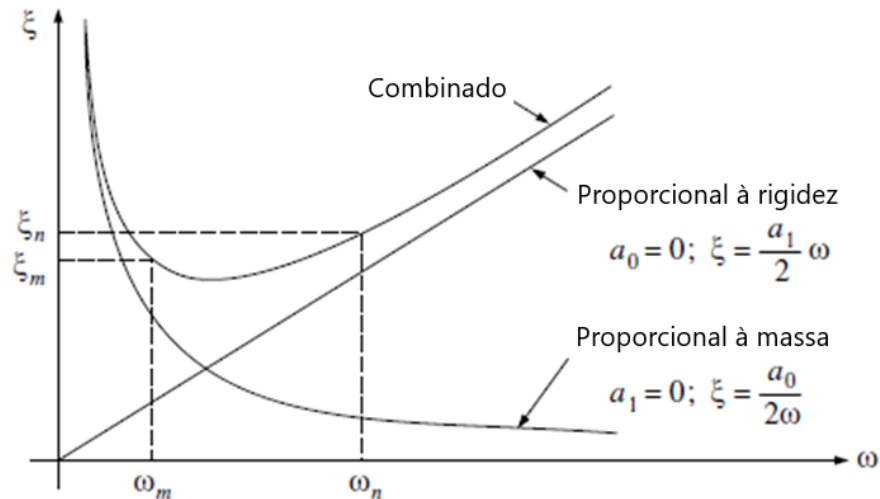


Figura 5.2: Amortecimento de Rayleigh – Relação entre razão de amortecimento e frequência, (Adaptado de CLOUGH; PENZIEN, 1995)

Sabe-se que é muito difícil a obtenção de informações detalhadas sobre a variação da razão de amortecimento com a frequência da estrutura, sendo comumente admitida a mesma razão de amortecimento para as duas frequências principais da estrutura. Nesse caso, a obtenção dos parâmetros é simplificada conforme a Equação 23.

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \end{pmatrix} = \frac{2\zeta}{\omega_m + \omega_n} \begin{pmatrix} \omega_m \omega_n \\ 1 \end{pmatrix} \quad (23)$$

Clough e Penzien (1995) recomendam que, como  $\omega_m$ , seja utilizada a frequência fundamental da estrutura, e  $\omega_n$  situe-se entre as frequências mais altas que contribuem para a vibração da estrutura. Dessa forma, os modos de frequência entre as duas faixas terão razão de amortecimento menor do que o resultado, e as respostas dos modos de frequência muito altos serão efetivamente eliminados por suas altas taxas de amortecimento.

### 5.1.2 Matrizes para o modelo com interação solo-estrutura

Nesta dissertação, também é considerada a interação solo-estrutura. É mantido o modelo do tipo *shear building*, com a inclusão de um amortecedor de massa sintonizado no topo da edificação, e acrescentado os parâmetros de rigidez, amortecimento, massa e inércia do solo (ver Figura 5.3).

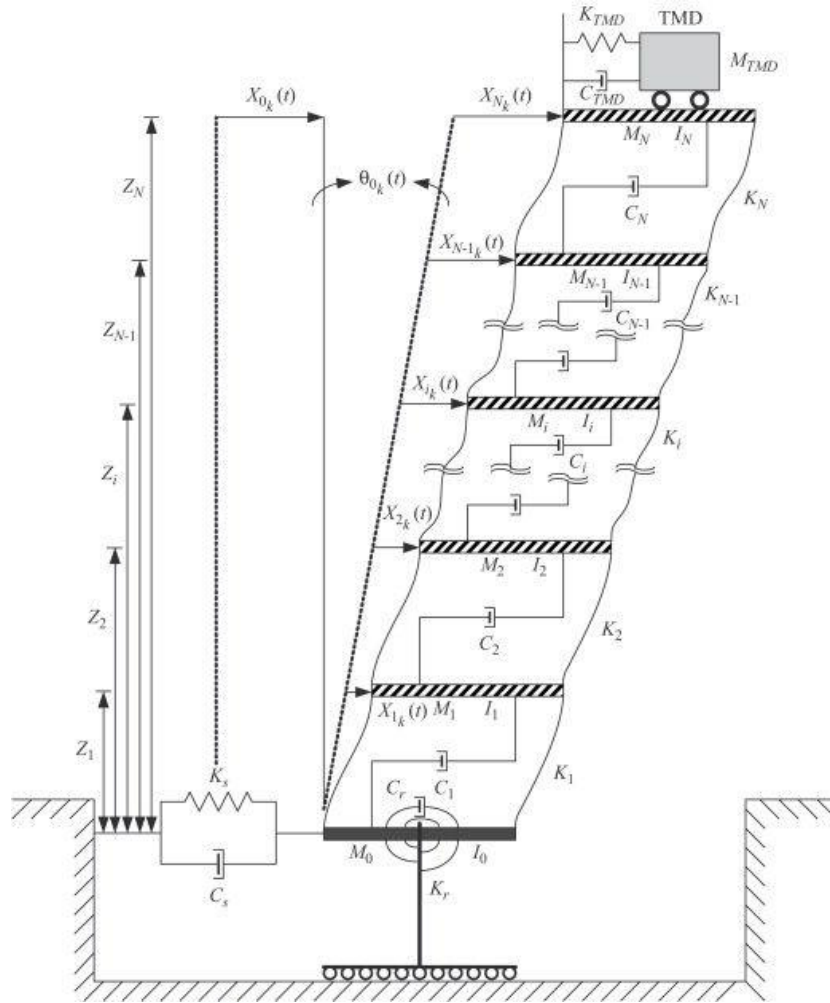


Figura 5.3: Modelo shear building considerando o solo. (LIU et al., 2008)

As variáveis  $X_{0k}$  e  $\theta_{0k}$  representam o deslocamento no tempo e a rotação da fundação. O modelo matemático foi desenvolvido por Liu *et al.* (2008), considerando uma fundação circular rígida na superfície do solo. Conforme os autores, o modelo consegue representar as características do solo e avaliar com mais certeza a resposta dinâmica de um edifício com AMS do que os modelos que possuem sua base fixa, pois, em solos deformáveis, a energia de vibração da estrutura é transferida pela fundação ao solo e ocorre o acoplamento do solo e da estrutura, determinado como interação solo-estrutura.

As matrizes desse sistema são dadas pelas Equações 24, 25 e 26.

$$[m] = \begin{bmatrix} [M]_{N \times N} & \{0\}_{N \times 1} & \{M\}_{N \times 1} & \{MZ\}_{N \times 1} \\ & M_{TMD} & M_{TMD} & M_{TMD} Z_N \\ & & M_0 + \sum_{i=1}^N M_i + M_{TMD} & \sum_{i=1}^N M_i Z_i + M_{TMD} Z_N \\ \text{symmetry} & & & I_0 + \sum_{i=1}^N (I_i + M_i Z_i^2) + M_{TMD} Z_N^2 \end{bmatrix} \quad (24)$$

$$[k] = \begin{bmatrix} [K]_{N \times N} & \{K_{TMD}\}_{N \times 1} & \{0\}_{N \times 1} & \{0\}_{N \times 1} \\ & K_{TMD} & 0 & 0 \\ & & K_s & 0 \\ \text{symmetry} & & & K_r \end{bmatrix} \quad (25)$$

$$[c] = \begin{bmatrix} [C]_{N \times N} & \{C_{TMD}\}_{N \times 1} & \{0\}_{N \times 1} & \{0\}_{N \times 1} \\ & C_{TMD} & 0 & 0 \\ & & C_s & 0 \\ \text{symmetry} & & & C_r \end{bmatrix} \quad (26)$$

$M_o$  e  $I_o$  são a massa e o momento de inércia da fundação,  $C_s$  e  $C_r$  são definidos como os amortecimentos da fundação, e  $K_s$  e  $K_r$  representam a rigidez das molas correspondentes.  $Z_i$  denota a elevação do  $i^o$  andar do edifício.

Os parâmetros  $C_s$ ,  $C_r$ ,  $K_s$  e  $K_r$  são obtidos a partir das propriedades do solo, como o coeficiente de Poisson ( $\nu_s$ ), peso específico do solo ( $\rho_s$ ), velocidade da onda de cisalhamento ( $V_s$ ) e módulo de cisalhamento ( $G_s$ ), através de equações desenvolvidas por Wolf (1994). Segundo o autor, modelos simplificados como estes podem ser utilizados na maioria dos casos que envolvem análise dinâmica incluindo a interação solo-estrutura. Em cargas aplicadas diretamente na estrutura, como o carregamento do vento, o solo por ser satisfatoriamente representado por um conjunto de mola estática.

### 5.1.3 Métodos de integração direta

A equação dinâmica representa um sistema de equações diferenciais lineares de segunda ordem e é dada em razão do tempo ( $t$ ). Existem diversos métodos para a solução da equação dinâmica, entre os quais a escolha do método se dá pela eficácia numérica aplicada ao problema.

A resolução pelas técnicas de solução direta não necessita de uma transformação da equação dinâmica, o que as torna muito eficientes computacionalmente. A solução é alcançada tentando satisfazer intervalos de tempo discretos dentro do intervalo de tempo do problema, assumindo uma variação dos deslocamentos, velocidades e acelerações dentro de cada intervalo de tempo. Esses métodos dividem-se em explícitos e implícitos.

Os métodos explícitos utilizam a solução no instante  $t$  para prever a solução no instante  $t + \Delta t$ , ou seja, após um intervalo de tempo, sendo necessário um intervalo de tempo muito

pequeno para obter-se uma solução estável. Os métodos implícitos calculam a resposta no instante  $t + \Delta t$  a partir da equação dinâmica nesse próprio instante.

Neste trabalho, é utilizada uma técnica de integração direta implícita, conhecida como o método de Newmark.

### 5.1.3.1 Método de Newmark

A formulação do método de Newmark inicia-se pela alteração dos instantes da equação de movimento (Equação 18) de  $t$  para  $t + \Delta t$  (em que  $\Delta t$  é incremento de tempo) resultando na Equação 27.

$$[M]\{\ddot{x}(t + \Delta t)\} + [C]\{\dot{x}(t + \Delta t)\} + [K]\{x(t + \Delta t)\} = \{F(t + \Delta t)\} \quad (27)$$

O método assume que a aceleração varia linearmente entre dois instantes de tempo, sendo, então, utilizada a aceleração como parâmetro para definir as relações de deslocamento (Equação 28) e velocidade (Equação 29) para o instante  $t + \Delta t$ . Dois parâmetros,  $\gamma$  e  $\beta$ , são incluídos para indicar o quanto a aceleração no instante  $t + \Delta t$  interfere na relação de velocidade e deslocamento. A estabilidade e a precisão do método dependerão da escolha de valores para esses parâmetros.

$$\{x(t + \Delta t)\} = \{x(t)\} + \{\dot{x}(t)\} \Delta t + \left[ \left( \frac{1}{2} - \beta \right) \{\ddot{x}(t)\} + \beta \{\ddot{x}(t + \Delta t)\} \right] \Delta t^2 \quad (28)$$

$$\{\dot{x}(t + \Delta t)\} = \{\dot{x}(t)\} + [(1 - \gamma)\{\ddot{x}(t)\} + \gamma\{\ddot{x}(t + \Delta t)\}]\Delta t \quad (29)$$

Quando os parâmetros  $\gamma$  e  $\beta$  são considerados iguais a  $1/2$  e  $1/6$ , respectivamente, confirma-se a premissa de que a aceleração entre o instante  $t$  e  $t + \Delta t$  varia linearmente. Para  $\gamma = 1/2$  e  $\beta = 1/6$ , considera-se que a aceleração permanece constante para o intervalo de tempo.

Pela Equação 28, pode-se representar a aceleração no instante  $t + \Delta t$  em termos do deslocamento neste instante, e essa equação transformada pode ser substituída na Equação 29, resultando numa expressão em que a velocidade no instante  $t + \Delta t$  está em função do deslocamento em  $t + \Delta t$ . Substituindo essas expressões de velocidade e aceleração em  $t + \Delta t$  na Equação 27, surge a Equação 30, em que é possível calcular o deslocamento no instante  $t + \Delta t$  em função do deslocamento, velocidade e aceleração no instante  $t$ .

$$\{x(t + \Delta t)\} = \left[ \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} [C] + [K] \right]^{-1} * \left[ \{F(t + \Delta t)\} + [M] \left( \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} \{x(t)\} + \frac{1}{\beta\Delta t} \{\dot{x}(t)\} + \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) \{\ddot{x}(t)\} \right) + [C] \left( \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \{x(t)\} + \left( \frac{\gamma}{\beta} - 1 \right) \{\dot{x}(t)\} + \left( \frac{\gamma}{\beta} - 2 \right) \frac{\Delta t}{2} \{\ddot{x}(t)\} \right) \right] \quad (30)$$

Conhecido o deslocamento para o instante  $t + \Delta t$ , pode-se calcular a aceleração e a velocidade para esse mesmo instante pelas Equações 31 e 32.

$$\{\ddot{x}(t + \Delta t)\} = \frac{1}{\beta(\Delta t)^2} (\{x(t + \Delta t)\} - \{x(t)\}) - \frac{1}{\beta\Delta t} \{\dot{x}(t)\} - \left( \frac{1}{2\beta} - 1 \right) \{\ddot{x}(t)\} \quad (31)$$

$$\{\dot{x}(t + \Delta t)\} = \{\dot{x}(t)\} + (1 - \gamma)\Delta t\{\ddot{x}(t)\} + \beta\Delta t\{\ddot{x}(t + \Delta t)\} \quad (32)$$

O método é incondicionalmente estável para  $\gamma \geq 1/2$  e  $\beta \geq 1/4$ .

#### 5.1.4 Modos e frequências de vibração

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

A determinação dos modos e frequências naturais para uma estrutura pode ser feita de diferentes formas, através da consideração, ou não, do amortecimento estrutural do sistema em vibração livre, ou ainda, considerando o sistema em vibração forçada. Apesar das diferenças entre as maneiras de se avaliar a estrutura, a forma mais simples e comum, considerando vibração livre sem amortecimento, acaba por ser satisfatoriamente empregada nas análises de construções civis.

Destarte, é possível obter a Equação 33, admitindo um movimento harmônico arbitrário em função de uma frequência natural da estrutura ( $\omega$ ), e multiplicando-o pelo vetor da forma modal de vibração ( $\varphi$ ) para essa frequência.

$$\varphi([K] - \omega^2[M]) = 0 \quad (33)$$

A maneira mais eficiente de se resolver a Equação 33 é pelo seu tratamento como um problema de autovalores e autovetores, respectivos às frequências e aos modos de vibração do modelo estrutural.

## 5.2 SIMULAÇÃO DA FORÇA DO VENTO

A força dinâmica atuante na estrutura é a força gerada pela ação do vento. Considera-se a ação do vento como um processo estocástico, ou seja, definido através de uma sequência ilimitada de variáveis aleatórias. Nesta dissertação a simulação da força do vento é dada através da ação da turbulência atmosférica, considerando apenas os efeitos provenientes da enérgica cinética das rajadas, sem considerar os efeitos de vizinhança.

A sua abordagem envolve uma parcela de velocidade média e uma parcela de carga flutuante; esta última resultante do efeito das diversas rajadas de tamanho e intensidade desconformes.

Como os exemplos numéricos desta dissertação serão localizados em território brasileiro, as premissas da ABNT NBR 6123/88 serão seguidas.

Em conformidade com a norma brasileira de vento, a componente da força global na direção do vento, denominada força de arrasto é dada pela Equação 34.

$$F_a = C_a q A_e \quad (34)$$

Sendo  $C_a$  coeficiente de força (arrasto),  $q$  a pressão dinâmica do vento, e  $A_e$  a área frontal efetiva, dada pela área da projeção ortogonal da edificação.

O coeficiente de arrasto é determinado pela normatização brasileira do vento, pela Figura 5.4, para ventos de baixa turbulência, e pela Figura 5.5, para ventos de alta turbulência. Conforme a norma, as edificações só podem ser consideradas em ventos de alta turbulência se não exceder em duas vezes a altura média das edificações vizinhas. São classificadas como edificações de vizinhança construções distantes de 3 km, na direção do vento, para edifícios de até 80 metros de altura.



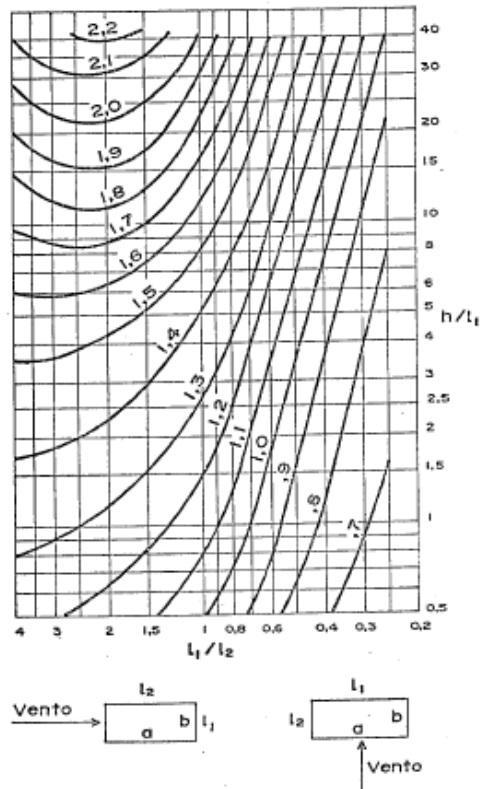


Figura 5.4: Coeficientes de arrasto para edificações paralelepípedas em ventos de baixa turbulência. (ABNT NBR 6123, 1988)

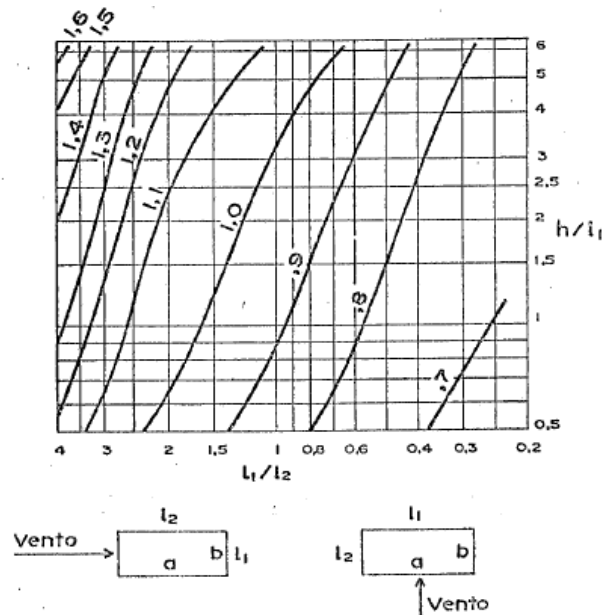


Figura 5.5: Coeficientes de arrasto para edificações paralelepípedas em ventos de alta turbulência. (ABNT NBR 6123, 1988)

A pressão dinâmica do vento é calculada a partir da velocidade característica do vento em condições normais de pressão e temperatura, pela Equação 35.

$$q(z) = 0,613V_k(z)^2 \quad (35)$$

Tal qual visto no capítulo 3, a principal direção em que o vento sopra, a direção longitudinal é a única que possui velocidades médias expressivas, e, portanto, é a única orientação considerada para o cálculo da força do vento. A velocidade característica do vento é dada pela soma das parcelas estática e dinâmica (Equação 36).

$$V_x(t) = \bar{V} + v_x(t) \quad (36)$$

### 5.2.1 Parcela média da velocidade do vento

Inicialmente, define-se a velocidade de projeto pela Equação 37, a qual corresponde à velocidade média sobre 10 minutos de intervalo de tempo a 10 metros de altura do solo.

$$\bar{V}_p = 0,69V_oS_1S_3 \quad (37)$$

Onde  $V_o$  é a velocidade básica do vento, a qual corresponde a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.  $V_o$  deve ser adequado a localização da construção, podendo ser obtido pelas isopletras da velocidade básica do vento (Figura 5.6).

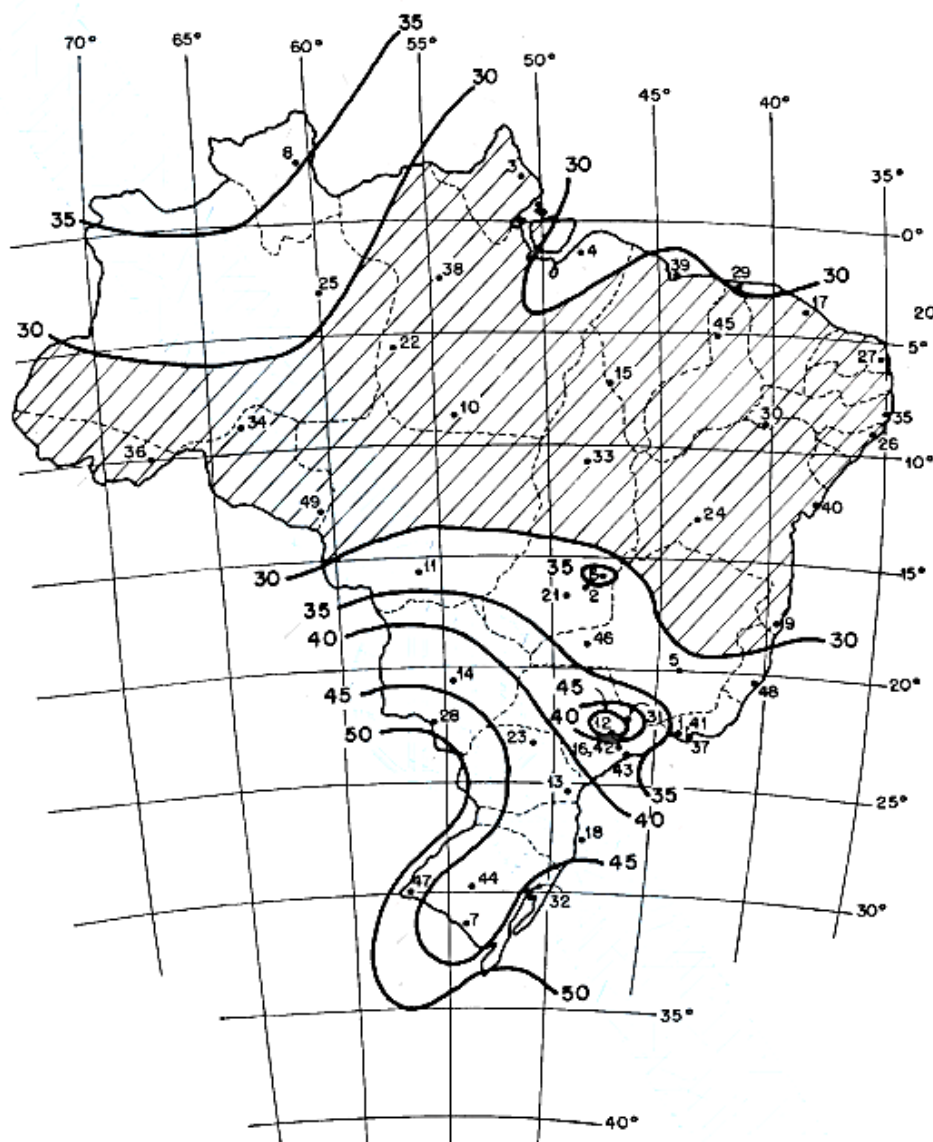


Figura 5.6: Isoplethas da velocidade básica do vento. (ABNT NBR 6123, 1988)

$S1$  e  $S3$  são os fatores de correção da velocidade básica do vento, segundo características importantes da construção.  $S1$  é fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo do terreno. Possui valor de 1,0 para terrenos planos ou fracamente acidentados.  $S3$  é fator baseado em conceitos probabilísticos determinado conforme o tipo de ocupação da edificação. Para uso residencial e de comércio, considera o fator  $S3$  igual a 1,0, o que corresponde à probabilidade de a velocidade básica do vento ser igualada ou excedida em 63% durante o período de 50 anos.

A velocidade em função da altura da edificação é dada pela Equação 38, sendo os parâmetros  $b$  e  $p$  definidos pela Tabela 21 da ABNT NBR 6123/88, para um período de tempo de 600s.

$$\bar{V}(z) = b\bar{V}_p \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad (38)$$

O uso do fator  $b$  na Equação 35 serve para alterar a categoria de rugosidade II da norma de vento brasileira para a categoria de rugosidade que se adequa à localização da edificação de estudo.

### 5.2.2 Parcela flutuante da velocidade do vento

A parcela flutuante poder ser calculada pelos procedimentos indicados na norma brasileira do vento através de aproximações em modelos contínuos ou discretos. Contudo, existem outros processos que, embora menos simplificados, adequam-se melhor a diferentes estruturas.

Pode-se presumir a parcela flutuante da velocidade do vento como um processo aleatório normal com média zero. Conhecido como método de representação espectral, através da superposição de ondas harmônicas concebida por Shinozuka e Jan (1972) (Equação 39) é possível alcançar a componente flutuante do vento.

$$\Delta\vec{V}(t) = \sqrt{2S_w(f_j)\Delta f_j} \cos(2\pi f_j t + \phi_j) \quad (39)$$

Entre as variáveis da equação, tem-se o  $\phi$ , que é o ângulo de fase, o qual é uma variável randômica, com uma função de distribuição uniforme de probabilidade, variando entre 0 e  $2\pi$ .  $\Delta f_j$  é obtido por  $f_{j+1} - f_j$ , ou seja, é o intervalo de divisão da faixa de frequências de interesse.

O cálculo da densidade espectral de potência (representado por  $S_w$ ) é dado pelo modelo proposto por Kaimal (Equação 40).

$$\frac{f S_w}{u_*^2} = \frac{200n}{(1+50n)^{5/3}} \quad (40)$$

Onde as variáveis  $n$  e  $u_*$  são obtidas pelas Equações 41 e 42.

$$n = \frac{f z}{\bar{V}(z)} \quad (41)$$

$$u_* = 0,4 \frac{\vec{v}(z_{ref})}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)} \quad (42)$$

Sendo  $z_{ref}$  a altura de referência até o solo, considerada igual a 10 metros;  $f$  a frequência correspondente a um turbilhão;  $n$  a frequência adimensional, relacionada à hipótese de Taylor;  $z_0$  o comprimento de rugosidade e  $u_*$  a velocidade de fricção.

Embora existam diversos espectros na literatura, e entre esses, o espectro de *Davenport* seja o mais conhecido, optou-se por utilizar o espectro de *Kaimal*, dado que este utiliza o efeito da altura  $z$ , multiplicando-a pela frequência (Equação 41), e acaba por tornar mais adequado o uso deste espectro para estudos das rajadas de vento em edifícios altos.

Após o cálculo das velocidades, a próxima etapa é o cálculo do comprimento de correlação. O comprimento de correlação vertical entre dois pontos será calculado conforme a expressão dada por Miguel *et al.* (2012), como citado no item 3.4.3. Os edifícios estudados serão inseridos no plano de correlação, e a velocidade para cada nó da estrutura será obtido através da interpolação linear.

## 6 EXEMPLOS NUMÉRICOS E ANÁLISE DE RESULTADOS

Este capítulo traz os exemplos numéricos considerados e a discussão dos resultados. Inicialmente, realiza-se a otimização determinística. São considerados diferentes cenários de análise e discute-se sobre os resultados obtidos. Após, é realizada a otimização sob incertezas, onde se obtém o projeto robusto dos amortecedores de massa sintonizados, e compara-se o resultado com uma alternativa de projeto.

### 6.1 OTIMIZAÇÃO DETERMINÍSTICA

Nesta seção, são desenvolvidos os processos referentes à otimização determinística dos amortecedores de massa sintonizado. O objetivo da otimização é sempre minimizar o valor do deslocamento máximo da estrutura ( $u_{max}$ ).

O edifício analisado é uma construção de 40 andares. Esse modelo estrutural foi proposto por Liu *et al.* (2008), e tem 40 metros, tanto para largura quanto para o comprimento. A altura total da edificação é de 160 metros, com 4 metros para cada andar. A massa para cada pavimento é  $9,80E5 \text{ kg}$ , a rigidez diminui linearmente conforme a altura aumenta, sendo para o primeiro andar igual a  $2,13E9 \text{ N/m}$ , e para o último igual a  $9,98E8 \text{ N/m}$ . O amortecimento é dado pela matriz de amortecimento de Rayleigh, com a razão de amortecimento crítica igual a 0,016, resultando nos parâmetros  $a_0$  e  $a_1$  iguais a 0 e 0,02, respectivamente. A frequência natural do primeiro modo do edifício é  $1,64 \text{ rad/s}$  ou  $0,26 \text{ Hz}$ .

O edifício analisado estará sujeito à ação dinâmica provocada pela força do vento. A simulação da força do vento envolve a determinação de uma localidade, visto que a velocidade básica do vento altera conforme a localização. Nesse caso, foi considerado que a edificação se encontra em Balneário Camboriú, no estado de Santa Catarina, pois essa é uma das cidades que possui grande parte dos edifícios mais altos do Brasil, além de estar suscetível aos ventos fortes provenientes do oceano.

Foi considerada a categoria II de terreno conforme a ANBT NBR 6123/88. O coeficiente de arrasto utilizado foi 1,35, para ventos de baixa turbulência. O perfil da velocidade média encontra-se na Figura 6.1.

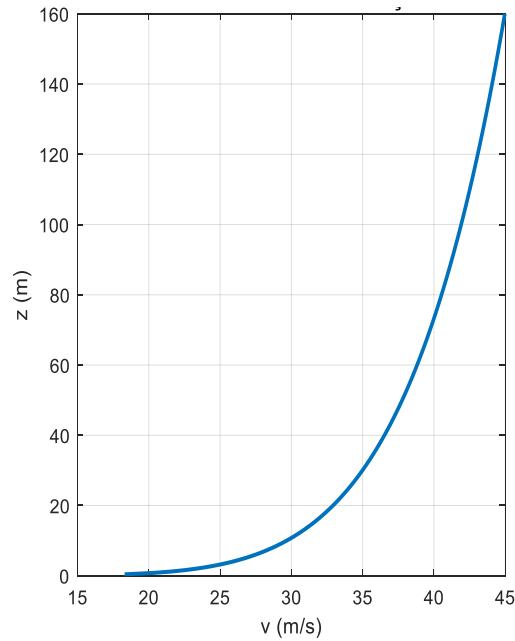


Figura 6.1: Perfil da parcela correspondente à velocidade média do vento.

O espectro de Kaimal é adotado para a geração da componente flutuante da velocidade do vento (ver Figura 6.2). Pela densidade espectral da potência calculada, obtém-se, através da equação de Shinozuka e Jan (1972) (dada na Equação 39), a velocidade da parcela flutuante no domínio do tempo.

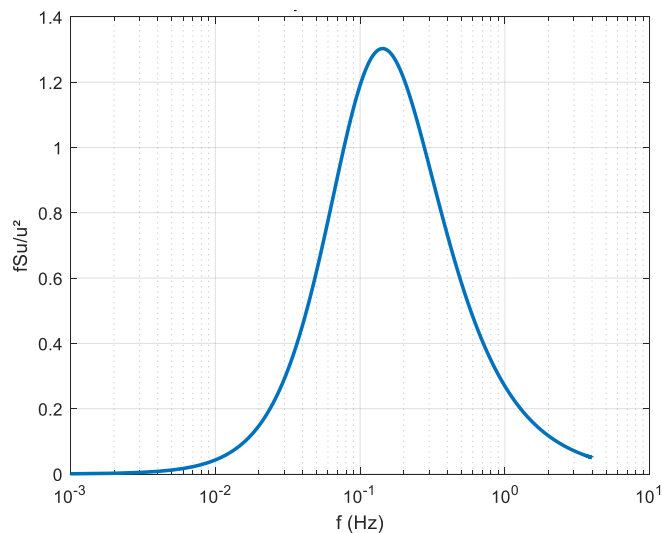


Figura 6.2: Espectro de Kaimal para o vento longitudinal

Pelo espectro da Figura 6.2, nota-se que a faixa de frequência de maior intensidade das rajadas varia de 0,06 a 0,30 Hz. Portanto, o edifício, que possui sua primeira frequência em 0,26 Hz, será excitado pela força do vento principalmente no seu primeiro modo de vibração. As parcelas da velocidade flutuante e da velocidade média são somadas e alcança-se a pressão total do vento pela extensão de altura da edificação. O tempo total de ação do vento para análise é de 600 segundos. Na Figura 6.3, tem-se ilustrada a velocidade total do vento ao longo do tempo para o ponto mais alto do edifício.

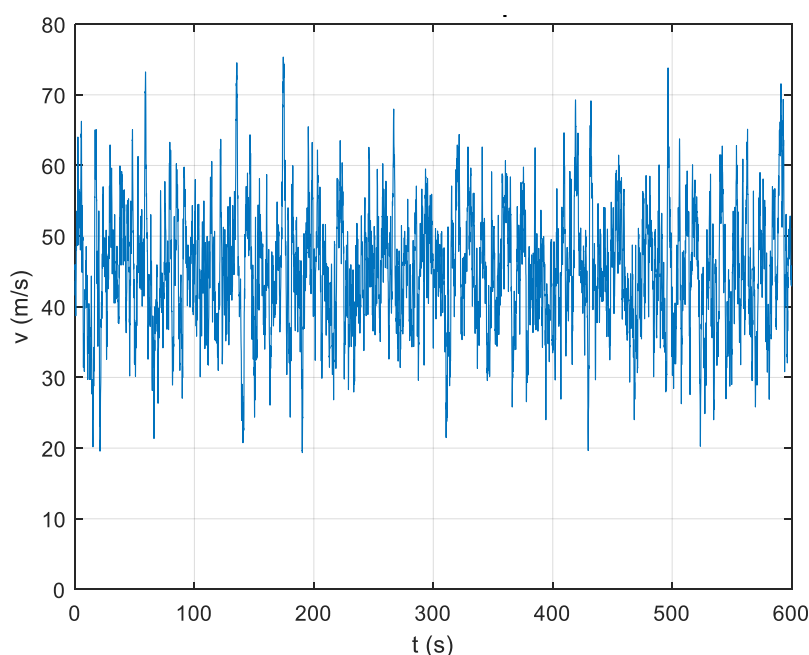


Figura 6.3: Velocidade total do vento para a altura de 160 metros

A resposta máxima da edificação à excitação do vento é de 0,62 m de deslocamento (Figura 6.5) e 1,40  $m/s^2$  de aceleração (Figura 6.6), ambos obtidos no quadragésimo andar, para a situação em que não há dissipadores de energia.

A otimização é realizada visando determinar o projeto ótimo dos amortecedores de massa sintonizados; a força do vento é aplicada na edificação; e é calculada a resposta dinâmica em razão dos deslocamentos da estrutura através do método de Newmark. Os valores ótimos dos AMSs são determinados resolvendo o problema de otimização dado a seguir:

- Encontrar:  $T_i = (k_i, c_i)$  com  $i = 1, 2, \dots, N_{ams}$



- Minimizar:  $F = \min(u_{max})$
- Sujeito a:  $0 < k_i < 10.000.000$ 
  - $0 < c_i < 1.000.000$
  - $N_{ams}$  (variável conforme o cenário)

Onde  $T_i$  é o vetor que contém as variáveis de projeto, isto é, os parâmetros de rigidez ao amortecimento para cada AMS, e  $F$  é a função objetivo, que busca minimizar o maior valor de deslocamento da estrutura ( $u_{max}$ ).  $N_{ams}$  é o número de AMS, o qual varia conforme cada cenário. O valor da massa dos amortecedores de massa é dado por um valor fixo em relação à massa total da edificação, sendo essa definida através do símbolo  $\mu$  e denominada razão de massa.

O projeto ótimo dos amortecedores de massa sintonizados conta com diferentes cenários de análise, sendo estes:

- a) *Cenário 1*: Um AMS no topo da edificação;
- b) *Cenário 2*: Múltiplos AMSs distribuídos horizontalmente no topo do edifício;
- c) *Cenário 3*: Múltiplos AMSs distribuídos verticalmente pelo edifício;
- d) *Cenário 4*: Um AMS no topo do edifício considerando a interação solo-estrutura.

### 6.1.1 Cenário 1 - Um AMS no topo da edificação

Neste primeiro cenário, analisa-se o comportamento dinâmico da edificação após a inclusão de um amortecedor de massa sintonizado localizado no andar mais elevado do prédio. Esse é o cenário que apresenta a solução clássica de controle de vibração com AMS, através da inclusão de mais um grau de liberdade à estrutura. A definição da localização do dissipador de energia deve-se ao fato de o primeiro modo de vibração do edifício gerar movimentos maiores nos pisos mais elevados.

O algoritmo de otimização utilizado, SGA, foi configurado para uma população  $N_{pop} = 50$  indivíduos, com 200 iterações, sendo que 40% foram dedicadas à fase de busca global. O número de iterações necessárias foi avaliado através da curva de iteração versus deslocamento (Figura 6.4), onde percebe-se que a partir da 60ª iteração já ocorre a convergência do valor ótimo, entretanto, utiliza-se o valor de 200 iterações como forma de garantir que todas as simulações estão resultado no valor ótimo.

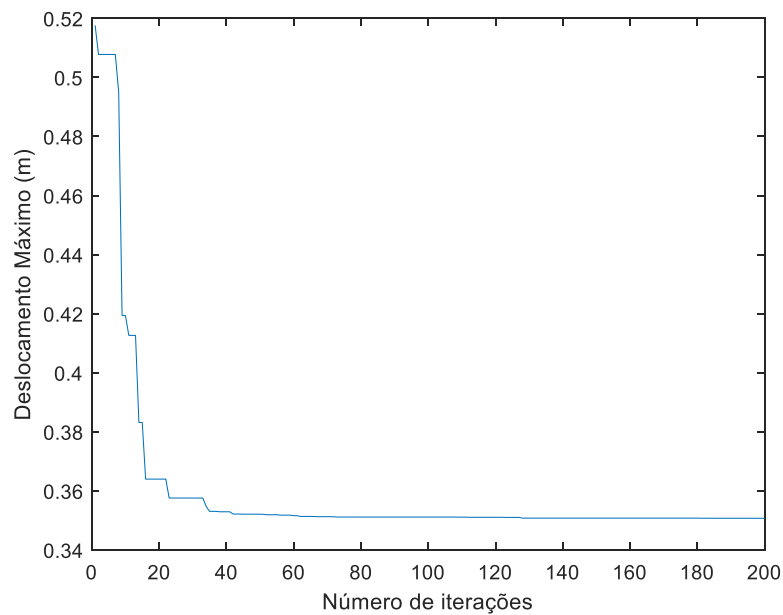


Figura 6.4: Curva de convergência do resultado ótimo para o cenário 1

As variáveis de projeto são a rigidez e o amortecimento do AMS. O  $N_{ams}$  é igual a um. Já a massa do dispositivo é dada por um valor fixo em relação à massa total da edificação. São avaliadas diferentes razões de massa para o AMS, variando de 0,5 % a 10 % da massa total do prédio.

Pela Figura 6.5, pode-se observar a relação do deslocamento máximo da estrutura com e sem controle de vibração, para cada razão de massa utilizada. É perceptível que ocorre um aumento na efetividade do dispositivo para razões de massa a partir dos 2%. Um ligeiro acréscimo na diminuição do deslocamento se sucede ao aumentar o valor da razão de massa de 2 a 10%.

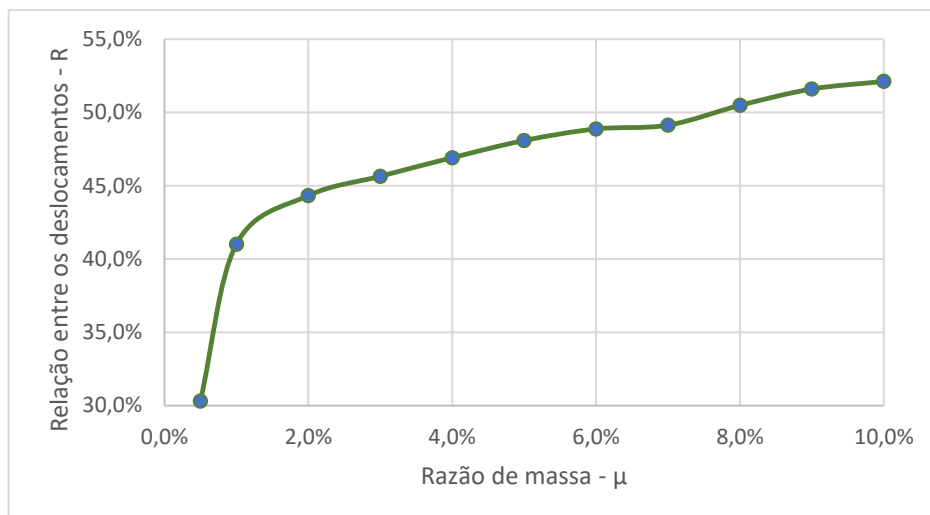


Figura 6.5: Razão de massa do AMS em relação à diminuição do deslocamento máximo da estrutura.

Apesar de o dispositivo poder oferecer um restrito aumento em seu desempenho para razões de massa maiores que 2%, será mantido o valor de 2% como o valor fixo da relação entre a massa do dissipador e a massa total da edificação. O aumento do valor de  $\mu$  não é conveniente, visto que o ganho no desempenho do dispositivo não justifica o aumento de carga que ocorre à estrutura, podendo, inclusive, inviabilizar a instalação caso a razão de massa escolhida seja muito elevada.

Outra percepção feita pela Figura 6.5 é da importância em ter fixo o valor para a razão de massa do AMS. Se o valor da massa do dispositivo fosse otimizado, este resultaria sempre no maior valor dentro o intervalo determinado, devido à maior massa gerar um maior ganho em desempenho. Contudo, um valor muito elevado para a massa do dispositivo pode não ser benéfico à estrutura.

Uma vez que o valor de  $\mu$  é definido em 2%, tem-se os valores do projeto ótimo (ver Tabela 6.1). Três simulações independentes são realizadas. Os resultados para cada simulação são muito similares entre si. A frequência de sintonização do dispositivo encontra-se, como esperado, próxima à frequência do modo fundamental de vibração do edifício. O deslocamento máximo para a estrutura com o sistema de controle de vibração é de 0,35 metros (Figura 6.6), ou seja, aproximadamente 44,3% menor que o valor máximo obtido na situação sem controle dinâmico.

Tabela 6.1 – Resumo dos valores ótimos para o cenário 1

PARÂMETROS	SIMULAÇÃO 1	SIMULAÇÃO 2	SIMULAÇÃO 3
Rigidez do AMS (K)	1727780,71 N/m	1727932,23 N/m	1728003,62 N/m
Amortecimento do AMS (C)	147475,52 Ns/m	147362,54 Ns/m	147406,05 Ns/m
Frequência do AMS ( $\omega$ )	1,48 rad/s	1,48 rad/s	1,48 rad/s
Deslocamento máximo da estrutura	0,3507m	0,3507m	0,3507 m

A partir do projeto ótimo, é possível comparar a resposta em deslocamento no último andar da edificação para a situação sem e com controle estrutural para o tempo de duração considerado para o vento. A Figura 6.6 mostra claramente que o uso do AMS promoveu uma redução significativa em todo o tempo de ação do vento. A instalação do amortecedor de massa sintonizado é eficiente em diminuir o deslocamento provocado pelo vento durante sua ação.

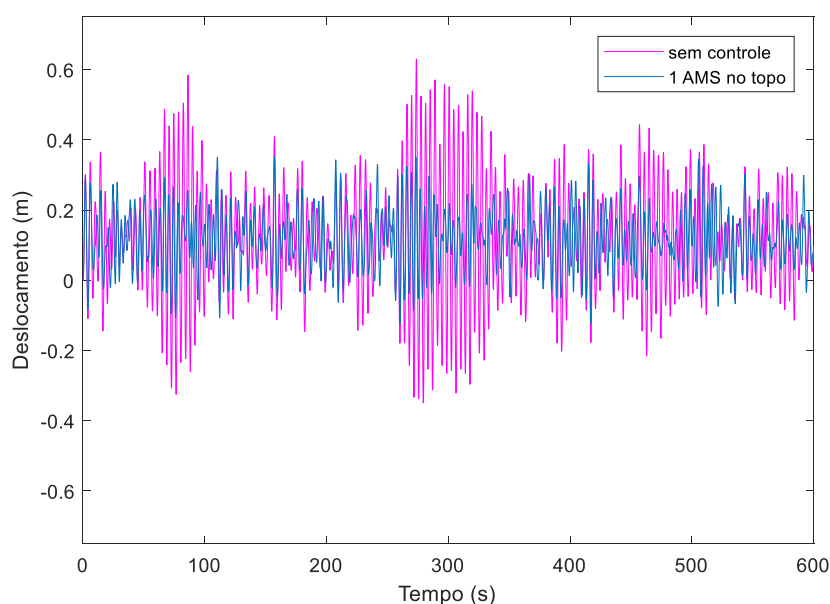


Figura 6.6: Deslocamento no 40º andar do edifício antes e após a instalação do sistema de controle de vibrações

Apesar de a função objetivo de otimização buscar diminuir apenas o deslocamento máximo da estrutura, o projeto ótimo também reduz significativamente a resposta em termos de aceleração do edifício. A situação sem o sistema de controle de vibração resulta em uma aceleração máxima de  $1,409 \text{ m/s}^2$ . O valor máximo da aceleração após o emprego do AMS é de  $0,81 \text{ m/s}^2$ , isto é, 74% menor que a resposta da situação sem controle.

Na Figura 6.7, é mostrado o gráfico da resposta em termos de aceleração para o 40º andar do prédio, antes e após a instalação do AMS. Durante toda a ação do vento, o equipamento age satisfatoriamente reduzindo a aceleração máximo do edifício. A diminuição do valor máximo em até 74% mostra a importância e efetividade da aplicação deste tipo de controle estrutural.

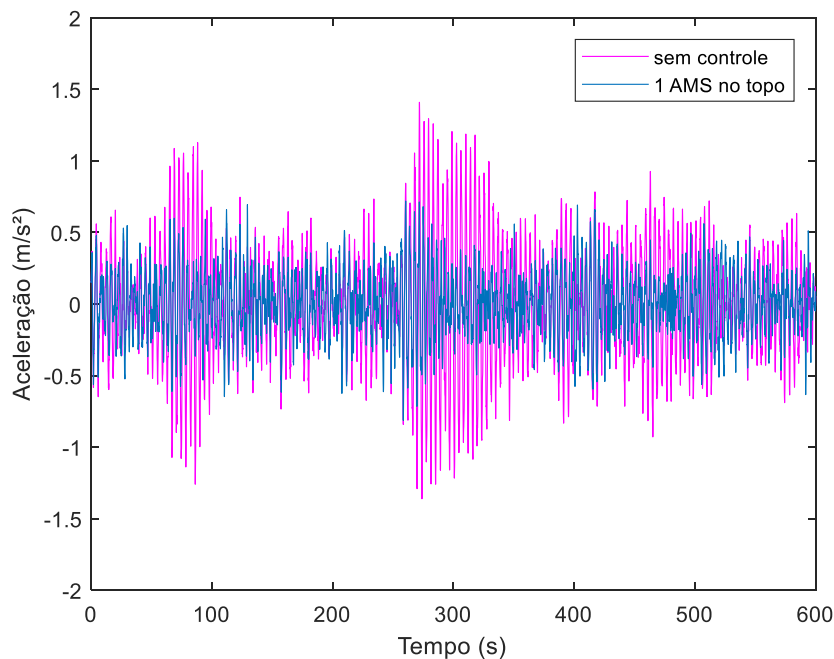


Figura 6.7: Aceleração no 40º andar do edifício antes e após a instalação do sistema de controle de vibrações

### 6.1.2 Cenário 2 - Múltiplos AMSs distribuídos horizontalmente no topo do edifício

No segundo cenário, é estudada a inclusão de múltiplos amortecedores de massa sintonizados (MAMS) distribuídos paralelamente. Os MAMS localizam-se, equivalentemente ao primeiro cenário, no último andar do edifício.

O projeto ótimo dos dissipadores é realizado para a razão de massa definida no cenário 1, com valor de 2%. O valor resultante, 784.000 kg, é dividido de forma igualitária entre cada AMS considerado em cada análise vigente. Os parâmetros do SGA permaneceram os mesmos do cenário anterior ( $N_{pop} = 50$  indivíduos, 200 iterações, sendo que 40% foram dedicadas à fase de busca global), para todas as análises realizadas nesse segundo cenário. Assim como no caso anterior, o número de iterações foi avaliado através da convergência da resposta ótima dos problemas, na figura 6.8 é mostrado a convergência para a simulação 2a, a qual tem o maior número de variáveis deste cenário, e mostra que com apenas 200 iterações já se tem o resultado estabilizado há mais de 100 iterações. A curva de convergência foi analisada em todas as simulações realizadas nessa pesquisa de forma a se garantir o projeto ótimo de cada situação.

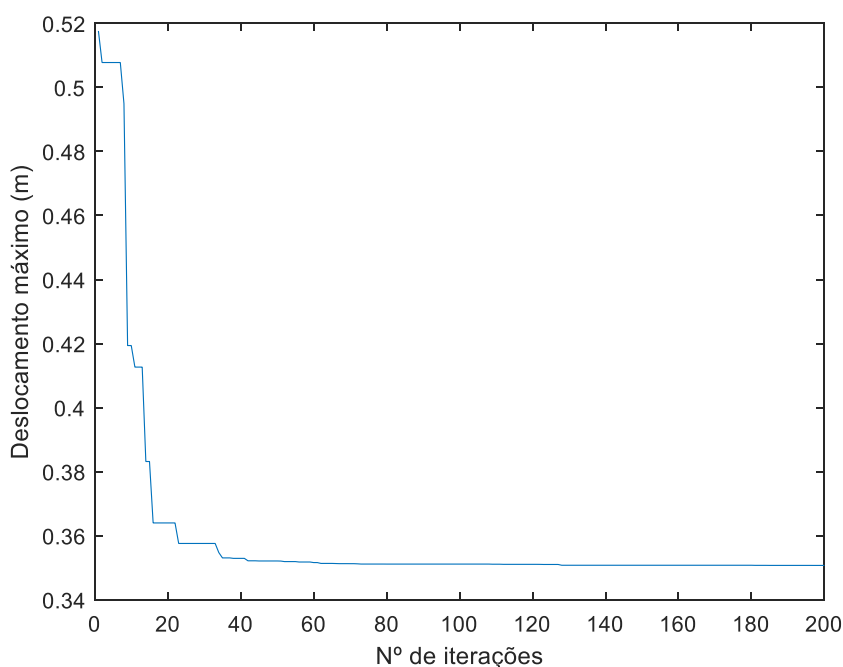


Figura 6.8: Curva de convergência do resultado ótimo para o cenário 2

Nesse cenário, três diferentes processos de otimização são executados, os quais são denominados como 2a, 2b, e 2c para distingui-los. No primeiro processo, chamado de 2a, as variáveis de projeto eram a quantidade de dispositivos e os parâmetros de rigidez e amortecimento destes.

A otimização poderia resultar entre 0 a 10 AMS distribuídos paralelamente no topo da edificação, com  $N_{ams} \leq 10$ . Nesse caso, o número de amortecedores de massa sintonizado é

uma variável a ser definida no processo de otimização. A modelagem dessa variável é dada por um vetor onde o valor pode variar entre 0 a 1, sendo 0 para os casos onde não haverá dispositivos e 1 para quando há amortecedores de massa sintonizados resultantes.

São realizadas três simulações independentes. O resultado de cada simulação é muito próximo, mostrando que, com apenas um amortecedor de massa sintonizado, é possível obter um excelente resultado em minimizar o deslocamento máximo da estrutura. Os parâmetros resultantes desse processo (Tabela 6.2) são similares aos encontrados no cenário 1 devido ao número de dispositivos de controle resultante produzir a mesma situação descrita no primeiro cenário.

Tabela 6.2 – Resumo dos valores ótimos para o cenário 2a

PARÂMETROS	SIMULAÇÃO 1	SIMULAÇÃO 2	SIMULAÇÃO 3
Razão de massa do AMS ( $\mu$ )	2%	2%	2%
Rigidez do AMS (K)	1727948,50 N/m	1727778,60 N/m	1727821,62 N/m
Amortecimento do AMS (C)	147271,35 Ns/m	147451,72 Ns/m	147326,18 Ns/m
Frequência do AMS ( $\omega$ )	1,48 rad/s	1,48 rad/s	1,48 rad/s
Deslocamento máximo da estrutura	0,3507 m	0,3507 m	0,3507 m

Como a intenção deste segundo cenário é a inclusão de múltiplos AMSs distribuídos paralelamente, o segundo processo de otimização, designado como cenário 2b, considera que obrigatoriamente devem ser instalados 5 amortecedores de massa sintonizados, com  $N_{ams}$  igual a 5. O número de dispositivos, cinco, foi determinado previamente ao processo de otimização. A razão de massa total para os dispositivos é de 2%, sendo esse valor dividido igualmente entre cada um dos AMSs.

O deslocamento máximo para a estrutura (Tabela 6.3), nessa situação, é extremamente próximo ao valor encontrado nas situações anteriormente referidas, produzindo, inclusive, um

deslocamento máximo levemente menor do que nos demais casos. Neste caso, a troca de um amortecedor de massa sintonizado por múltiplos não afetou o desempenho do sistema de controle de vibração. Além dessa primeira simulação, outras duas simulações independentes são realizadas para o cenário 2b (Tabela 6.4 e Tabela 6.5). Os resultados para essas outras simulações atestam o valor obtido na primeira simulação.

Tabela 6.3 – Cenário 2b – Simulação 1: Resumo dos Valores Ótimos

<b>PARÂMETROS</b>	<b>AMS 1</b>	<b>AMS 2</b>	<b>AMS 3</b>	<b>AMS 4</b>	<b>AMS 5</b>
Rigidez [N/M]	370797,50	323838,05	367560,86	334753,59	348848,77
Amortecimento [NS/M]	4971,69	12262,15	25919,87	199621,91	80790,85
Deslocamento máximo	0,341 m				

Tabela 6.4 – Cenário 2b – Simulação 2: Resumo dos Valores Ótimos

<b>PARÂMETROS</b>	<b>AMS 1</b>	<b>AMS 2</b>	<b>AMS 3</b>	<b>AMS 4</b>	<b>AMS 5</b>
Rigidez [N/M]	375268,12	323950,76	368625,14	318360,40	493998,35
Amortecimento [NS/M]	28368,07	14836,49	4905,40	50447,59	382964,51
Deslocamento máximo	0,344 m				

Tabela 6.5 – Cenário 2b – Simulação 3: Resumo dos Valores Ótimos

<b>PARÂMETROS</b>	<b>AMS 1</b>	<b>AMS 2</b>	<b>AMS 3</b>	<b>AMS 4</b>	<b>AMS 5</b>
Rigidez [N/M]	225429,95	321705,56	370477,13	348692,50	344645,19
Amortecimento [NS/M]	88664,78	21763,46	4675,08	69367,41	26634,23
Deslocamento máximo	0,342 m				



Embora os valores para a rigidez de cada dispositivo encontram-se próximos entre si, tem-se grande variedade de respostas para o parâmetro de amortecimento de cada AMS. A instalação de dispositivos com propriedades diferentes pode dificultar ou ser mais onerosa se comparada a uma solução que tenha as mesmas especificações para cada AMS.

Nesse sentido, foi proposto o terceiro processo de otimização, o cenário 2c, o qual realizou a determinação dos parâmetros de rigidez e amortecimento para 5 dispositivos, sendo que os valores obtidos seriam impreterivelmente iguais entre todos. O  $N_{ams}$  para esse caso também é igual a 5. A razão de massa permaneceu 2%, com o valor dividido entre cada AMS.

A Tabela 6.6 mostra a resposta resultante para cada um dos cinco AMS, que, no caso, têm parâmetros idênticos entre si. É interessante notar que, caso seja realizada a soma da rigidez de cada dispositivo, se obtém o valor de 1729311,26N, que é semelhante ao valor da rigidez para o cenário 1 e 2a, onde havia somente um AMS. O mesmo acontece para o amortecimento. Mediante o exposto, conclui-se que é possível dividir o valor ótimo da rigidez e do amortecimento de um AMS, na quantidade de dispositivos paralelos desejada sem que ocorra perda de desempenho de controle de vibração, desde que a massa total seja mantida, isto é, seja dividida igualmente na quantidade de dispositivos paralelos.

Tabela 6.6 – Resumo dos valores ótimos para o cenário 2c

PARÂMETROS	SIMULAÇÃO 1	SIMULAÇÃO 2	SIMULAÇÃO 3
Rigidez do AMS[N/M]	345862,25	346369,79	345212,82
Amortecimento do AMS [NS/M]	29488,33	29515,43	29941,14
Deslocamento máximo [m]	0,3509	0,3509	0,3508

### 6.1.3 Cenário 3 - Múltiplos AMSs distribuídos verticalmente pelo edifício

O terceiro cenário envolve a instalação de múltiplos amortecedores de massa sintonizados distribuídos pelos diversos andares da edificação. Nesse cenário, são executados dois processos de otimização diferentes.

O primeiro processo deste cenário, denominado 3a, é realizado possibilitando a inclusão de até um AMS em cada andar do edifício, com  $N_{ams} \leq 40$ . O projeto ótimo, nessa situação, deve determinar a localização ideal dos dispositivos e os parâmetros de massa e rigidez desses. Assim como no cenário anterior (2a), o número de amortecedores de massa sintonizados é uma variável a ser determinada pelo algoritmo de otimização. Essa variável é modelada através de um vetor, de 1 a 40, podendo cada posição variar entre 0 e 1, representando sem e com AMS respectivamente.

A razão de massa se manteve nos 2%, com a massa total a ser dividida pelo número de amortecedores resultantes. Os parâmetros do SGA para essa primeira análise são os mesmos empregados nos cenários anteriores.

Inesperadamente, a resposta obtida foi insatisfatória. O processo de otimização resultou em 8 AMS distribuídos nos seguintes pavimentos, 28, 31, 32, 34, 35, 36, 37 e 38. O deslocamento máximo resultou em 0,515 metros, 47% a mais que o deslocamento máximo alcançado nos casos anteriores.

A escolha da localização e quantidade de AMSs é resultante do processo de otimização. O algoritmo pode, inclusive, resultar em uma situação similar ao primeiro cenário com apenas um dissipador no topo e resultando em um deslocamento máximo da estrutura muito menor. Logo, os parâmetros utilizados no SGA nessa otimização não estão adequados para a convergência do problema. Dessa forma, altera-se a população para  $N_{pop} = 100$  indivíduos, com 2000 iterações, sendo que 60% foram dedicadas a fase de busca global. Assim como nos casos anteriores avaliou-se a curva de convergência para o problema para se garantir que o número de iterações aplicado estivesse adequado a esse problema.

Dessa vez, a solução é aproximada ao primeiro cenário, com o mesmo deslocamento máximo para a estrutura. O projeto ótimo resulta em somente um amortecedor de massa sintonizado, localizado no penúltimo andar do edifício, o andar número 39, e com os parâmetros de rigidez e amortecimento descritos na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Resumo dos valores ótimos para o cenário 3a

PARÂMETROS	SIMULAÇÃO 1	SIMULAÇÃO 2	SIMULAÇÃO 3
Rigidez do AMS[N/M]	1728452,58	1775692,85	1717166,41
Amortecimento do AMS [NS/M]	147802,29	158812,04	184522,20
Deslocamento máximo [m]	0,3509	0,354	0,353

O segundo processo de otimização deste cenário, o 3b, viabiliza a determinação dos parâmetros ótimos para obrigatoriamente 5 dispositivos, sendo que estes localizam-se nos cinco andares mais elevados da estrutura, com  $N_{ams}$  igual a 5. Os parâmetros do SGA, para esse caso, permaneceram os mesmos aplicados no cenário 3a.

Na Tabela 6.8, encontram-se os parâmetros para cada AMS, sendo o AMS 1 localizado no 36º andar do edifício, o AMS 2 no 37º andar, permanecendo essa ordem até o 40º andar, onde localiza-se o AMS 5. Nas Tabelas 6.9 e 6.10, são apresentados os resultados obtidos em mais duas simulações independentes para o mesmo cenário. A comparação entre cada simulação evidencia valores não tão próximos entre si para os parâmetros do AMS, mas muito próximos para o deslocamento máximo, constatando a robustez do processo de otimização.

Tabela 6.8 – Cenário 3b – Simulação 1: Resumo dos Valores Ótimos para o Cenário 3b

PARÂMETROS	AMS 1	AMS 2	AMS 3	AMS 4	AMS 5
Rigidez [N/M]	25210362	3499266	58733498	60543892	362803
Amortecimento [NS/M]	89863727	48945484	50095919	14904844	10465
Deslocamento máximo [m]	0,482				

Tabela 6.9 – Cenário 3b – Simulação 2: Resumo dos Valores Ótimos para o Cenário 3b

PARÂMETROS	AMS 1	AMS 2	AMS 3	AMS 4	AMS 5
Rigidez [N/M]	10352142	29857391	68281309	54582197	362735
Amortecimento [NS/M]	56808062	28739690	61073069	36116046	9229
Deslocamento máximo [m]	0,485 m				

Tabela 6.10 – Cenário 3b – Simulação 3: Resumo dos Valores Ótimos para o Cenário 3b

PARÂMETROS	AMS 1	AMS 2	AMS 3	AMS 4	AMS 5
Rigidez [N/M]	3882056	4620085	19442285	73228387	358790
Amortecimento [NS/M]	32008167	73079186	7517284	97022583	11502
Deslocamento máximo [m]	0,482				

O deslocamento máximo para a estrutura no cenário 3b foi de 0,482. Esse é o pior resultado entre todos os cenários. Já se esperava que essa solução não gerasse o menor valor para o deslocamento máximo, devido à resposta do cenário 3a, a qual poderia resultar nessa mesma solução caso fosse a solução ótima em minimizar o deslocamento.

No entanto, não se presumia que o desempenho da distribuição vertical dos dissipadores de energia pelos últimos cinco andares da edificação fosse inferior ao demais cenários propostos em tal intensidade.

#### 6.1.4 Cenário 4 - Um AMS no topo do edifício considerando a interação solo-estrutura

Até este ponto, todas as análises feitas consideraram apenas os parâmetros de rigidez da estrutura, da massa de cada piso, e do amortecimento estrutural do edifício. Todavia, a resposta dinâmica de um edifício construído em um solo deformável pode diferir da resposta dinâmica quando se considera apenas uma base fixa para o prédio.

Considerar a interação do solo com a estrutura pode gerar resultados mais precisos do que os modelos com base fixa. A interação solo-estrutura é realizada pelos procedimentos descritos na Seção 5.1.2.

Os graus de liberdade acrescentados incluem a massa e o momento de inércia da fundação, e os parâmetros de rigidez ( $K_s$  e  $K_r$ ) e amortecimento ( $C_s$  e  $C_r$ ) da mola que representa a interação com o solo. Esses últimos parâmetros são calculados através das seguintes propriedades do solo: coeficiente de Poisson ( $\nu_s$ ), peso específico do solo ( $\rho_s$ ), velocidade da onda de cisalhamento ( $V_s$ ) e módulo de cisalhamento ( $G_s$ ).

Os parâmetros de massa e inércia da fundação são  $1,96 \times 10^6$  kg e  $1,96 \times 10^8$  kgm<sup>2</sup> respectivamente. A Tabela 6.11, adaptada de Liu *et al.* (2008), contém as propriedades para três tipos diferentes de solo – mole, médio e duro –, e os parâmetros correspondentes a cada solo de amortecimento e rigidez das molas que compõem a interação solo-estrutura.

Tabela 6.11 – Propriedades e parâmetros para três tipos diferentes de solo

Solo	$\nu_s$	$\rho_s \left(\frac{kg}{m^3}\right)$	$V_s \left(\frac{m}{s}\right)$	$G_s \left(\frac{N}{m^2}\right)$	$C_s \left(\frac{Ns}{m}\right)$	$C_r (Nsm)$	$K_s \left(\frac{N}{m}\right)$	$K_r (Nm)$
<b>Mole</b>	0,49	1800	100	$1,80 \times 10^7$	$2,19 \times 10^8$	$2,26 \times 10^{10}$	$1,91 \times 10^9$	$7,53 \times 10^{11}$
<b>Médio</b>	0,48	1900	300	$1,71 \times 10^8$	$6,90 \times 10^8$	$7,02 \times 10^{10}$	$1,80 \times 10^{10}$	$7,02 \times 10^{12}$
<b>Duro</b>	0,33	2400	500	$6,00 \times 10^8$	$1,32 \times 10^9$	$1,15 \times 10^{11}$	$5,75 \times 10^{10}$	$1,91 \times 10^{13}$

Nesse cenário, é considerada apenas a solução com um AMS no topo do edifício. O SGA foi configurado da mesma forma como nos cenários 1 e 2, com os seguintes parâmetros: população  $N_{pop} = 50$  indivíduos, com 200 iterações, sendo que 40% foram dedicadas à fase de busca global.

A razão de massa para o dissipador de energia permanece em 2%. Foram realizadas três diferentes otimizações dos parâmetros do AMS, uma para cada tipo de solo considerado. A

diferença entre o parâmetro de rigidez para o dispositivo instalado em localização de solo duro quando comparada com solos médios e mole foi de +0,65% e -134%, respectivamente (Tabela 6.12).

Tabela 6.12 – Resumo dos valores ótimos considerando a interação solo-estrutura

<b>PARÂMETROS / SOLO</b>	<b>Duro</b>	<b>Médio</b>	<b>Mole</b>
Rigidez do AMS[N/M]	1757333,25	1768746,85	749489,40
Amortecimento do AMS [NS/M]	138292,26	164528,48	155767,05
Deslocamento máximo [m]	0,338	0,335	0,252

A comparação entre as propriedades do AMS para cada tipo de solo na análise de interação solo-estrutura foi bastante significativa. Outras duas independentes simulações para cada tipo de solo foram realizadas (Tabela 6.13 e Tabela 6.14).

Tabela 6.13 – Segunda simulação: valores ótimos considerando a interação solo-estrutura

<b>PARÂMETROS / SOLO</b>	<b>Duro</b>	<b>Médio</b>	<b>Mole</b>
Rigidez do AMS[N/M]	1757324,59	1767798,12	748421,41
Amortecimento do AMS [NS/M]	137877,60	164865,19	155129,81
Deslocamento máximo [m]	0,338	0,335	0,252

Tabela 6.14 – Terceira simulação: valores ótimos considerando a interação solo-estrutura

<b>PARÂMETROS / SOLO</b>	<b>Duro</b>	<b>Médio</b>	<b>Mole</b>
Rigidez do AMS[N/M]	1757215,68	1768357,15	749894,04

Amortecimento do AMS [NS/M]	137714,07	164779,11	155189,74
Deslocamento máximo [m]	0,338	0,335	0,25259

A comparação entre cada simulação mostra resultados similares, evidenciando a estabilidade do método. Apesar da razão de massa ser a mesma para todas as análises, a rigidez do AMS é reduzida consideravelmente para a situação de onde o solo é mais flexível, indicando que a frequência fundamental da edificação também é reduzida através da inclusão da rigidez e amortecimento provenientes de solos moles.

A análise da primeira frequência da edificação com o efeito da interação solo-estrutura resulta em  $1,09 \text{ rad/s}$ ,  $1,54 \text{ rad/s}$  e  $1,61 \text{ rad/s}$ , respectivos aos solos flexíveis, médios e densos. Visto que a frequência para o edifício com base fixa é de  $1,64 \text{ rad/s}$ , nota-se que há uma importante redução da frequência fundamental da estrutura quando considerado o efeito da interação em solos moles. Em virtude disso, na Figura 6.9 é realizada uma comparação da redução que ocorre nos deslocamentos da estrutura para cada solo. No eixo das abcissas do gráfico apresentado na Figura 6.9 tem-se a redução em termos do deslocamento máximo da estrutura. Esses valores são obtidos através da comparação entre o resultado com e sem controle de vibração, através dos deslocamentos máximos provenientes da análise dinâmica da edificação, considerando nos dois casos (sem a inclusão e com a inclusão do AMS) o efeito da interação solo-estrutura.

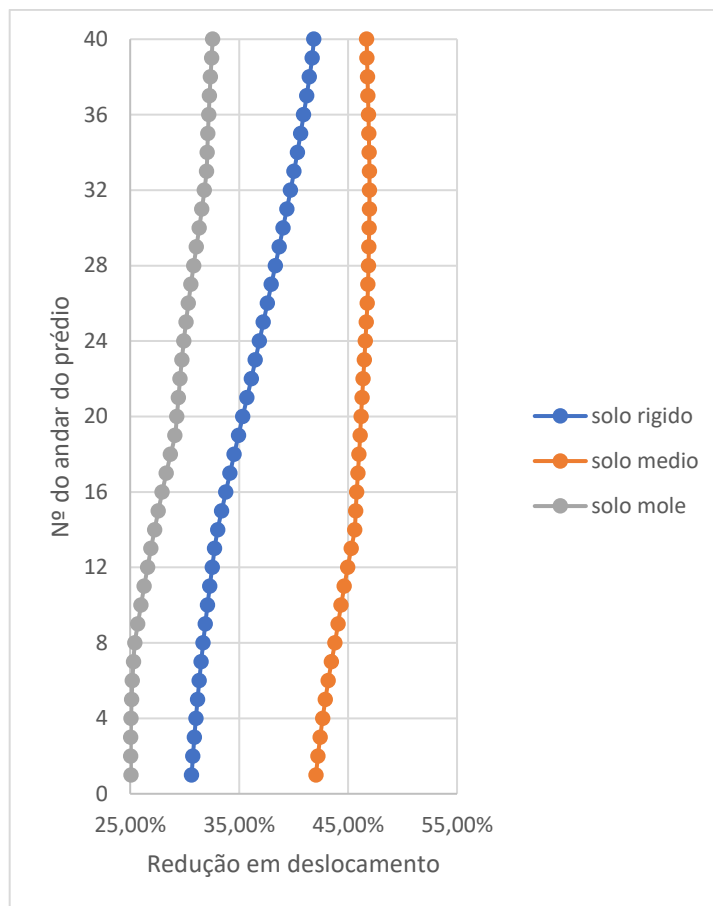


Figura 6.9: Comparação entre a situação sem controle de vibração e os cenários propostos

A redução que ocorre para as situações do edifício em solos moles é a menor entre os três diferentes tipos de solo considerado, representando que nesses casos o uso do AMS é menos significativo que para os casos onde os solos têm propriedades mais rígidas, como no caso de solos médios e duros. Em solos moles, apesar da frequência do edifício encontrar-se dentro da faixa de frequência contendo as rajadas de vento com maiores energias (faixa de frequência de 0,1 a 0,2 Hz, conforme mostrado no espectro gerado pela Figura 6.2), a resposta em deslocamento da estrutura sem controle de vibração é menor do que acontece para os demais casos de solos, visto que solos com propriedades moles fornecem um aumento na capacidade de amortecimento da estrutura e, conseqüentemente, uma redução do deslocamento máximo desta. Por conseguinte, o projeto ótimo para um amortecedor de massa sintonizado a ser instalado em uma estrutura localizada em regiões de solos moles deve considerar o efeito que a interação com o solo provoca, já que acontece alterações importantes na resposta dinâmica nesse caso.



Diferentemente do esperado, em solos médios, ocorre a maior redução do deslocamento quando compara-se a estrutura sem e com controle de vibração. Esse efeito ocorre devido a frequência natural da estrutura ser reduzida quando se considera a interação solo-estrutura, de maneira que a construção se aproxima mais das rajadas com maiores energias. Portanto, o deslocamento para o efeito da interação em solos médios é maior do que o que ocorre para o solo rígido, visto que o amortecimento gerado por solos médios não implica na diminuição da resposta como ocorre nos solos moles. Dessa forma a redução obtida com a inclusão do AMS para o deslocamento em solos médios é maior do que para solos rígidos, já que em solos com propriedades de rigidez médias o deslocamento foi maior, e consequentemente a efetividade do amortecedor de massa sintonizado.

#### 6.1.5 Comparação entre todos os cenários da otimização determinística

Durante o processo da otimização determinística diferentes cenários foram considerados. Os cenários variaram entre si quanto à quantidade e à localização dos amortecedores de massa sintonizados. Embora os cenários propostos possuam dessemelhanças entre si, as respostas obtidas para o deslocamento máximo por andar foi equivalente (Figura 6.10).

A única exceção está presente para o cenário 3b, o qual apresentou uma redução na resposta em deslocamento inferior a todos os demais. O cenário 3b é formado pelo projeto ótimo de 5 amortecedores de massa sintonizados, localizados um em cada um dos últimos 5 andares do prédio analisado.

Nota-se que a instalação dos equipamentos de controle de vibração por diferentes andares não oferece o melhor desempenho neste caso. O máximo proveito do uso dos amortecedores de massa sintonizados ocorre quando estes localizam-se no último ou penúltimo andar do edifício, independentemente da repartição entre diversos dispositivos, como acontece no cenário 2b e 2c. Posto isso, a escolha entre a solução clássica com um amortecedor, ou a divisão em MAMSs, desde que a localização destes seja no último andar (ou penúltimo), poderá ser feita exclusivamente por questões de design da edificação.

Vale ressaltar que esta conclusão é válida para este caso, no qual o primeiro modo do edifício em consideração é o mais excitado pela carga dinâmica adotada. Em outras situações nas quais outros modos possam ser mais excitados, esta conclusão pode não ser válida.

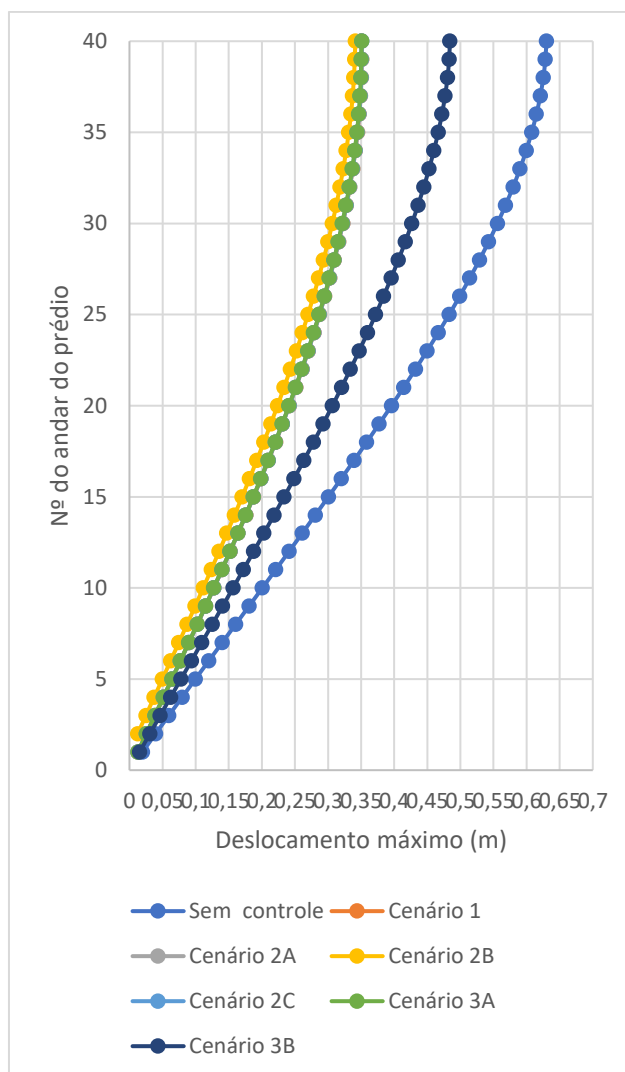


Figura 6.10: Comparação entre a situação sem controle de vibração e os cenários propostos

É possível, também, comparar o resultado do quarto cenário, considerando a interação solo estrutura, com os cenários que consideraram o prédio com base rígida. Como os resultados para os cenários de 1 a 3 foram muito similares, optou-se por usar apenas o primeiro cenário como comparação ao quarto.

No cenário 1, a rigidez ótima para o dispositivo foi de  $1728003,62 \text{ N/m}$ . Os valores para a rigidez no quarto cenário para solos rígidos, médios e moles foram 1,67%, 2,30% e 130,56%, respectivamente menores quando comparados ao projeto ótimo no primeiro cenário. Por conseguinte, a interação solo-estrutura, para os casos onde o solo tenha propriedades duras a médias, pode ser negligenciada sem que os parâmetros do sistema de controle de vibração sejam superestimados; porém, a diferença nos parâmetros do dispositivo para solos moles foi

expressiva. Desconsiderar a interação solo-estrutura em situações onde há predominância de solos moles pode levar a propriedades erradas para o AMS, prejudicando, conseqüentemente, o funcionamento do sistema de controle.

Dessa forma, pode-se concluir que (i) não é necessário considerar a interação solo-estrutura em situações onde a fundação encontra-se sobre solo com propriedades rígidas; e (ii) para estruturas situadas sobre solos moles, deve ser realizada uma análise profunda da influência deste na resposta dinâmica da estrutura, antes do desenvolvimento de projetos de controle de vibrações.

Por fim destaca-se o processador utilizado para fazer todos os cenários, um Intel Core i5-7200U de 2.5 GHz, memória RAM 8GB, SSD 480 GB. O tempo de processamento varia conforme o número de iterações e o número da população usada nos parâmetros do algoritmo, sendo de aproximadamente 12 minutos para os casos onde se usou 200 iterações e 50 indivíduos da população do SGA. E foi gasto um tempo de aproximadamente 1 hora e 10 minutos para os casos onde o número de iterações do algoritmo era de 1000, e o número de indivíduos igual a 100.

## 6.2 OTIMIZAÇÃO SOB INCERTEZAS

Até este ponto, todas as otimizações realizadas presumiam que as variáveis eram somente determinísticas. A partir desta seção, a otimização desenvolvida contará com variáveis incertas. O objetivo desta seção, portanto, é realizar um projeto robusto para o amortecedor de massa sintonizado.

A otimização sob incertezas foi realizada para o mesmo modelo matemático empregado na otimização determinística. O edifício de 160 metros de altura e 40 andares, localizado na cidade de Balneário Camboriú, tem agora seus parâmetros estruturais de massa, rigidez e amortecimento modelados como variáveis aleatórias independentes (Tabela 6.15).

Tabela 6.15 – Variáveis incertas de entrada do sistema

Variável aleatória	Valor esperado	Coefficiente de variação (%)
Rigidez do edifício, K	de 2,13E9 a 9,98E8N/m	10

Massa do edifício, M	980000 kg	5
Razão de amortecimento, Z	0,016	10
Rigidez do AMS, K	Variável de projeto	5
Amortecimento do AMS, C	Variável de projeto	5

A massa para os amortecedores continua um valor fixo dado em função da massa total do prédio. Para as variáveis de entrada da excitação, somente a velocidade básica do vento foi tratada como um parâmetro incerto (Tabela 6.16).

Tabela 6.16 – Variáveis incertas de entrada da excitação

Variável aleatória	Valor esperado	Coefficiente de variação (%)
Velocidade básica do vento, $V_0$	43 m/s	15

Todas as variáveis aleatórias possuem distribuição gaussiana. O Método de Monte Carlo foi empregado para a simulação das amostras. O esforço computacional inerente do processo de Monte Carlo foi reduzido com o uso da Amostra de Hipercubo Latino para a geração das amostras. O uso do AHL faz com que um número menor de amostras seja necessário, como descrito na Seção 4.3.2.

O *Search Group Algorithm* foi empregado novamente, nesse caso, para a otimização sob incertezas. O projeto ótimo é obtido pelo seguinte problema:

- Encontrar:  $T_i = [E(k_i), E(c_i)]$  com  $i = 1, 2, \dots, N_{ams}$
- Minimizar:  $F = \min[E(u_{\max})]$
- Sujeito a:
  - $0 < k_i < 10.000.000$
  - $0 < c_i < 1.000.000$

$$\blacksquare N_{ams}^{max} \leq 10$$

Onde  $T_i$  é o vetor que contém as variáveis de projeto que são os parâmetros de rigidez e amortecimento para cada AMS, e  $F$  é a função objetivo, que busca minimizar o maior valor de deslocamento ( $u_{max}$ ) para a estrutura.  $N_{ams}^{max}$  é o maior número de amortecedores permitido, sendo que, para esse caso, são no máximo 10 amortecedores. O número de amortecedores é obtido por um vetor em que varia-se o valor de cada posição, podendo cada posição assumir valor igual a 0, quando não há dispositivos, ou valor igual a 1, quando há amortecedores de massa sintonizados resultantes.

Para a otimização sob incertezas o efeito da interação solo-estrutura não será considerado, visto que os resultados obtidos para a otimização determinística mostraram que em situações de solos com propriedades rígidas a médias, o efeito da interação que ocorre da estrutura com o solo pode ser negligenciado sem que seja afetada a resposta dos amortecedores. Já para solos moles é indicado que seja feito um estudo aprofundado sobre o aumento do amortecimento da estrutura devido a capacidade desse tipo de solo em absorver vibrações, e, portanto, o projeto dos amortecedores de massa sintonizado deve ser revisto com a interação solo-estrutura em solos moles. Dessa maneira, considera-se que as fundações da estrutura encontram-se em camadas de solo com propriedades rígidas, e pode-se utilizar o modelo de base fixa para o processo de otimização do projeto de amortecedores de massa sintonizados.

A definição do número de amostras da Simulação de Monte Carlo foi determinada avaliando a convergência para o  $u_{max}$  da estrutura sem controle. A Figura 6.11 mostra a convergência da média do deslocamento máximo da estrutura para um total de 500 amostras. Nota-se que é necessário um total de aproximadamente 400 amostras para a estabilização da convergência da curva. Na Figura 6.12, é apresentada a convergência para o desvio-padrão da mesma série amostral, mostrando que também são necessárias em torno de 400 amostras para estabilização. Dessa maneira, são empregadas 400 amostras para a otimização robusta.

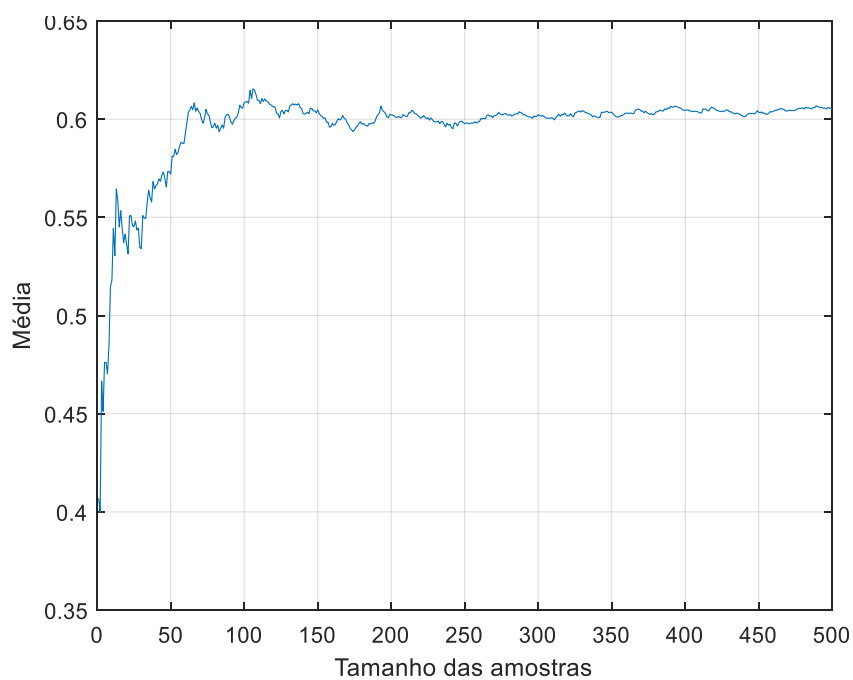


Figura 6.11: Convergência da média do deslocamento máximo do edifício

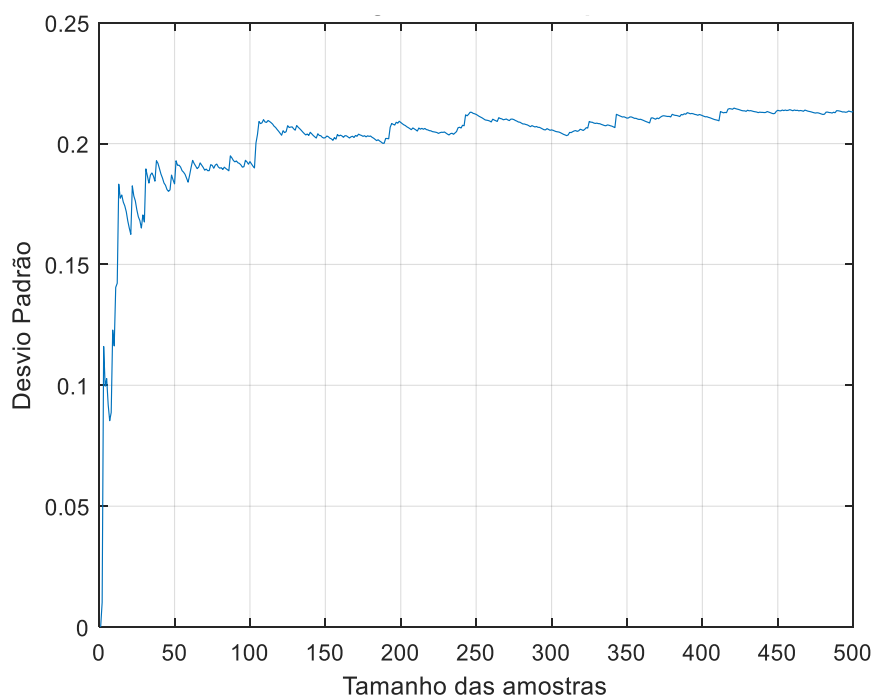


Figura 6.12: Convergência do desvio-padrão do deslocamento máximo do edifício

A otimização sob incertezas foi realizada visando determinar o número ótimo de amortecedores de massa sintonizados e os parâmetros de rigidez e amortecimento destes. O processo estava sujeito ao número máximo de 10 amortecedores, sendo que todos têm a mesma localização, no último andar do edifício. Conforme a observação feita no fim do item 6.1.5, a interação solo-estrutura foi negligenciada, ou seja, trata-se de um edifício instalado em solo rígido.

Em referência aos parâmetros do SGA, tem-se 50 indivíduos para a população, com 100 iterações, e a porcentagem de iterações dedicadas à fase de busca global era de 60%. Foram realizadas três simulações independentes. O gráfico de convergência do algoritmo para uma das simulações (Figura 6.13) indica que o número de iterações escolhidas foi suficiente para convergir a resposta do problema. Inclusive não foi necessário o uso de 60% das iterações para a fase global.

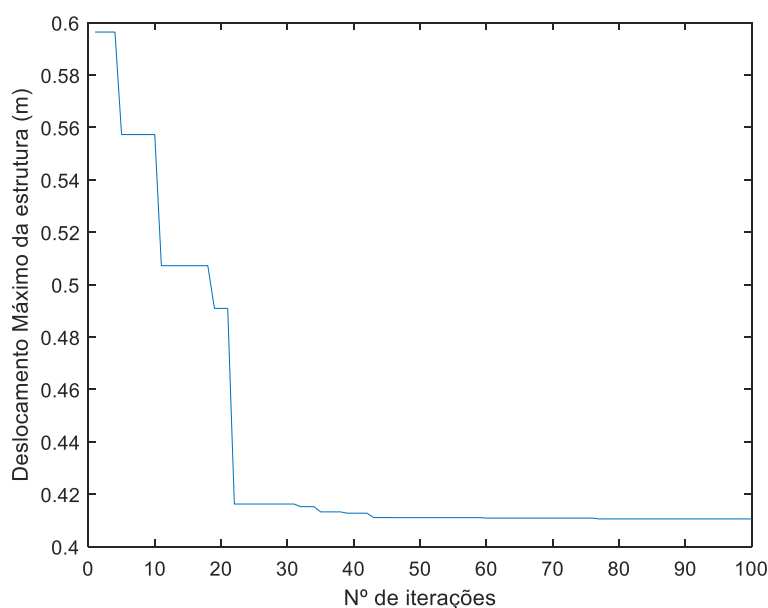


Figura 6.13: Convergência do SGA para a otimização sob incertezas

O computador utilizado para o processo de otimização possui as seguintes características, processador Intel Core i5-7200U de 2.5 GHz, memória RAM 8GB e memória SSD 480 GB. O tempo de processamento para esse problema de otimização sob incertezas foi de aproximadamente 50 horas.

Os resultados de cada uma das vezes em que foi rodado o programa encontram-se na Tabela 6.13. Assim como esperado, devido aos resultados obtidos no segundo cenário da otimização determinística, o projeto robusto resultou na instalação de apenas um AMS. O valor do deslocamento máximo foi o mesmo para as três simulações, indicando que o projeto ótimo é robusto. A quantidade de AMS também foi idêntica para as simulações, e os parâmetros para os dispositivos são semelhantes.

Tabela 6.17 – Resumo dos valores ótimos para otimização sob incertezas

<b>Parâmetros</b>	<b>Simulação 1</b>	<b>Simulação 2</b>	<b>Simulação 3</b>
Quantidade de AMS	1	1	1
$E(K_{\text{AMS}})$ [N/m]	1907808,02	1964466,96	1916927,63
$E(C_{\text{AMS}})$ [Ns/m]	269153,39	250027,06	281217,30
$E(\mathbf{u}_{\text{max}})$ [m]	0,411	0,416	0,414

Pela análise do valor médio obtido para o deslocamento máximo da estrutura e pelo desvio-padrão deste, foi ajustada a função densidade de probabilidade através de uma distribuição normal para a resposta da estrutura com controle estrutural pelos AMSs e sem o controle de vibrações (Figura 6.14). Nesta mesma imagem são mostrados os diagramas de frequência (histogramas) construídos a partir do comando de histogramas do Matlab, e pode-se perceber o bom ajuste da função de probabilidade da distribuição normal aos histogramas.



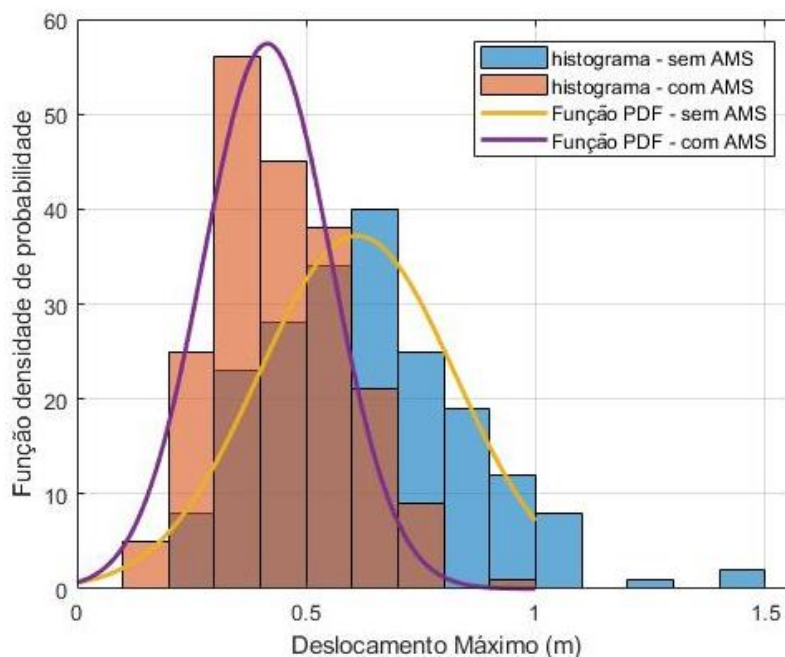


Figura 6.14: Função densidade de probabilidade do deslocamento máximo obtido para a estrutura sem controle e com controle de vibrações.

Observando as curvas da Figura 6.14, percebe-se que a resposta para o deslocamento máximo da situação sem controle (curva azul) é mais espalhada que a curva vermelha, para a situação com o AMS. A curvatura mais esbelta da função densidade de probabilidade indica uma maior precisão dos resultados. Isso também pode ser notado pela redução que ocorreu na variância do deslocamento máximo do prédio, em mais de 60% (Tabela 6.18). A amenização no valor da variância indica que os valores da distribuição se encontram mais próximos do valor médio obtido, além de demonstrar que a otimização robusta é capaz de reduzir não somente a média do deslocamento máximo para a estrutura, como também a variância e o desvio-padrão da distribuição.

Tabela 6.18 – Parâmetros da distribuição para a resposta com controle e sem controle de vibração

Parâmetros	Sem controle	Com controle	Redução
$E(u_{\max}) [m]$	0,6283	0,411	35,22%

$Var(u_{\max}) [m]$	0,0458	0,0180	60,55%
$Std(u_{\max}) [m]$	0,214	0,1344	37,18%
$E(a_{\max}) [m/s^2]$	1,417	0,8669	38,84%

Outra análise pode ser feita para a média da aceleração. O uso do projeto robusto diminuiu em cerca de 35% a aceleração máxima para o edifício. O confronto dos resultados da situação do edifício sem controle de vibrações e com a instalação do AMS foi feito também pela análise do deslocamento máximo frente à altura do prédio (Figura 6.15). O projeto é robusto não somente por resultar em uma situação semelhante de *design* ótimo após três simulações, mas também por ser efetivo em diminuir o deslocamento máximo da estrutura perante as incertezas consideradas.

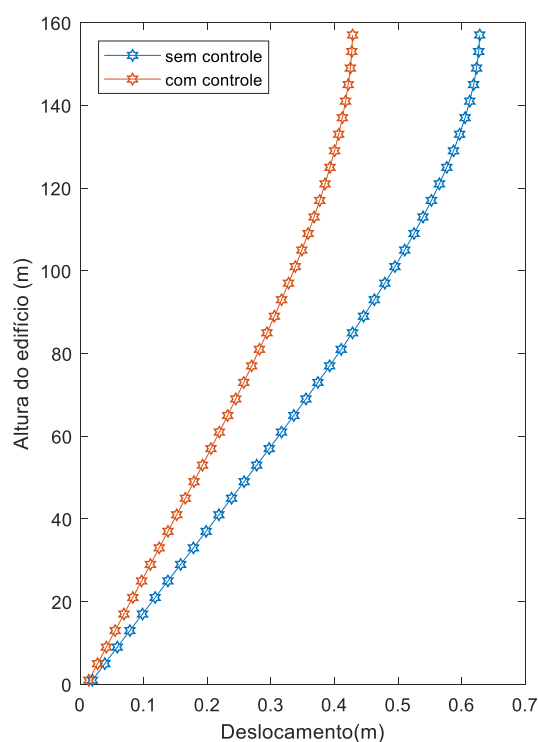


Figura 6.15: Deslocamentos máximos ao longo da altura do edifício

Embora a redução da média do deslocamento máximo apresentada seja menor que a redução obtido pelos resultados da otimização determinística, o projeto robusto apresenta um melhor desempenho. Isso pode ser notado quando se compara a resposta do projeto robusto, com a resposta do cenário 1 da otimização determinística para uma situação em que as incertezas da estrutura e da excitação são consideradas (Tabela 6.19).

Tabela 6.19 – Comparação entre o projeto robusto e o cenário 1

Parâmetros avaliados	Projeto robusto	Cenário 1
Quantidade de AMS	1	1
$K_{AMS}$ [N/m]	1907808,02	1727780,71
$C_{AMS}$ [Ns/m]	269153,39	147475,52
$E(u_{max})$ [m]	0,411	0,432
$Var(u_{max})$ [m]	0,0180	0,0224

O projeto obtido pela otimização determinística obteve uma pior performance para a situação de análise dinâmica sob incertezas. A média obtida para o deslocamento máximo utilizando o projeto ótimo do cenário 1 foi aproximadamente 5,95% maior do que o projeto robusto. Já a variância de  $u_{max}$  aumentou em mais de 18% utilizando os valores da otimização determinística. Pela análise do aumento da variância, pode-se deduzir que a otimização robusta se apresenta menos sensível às incertezas presentes nas variáveis de entrada, mostrando, também, que a abordagem robusta apresenta mais estabilidade em sua performance.

A partir dessas comparações, nota-se a importância de fazer um projeto considerando as incertezas, pois o projeto determinístico apresenta uma *performance* inferior perante a situação de variáveis instáveis, as quais representam situações reais das propriedades de uma edificação, e principalmente da velocidade do vento.

## 7 CONCLUSÃO

Nesta dissertação, foram apresentados os amortecedores de massa sintonizados como dispositivo de controle de vibração de estruturas sujeitas à ação dinâmica do vento. Um dos principais desafios do emprego desses dissipadores de energia está na determinação do seu projeto ótimo.

A efetividade do AMS em diminuir a resposta dinâmica de uma edificação está interligada à busca pelos parâmetros ideais para os amortecedores. À vista disso, esta dissertação compreendeu o estudo completo do projeto ótimo de amortecedores de massa sintonizados. Para tal fim, foram desenvolvidas rotinas computacionais de análise dinâmica (para uma edificação com e sem controle de vibração através de amortecedores de massa sintonizados), e simulação da força do vento (compreendendo a ação da turbulência atmosférica na direção do vento e sem se considerar os efeitos de vizinhança). Foi também empregado um algoritmo meta-heurístico, o *Search Group Algorithm*, como principal ferramenta de otimização.

A presente pesquisa analisou um edifício de 160 metros de altura, suscetível às vibrações causadas pela força do vento. Contudo, todos os procedimentos propostos podem ser aplicados também em outros modelos estruturais.

Foram analisadas diferentes perspectivas de obtenção do projeto ótimo, através da otimização determinística e da otimização sob incertezas. A otimização determinística foi realizada considerando 4 diferentes cenários, sendo esses: (i) um AMS no topo do edifício; (ii) MAMS no topo do edifício; (iii) MAMS em diferentes andares do edifício; e (iv) um AMS no topo do edifício considerando a interação solo-estrutura.

No primeiro cenário, foi realizada a análise da razão de massa a ser escolhida para todos os processos de otimização. Diferentes razões de massa foram testadas, variando a massa para os amortecedores de 0,5 a 10% da massa total da estrutura. Apesar de os resultados mostrarem uma perceptível melhora na performance em diminuir o deslocamento máximo da estrutura quando a razão de massa utilizada ia crescendo, a partir do valor de 2%, a melhora já era insignificante, além de ser injustificável o uso de uma massa elevada para o AMS. Por isso, a razão de massa escolhida para todas as otimizações foi de 2%.

A escolha de análise do projeto ótimo determinístico por diferentes cenários foi muito vantajosa, pois, dessa forma, foi possível comparar as diferentes respostas obtidas e prever soluções similares de localização e quantidade de dissipadores para outros modelos estruturais.

A comparação entre os resultados dos cenários para o edifício estudado, o qual foi preferencialmente excitado no primeiro modo pelo carregamento dinâmico do vento, mostrou que o uso de somente um AMS no último andar do prédio ou o uso de múltiplos amortecedores de massa sintonizados é indiferente, pois o desempenho em minimizar a resposta em deslocamento da estrutura foi muito similar para essas situações. É ainda plausível utilizar múltiplos amortecedores de massa sintonizados com parâmetros iguais ou diferentes entre si sem alterar a resposta.

A única solução que teve desempenho inferior entre todos os cenários determinísticos foi a instalação dos AMSs nos últimos cinco andares da estrutura. A separação dos dissipadores por diferentes pisos não é indicada para situações similares a essas, dado seu funcionamento inferior quando comparado ao uso dos dispositivos localizados somente na última, ou penúltima laje.

A próxima análise foi realizada para o quarto cenário, o qual incluiu a interação solo-estrutura. Solos com propriedades de consistência dura, média e mole foram investigados. Os resultados do projeto ótimo do AMS para a situação de solo rígido foram semelhantes ao projeto ótimo obtido para o cenário onde a base do prédio era fixa. Dessa maneira, pode-se omitir o uso da interação solo-estrutura em fundações sob solos com propriedades rígidas sem haver alteração na resposta dinâmica do edifício e no projeto dos dissipadores de energia.

Em casos onde há solos moles, um estudo aprofundado da interação solo-estrutura deverá ser feito. Edifícios com fundações em solos moles podem se beneficiar do amortecimento proveniente do solo, alterando a resposta do edifício e, conseqüentemente, o projeto dos amortecedores de massa sintonizados.

Após todos os processos da otimização determinística, seguiu-se com a otimização sob incertezas. As variáveis de entrada da estrutura, como massa, rigidez e amortecimento, foram consideradas aleatórias, variando a média dos valores através de uma distribuição normal e conforme o coeficiente de variação empregado em cada. A velocidade básica do vento, variável de entrada da excitação, também foi considerada incerta. As variáveis de projeto, a rigidez e o amortecimento de cada AMS, foram otimizadas pela distribuição normal também.

O método de Simulação de Monte Carlo foi empregado para reproduzir a análise dinâmica de inúmeras amostras. O esforço computacional despendido pelo método foi reduzido pelo uso das Amostras de Hipercubo Latino para distribuição normal não correlacionada.

Foram realizadas três diferentes simulações da otimização sob incertezas. O projeto ótimo poderia resultar em até 10 amortecedores de massa, com parâmetros diferentes entre estes, e todos localizados no último andar do edifício. O resultado das três simulações foi semelhante, mostrando que otimização sob incertezas gerou um projeto robusto, indiferente à aleatoriedade das variáveis de entrada.

O projeto robusto era composto de apenas um amortecedor de massa sintonizado. A função objetivo deveria minimizar a média do deslocamento máximo das amostras. Com o resultado, foi possível reduzir em mais de 30% a média dos deslocamentos. A variância da série também foi reduzida em aproximadamente 55%.

A importância da realização da otimização sob incertezas foi vista pela comparação realizada do projeto robusto com o projeto ótimo similar obtido pelo processo determinístico. Quando os parâmetros do AMS do projeto determinísticos foram aplicados na análise dinâmica que considerava as incertezas nas variáveis, este apresentou um desempenho inferior. Logo, é aconselhável que, em problemas como este, os quais efetivamente possuem incertezas nas propriedades a serem consideradas na edificação e na excitação, o projeto ótimo seja obtido através da otimização robusta.

Como visto, esta dissertação realizou um estudo profundo do projeto ótimo de amortecedores de massa sintonizados para uso em edifícios altos sujeitos à vibração causada pelo vento. Pelos resultados, foi possível concluir diversos fatores sobre a melhor localização do dispositivo, no último ou penúltimo andar, sobre a divisão em múltiplos AMS, a qual não altera o resultado, e sobre a interação solo-estrutura, que pode ser negligenciada para solos rígidos. Ainda houve conclusões sobre a relevância da busca pelo projeto robusto, visto que as propriedades estruturais de um edifício nem sempre são obtidas facilmente de forma exata e que a excitação do vento tem grande caráter aleatório.

O estudo do projeto ótimo de AMS ainda pode prosseguir. Sugere-se aplicar a metodologia deste trabalho a outros tipos de estruturas, submetidas a outros tipos de excitações, como, por exemplo, edifícios submetidos a sismos ou pontes submetidas à excitação pelo tráfego de veículos. Também se pode realizar o estudo de diferentes distribuições às variáveis aleatórias e

ver qual a distribuição que melhor se encaixa para o problema. A metodologia de projeto ótimo desenvolvida pode ser facilmente adaptada para a aplicação de outros sistemas de controle de vibração, e um estudo similar a este pode ser desenvolvido.

## REFERÊNCIAS

- AMARANTE, O. A. C; SILVA, F. J. L. **Rio Grande do Sul Atlas Eólico**. Estado do Rio Grande do Sul, Secretaria de Energia, Minas e Comunicações, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- BALENDRA, T. **Vibration of Building to Wind and Earthquake Loads**. Springer-Verlag, 1993.
- BATTISTA, R. C; PFEIL, M. S. Reduction of vortex-induced oscillations of Rio–Niterói bridge by dynamic control devices. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 84 (3), p. 273-288, 2000.
- BATTISTA, R. C; PFEIL, M. S. Múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados para controle das oscilações induzidas pelo vento na Ponte Rio-Niterói. **Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural**, v. 5 (1), p. 73-95, 2005.
- BEKDAŞ, G; NIGDELI, S. M. Estimating optimum parameters of tuned mass dampers using harmony search. **Engineering Structures**, v. 33, n. 9, p. 2716-2723, 2011.
- BEKDAŞ, G; NIGDELI, S. M. Metaheuristic based optimization of tuned mass dampers under earthquake excitation by considering soil-structure interaction. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 92, p. 443-461, 2017.
- BEÇ, J. Influence of Wind spectrum formula choice on footbridge response. In: THE FIFTH INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON COMPUTATIONAL WIND ENGINEERING (CWE2010), Chapel Hill, Carolina do Norte EUA, 2010.
- BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. 2. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2005.
- BLESSMANN, J. **O vento na engenharia estrutural**. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1995.
- CARRARO, F, LOPEZ, R. H, e 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.
- CLOUGH, R. W; PENZIEN, J. **Dynamics of Structures**. 3. ed. EUA: Computers & Structures, Inc., 1995. 752 p.
- DAVENPORT, A. G. Past, present and future of wind engineering. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 90, n. 12-15, p. 1371-1380, 2002.



ELIAS, S; MATSAGAR, V. Wind response control of tall buildings with a tuned mass damper. **Journal of Building Engineering**, v. 15, p. 51-60, 2018.

FARSHIDIANFAR, A; SOHEILI, S. Ant colony optimization of tuned mass dampers for earthquake oscillations of high-rise structures including soil–structure interaction. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 92, p. 443-461, 2013.

FRAHM, H. Device for damping vibration of bodies. **U.S. Patent No. 989-958**, 1911.

GONÇALVES, M. S; LOPEZ, R. H; MIGUEL, L. F. F. Search group algorithm: A new metaheuristic method for the optimization of truss structures. **Computers & Structures**, v. 153, p. 165-184, Jun 2015.

GÓMEZ, S. S; GEURTS, C. P. W; METRIKINE, A. On the importance of soil damping for tall buildings loaded by wind. **Engineering Structures**, v. 163, p. 426-435, 2018.

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

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION ISO 2361, **Mechanical vibration and shock – evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: general requirements**, International Standard Organization, 1997.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION ISO 10137, **Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibration**, Swedish standards institute, 2007.

KAIMAL, J C et al. Spectral characteristics of surface-layer turbulence. **Quart J Roy Meteorol Soc**, v. 98, p. 563-89, 1972.

KAWAGUCHI, A; TERAMURA, A; OMOTE, Y. Time history response of a tall building with a tuned mass damper under wind force. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 43, p. 1946-1960, 1992.

KISSELL, R.; POSERINA, J. Advanced Math and Statistics. In: **Optimal Sports Math, Statistics e Fantasy**. Londres, UK: Academic Press, 2017. cap. 4, p. 103-135.

KRYH, M; NILSSON M. • **Wind-induced vibrations of a multi-storey residential building in cross-laminated timber in the serviceability limit state A case study at Södra Älvstranden, Göteborg**. • Göteborg (Suíça), 2012. 158 p. Master's Thesis (Master's Programme Structural Engineering and Building Performance Design) - CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY.

LEE, C-L et al. Optimal design theories and applications of tuned mass dampers. **Engineering Structures**, v. 28, n. 1, p. 43-53, 2006.

LIU, Ming-Yi et al. Wind-induced vibration of high-rise building with tuned mass damper including soil–structure interaction. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 96, n. 6-7, p. 1092-1102, 2008.

LOREDO-SOUZA, A; PALUCH, M. J; SCHETTINI, E. B. C. Simulação da Camada Limite Atmosférica em Túnel de Vento. **Turbulência: ABCM**, Porto Alegre, v. 4, p. 137-160, 2004.

JIA, F.; JIANWEN, L. et al. Performance degradation of tuned-mass-dampers arising from ignoring soil-structure interaction effects. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 125, p. 125701, 2019.

MARANO, G. C. et al. Robust optimum design of tuned mass dampers devices in random vibrations mitigation. **JOURNAL OF SOUND AND VIBRATION**, v. 313, n. 3-5, p. 472–492, 2008.

MENDIS, P et al. Wind loading on tall building.: Special Issue: Loading on Structures. **Electronic Journal of Structural Engineering (EJSE)**, 2007. Disponível em: <http://www.ejse.org/>. Acesso em: 14 Jul. 2019.

MIGUEL, L. F. F et al. A novel approach to the optimum design of MTMDs under seismic excitations. **STRUCTURAL CONTROL AND HEALTH MONITORING**, v. 23, p. 1290–1313, 2016.

MIGUEL, L. F. F; MIGUEL, L. F. F; e LOPEZ, R. H. Failure probability minimization of buildings through passive friction dampers, **The structural design of tall and special buildings**. v. 25. n 17. p. 869–885, 2016.

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

MINASNY, B. Amostra de hipercubo latino. **MATLAB Central File Exchange**, 2019. Disponível em: <https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/4352-latin-hypercube-sampling>. Acesso em: 14 Dez. 2019.

MIRJALILI, S.; LEWIS, A. The Whale Optimization Algorithm. **Advances in Engineering Software**, v. 95, p. 51-67, maio 2016.

MOHEBBI, M et al. Designing optimal multiple tuned mass dampers using genetic algorithms (GA) for mitigating the seismic response of structures. **Journal of Vibration and Control**, v. 19, n. 4, p. 605-625, 2013.

ONTIVEROS-PÉREZ, S. **Projeto ótimo sob incertezas de amortecedores por atrito para controle de vibrações em edifícios submetidos à excitação sísmica**. Porto Alegre, 2018. Tese (Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica). UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL.

RAO, Singiresu S. **Vibrações Mecânicas**. 1. ed. São Paulo, SP: Pearson Prentice Hall, 2008. 424 p.

RASID, S. M. R. et al. Design and control of active vibration isolation system with an active dynamic vibration absorber operating as accelerometer. **Journal of Sound and Vibration**, v. 438, p. 175-190, 2019.

RIERA, J. D; AMBROSINI, R. D. Analysis of structures subjected to random loading using the transfer matrix or numerical integration methods. **Engineering Structures**, v. 14, n. 3, p. 176-179, 1992.

RIOS, M. R. **Efeito de amortecedores no comportamento dinâmico de edifícios altos sob cargas de vento**. Rio de Janeiro, 2015. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - PONTIFÍCIA UNIVERSIDADE CATÓLICA DO RIO DE JANEIRO.

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

TANAKA, H; MAK, C. Y. Effect of tuned mass dampers on wind induced response of tall buildings. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 14, n. 1-3, p. 357-368, 1983.

TROIAN, S. P. **Sobre a resposta estrutural dinâmica de uma torre estaiada de linha de transmissão submetida a ventos do tipo EPS**. Porto Alegre, 2018. 206 p. Dissertação (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL.

TSIPTSIS, I. N. et al. Structural optimization employing isogeometric tools in Particle Swarm Optimizer. **Journal of Building Engineering**, v. 24, julho 2019.

VELLAR, L. S et. al. Robust optimum design of multiple tuned mass dampers for vibration control in buildings subjected to seismic excitation. **Shock and vibration**. v. 2019, p. 1-9, 2019.

VENANZI, I. Robust optimal design of tuned mass dampers for tall buildings with uncertain parameters. **Industrial Structural and Multidisciplinary Optimization**, v. 51, n. 1, p. 239-250, 2014.

XU, Y. L; KWOK, K. C. S. Wind-induced response of soil-structure-damper systems. **Journal of wind Engineering and Industrial Aerodynamics**. v. 43. n 1-3. p. 2057-2068, 1992.

YANG, C et al. Benchmark Problem for Response Control of Wind-Excited Tall Buildings. **Journal of Engineering Mechanics**. v. 130. n 4. p. 437-446, 2004.

ZANG, C et al. A review of robust optimal design and its application in dynamics, **Computers & structures**. v. 83. n 4-5. p. 315–326, 2005.