

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

**OTIMIZAÇÃO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO
SUBMETIDA À EXCITAÇÃO DINÂMICA DO VENTO**

Jherbyson Williams Silva Brito

Porto Alegre
2021

Jherbyson Williams Silva Brito

**OTIMIZAÇÃO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO
SUBMETIDA À EXCITAÇÃO DINÂMICA DO VENTO**

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

Porto Alegre
2021

Jherbyson Williams Silva Brito

**OTIMIZAÇÃO DE ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO
SUBMETIDA À EXCITAÇÃO DINÂMICA DO VENTO**

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

Porto Alegre, 18 de outubro de 2021

Prof^a. Leticia Fleck Fadel Miguel
Dr.^a. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora

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

BANCA EXAMINADORA

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

Prof. Ph.D. Acir Mércio Loredou-Souza (PPGEC / UFRGS)
Ph.D. pela University of Western Ontario, Canadá

Prof^a. Dr^a. Daniela Dalla Chiesa (IFSUL / Pelotas)
Doutora pelo PROMEC da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS

AGRADECIMENTOS

Agradeço a CAPES, pela bolsa concedida que possibilitou dedicação total a realização deste trabalho.

Agradeço a Prof.^a Dr.^a Letícia Fleck, pelas orientações, compreensão e toda dedicação possível para a realização deste trabalho. Pessoas como ela nos inspiram a seguir o caminho árduo de ensino e pesquisa neste país.

Aos meus pais e avós, que mesmo de longe sempre me mandaram todas as forças e carinho possíveis para a vivência longe da minha região natal.

Agradeço aos meus amigos Max Deluan e Luciana Queiroz, por toda a ajuda com a adaptação à nova cidade e ao PPGEC. Vocês foram fundamentais para a minha sustentação nesse novo desafio.

Aos meus amigos Francisco Brandão e Jamile Tavares, por todos os momentos alegres e divertidos durante a moradia em Porto Alegre. Vocês me proporcionaram momentos muito felizes da minha vida.

Por fim, quero deixar meus agradecimentos aos meus outros colegas e amigos do PPGEC/UFRGS e a todos que direta ou indiretamente contribuíram para elaboração dessa dissertação.

RESUMO

BRITO, J.W.S. **Otimização de estrutura de concreto armado submetida à excitação dinâmica do vento.** 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio grande do Sul, Porto Alegre.

A busca pelo projeto ótimo de estruturas é o desejo de todos os projetistas, haja vista que os recursos materiais são limitados. Entretanto, ainda é muito comum na prática de projeto os projetistas dimensionarem as estruturas com base em normas técnicas que consideram as cargas dinâmicas como cargas estáticas equivalentes, conseqüentemente aumentando os custos das mesmas. Este trabalho tem como objetivo otimizar uma estrutura de concreto armado utilizando um algoritmo de otimização. Para isso, utilizou-se o algoritmo *Whale Optimization Algorithm* (WOA), um algoritmo do grupo dos Meta-Heurísticos, que estão em foco nas pesquisas atuais pela facilidade de implementação computacional. Como objeto de estudo utilizou-se um pórtico adaptado de uma estrutura real de concreto armado, submetido à ação dinâmica de vento gerado artificialmente, com a função objetivo sendo a minimização do volume de concreto na estrutura. Foram utilizadas as dimensões das seções transversais como variáveis de projeto, e o deslocamento máximo no topo imposto pela norma *ASCE/SEI 7-16* como restrição lateral, assim como o deslocamento máximo entre pavimentos. Além da otimização realizada na estrutura, foram utilizados Atenuadores de Massa Sintonizados (AMS), em diferentes quantidades, configurações e parâmetros, em busca de diferentes soluções estruturais para a otimização da estrutura de concreto armado. Os resultados mostram que diante de todas as simulações foi possível reduzir em aproximadamente 24% o volume de concreto da estrutura, respeitando o limite máximo de deslocamento no topo exigido pela norma.

Palavras-chave: *otimização; estrutura de concreto; algoritmos Meta-Heurísticos.*

ABSTRACT

BRITO, J.W.S. **Optimization of reinforced concrete structure subjected to dynamic wind excitation.** 2021. Dissertation (Master in Engineering) - Graduate Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

The search for the optimal design of structures is the desire of all designers, given that material resources are limited. However, it is still very common in design practice for designers to design structures based on technical standards that consider dynamic loads as equivalent static loads, consequently increasing their costs. This work aims to optimize a reinforced concrete structure using an optimization algorithm. For this, the Whale Optimization Algorithm (WOA) algorithm was used, an algorithm from the group of Meta-Heuristics' Algorithms, which are focused on current research due to the ease of computational implementation. As a study object, a portico adapted from a real reinforced concrete structure was used, submitted to the dynamic action of artificially generated wind, with the objective function of the volume of concrete in the structure. The dimensions of the cross sections were used as design variables, and the maximum displacement at the top imposed by the ASCE / SEI 7-16 standard as a lateral constraint, as well as the maximum story drift between floors. In addition to structural optimization, it was used Tuned Mass Dampers (TMD), in different quantities, settings and parameters, in search of different structural solutions to optimization of reinforced concrete building. The results show that for this situation it was possible to reduce the concrete volume of the structure by approximately 24%, respecting the maximum limit of displacement at the top required by the standard.

Key-words: *optimization; concrete structure; Meta-Heuristics' Algorithms.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Coeficiente de eficiência em função da área de cada barra. (Thornton et al, 1990)	13
Figura 2: Torre de comunicação analisada por Venanzi e Materazzi (2007).....	15
Figura 3: Modelo 3D de torre estudada (Liu et Al, 2020).....	17
Figura 4: Representação da variação da velocidade longitudinal do vento. (Troian, 2018) ...	20
Figura 5: Funções de correlação cruzada da componente longitudinal. (Blessmann, 2013) ..	25
Figura 6: Esquema de interpolação 2D. (Miguel et al, 2012)	26
Figura 7: Comprimento de correlação L_2 vs equação de regressão linear (direção transversal) Miguel et al (2012)	27
Figura 8: Comprimento de correlação L_3 vs equação de regressão linear (direção vertical). (Miguel et al, 2012)	27
Figura 9: Espectros de Davenport, Harris, Kármán e Kaimal. (Blessmann, 2013)	29
Figura 10: Resposta de uma estrutura à ação do vento. (Rossato, 2020).....	30
Figura 11: Edifício Taipei 101 e desenho esquemático do AMS. (Bekdaş e Nigdeli, 2011) .	35
Figura 12: Elemento de barra de pórtico plano	40
Figura 13: Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência. (NBR 6123, 1988)	44
Figura 14: Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência (NBR 6123, 1988)	45
Figura 15: Mapa de isopletas de velocidade básica do vento (NBR 6123, 1988).....	46
Figura 16: Exemplo simplificado para validação do Newmark.....	50
Figura 17: Comparativo entre os modelos analítico e Newmark.....	53
Figura 18: Estrutura equipada com um AMS no topo. (Brandão, 2021)	55
Figura 19: Estrutura equipada com um AMS no topo. (Brandão, 2021)	56
Figura 20: Comportamento das baleias em busca de alimento. (Mirjalili e Lewis, 2016).....	58
Figura 21: Vetor posição e sua possível localização próxima. (Mirjalili e Lewis, 2016)	59
Figura 22: Mecanismo de encolhimento encurvado. (Mirjalili e Lewis, 2016).....	60
Figura 23: Atualização de posição em espiral. (Mirjalili e Lewis, 2016)	61
Figura 24: Mecanismo de exploração implementado no WOA. X^* é um agente de pesquisa escolhido randomicamente. (Mirjalili e Lewis, 2016).....	62
Figura 25: Pseudocódigo do algoritmo WOA (Adaptado de Mirjalili e Lewis, 2016).....	62
Figura 26: Pórtico adaptado utilizado nesse estudo	64

Figura 27: Perfil de velocidade média do vento para a estrutura estudada	67
Figura 28: Espectro de potência gerado para o estudo.....	68
Figura 29: Componente flutuante para nó no topo da estrutura.....	68
Figura 30: Vetor de forças aplicado no mesmo nó no topo da estrutura.....	69
Figura 31: Deslocamento no topo da estrutura.....	69
Figura 32: Velocidade no topo da estrutura	70
Figura 33: Aceleração no topo da estrutura	70
Figura 34: Variáveis de projeto do problema de otimização	74
Figura 35: Curva de convergência de uma das simulações do algoritmo de otimização	76
Figura 36: Deslocamento no topo da estrutura otimizada.....	77
Figura 37: Curva de convergência para o cenário 2.....	78
Figura 38: Curva de convergência para o cenário 3.....	81
Figura 39: Curva de convergência para o cenário 4.....	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Parâmetros meteorológicos (NBR 6123, 1988).....	47
Tabela 2: Resultados da integração de Newmark.....	53
Tabela 3: Propriedades geométricas da estrutura	65
Tabela 4: Comparativo entre frequências naturais	66
Tabela 5: Limites laterais das variáveis de projeto	72
Tabela 6: Comparativo entre valores de volume de concreto das simulações do cenário 1 ...	77
Tabela 7: Comparativo entre valores de volume de concreto das simulações do cenário 2 ...	79
Tabela 8: Parâmetros do AMS obtidos pela otimização	80
Tabela 9: Comparativo entre valores de volume de concreto das simulações do cenário 3 ...	81
Tabela 10: Parâmetros dos dois AMS obtidos pela otimização	82
Tabela 11: Comparativo entre valores de volume de concreto das simulações do cenário 4 .	83
Tabela 12: Parâmetros dos dois AMS obtidos pela otimização	84
Tabela 13: Resultados gerais dos processos de otimização	85

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Distância horizontal do retângulo de correlação
α	Constante para cálculo dos coeficientes de Newmark
α_0	Coefficiente para cálculo do amortecimento
α_1	Coefficiente para cálculo do amortecimento
a_0	Coefficiente para cálculo do método de Newmark
a_1	Coefficiente para cálculo do método de Newmark
a_2	Coefficiente para cálculo do método de Newmark
a_3	Coefficiente para cálculo do método de Newmark
a_4	Coefficiente para cálculo do método de Newmark
a_5	Coefficiente para cálculo do método de Newmark
A	Área do elemento, mm ²
A_z	Área a ser aplicada o carregamento de vento, m ²
b	Distância vertical do retângulo de correlação
β	Constante para cálculo dos coeficientes de Newmark
C	Matriz de amortecimento
C_a	Coefficiente de arrasto da estrutura estudada
c_{as}	Coefficiente de arrasto superficial
D	Matriz dinâmica
$d_{Máx}$	Deslocamento máximo no topo da estrutura, m
Δ	Energia, J
Δf_j	Divisão da faixa de frequência de interesse
Δ_h	Deslocamento entre pavimentos (drift), m
E	Módulo de elasticidade do material, MPa.
F	Força devido ao vento, N
f	frequências naturais, Hz
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão, MPa
f_{Sw}	Banda de frequência do espectro de potência
H	Altura total da estrutura, m

I	Momento de inércia de um elemento de barra, m^4
\mathbf{I}	Matriz identidade
\mathbf{K}	Matriz de rigidez global
k	Constante de von Karman,
k_b	Constante de Boltzmann
\mathbf{k}_L	Matriz de rigidez local de um elemento de pórtico plano
L	Comprimento do elemento de barra, m
\mathbf{M}	Matriz de massa global
M	Momento fletor, N.mm
\mathbf{m}_L	Matriz de massa local de um elemento de pórtico plano
N	Esforço normal, N
ω_i	Primeira frequência natural da estrutura
ω_j	Segunda frequência natural da estrutura
Ω	Tensão solicitante, N/mm^2
p	Rugosidade superficial do terreno
P	Função de distribuição de probabilidade de energia E
Φ_i	Intensidade de turbulência para uma direção i qualquer
ρ	Massa específica, kg/m^3
\mathfrak{R}	Matriz de rotação dos elementos de barra
R_{ii}	Função de correlação cruzada vertical
S_1	Fator S_1
S_2	Fator S_2
S_3	Fator S_3
S_w	Espectro de potência
σ_i	Desvio padrão das flutuações do vento para uma direção i qualquer
$\bar{\sigma}$	Tensão máxima de projeto, N/mm^2
t	Tempo, s
T	Temperatura, $^{\circ}C$
u_*	Velocidade de fricção, m/s
V	Velocidade do vento, m/s

\bar{V}	Componente de velocidade média do vento, m/s
V_{est}	Volume de concreto armado da estrutura
\bar{V}_P	Componente de velocidade média de projeto do vento, m/s
V_0	Velocidade de referência básica do vento onde a estrutura está localizada
V_1	Velocidade no nó 1 do retângulo de correlação
V_2	Velocidade no nó 2 do retângulo de correlação
V_3	Velocidade no nó 3 do retângulo de correlação
V_4	Velocidade no nó 4 do retângulo de correlação
\bar{V}_{10}	Velocidade sobre uma hora a 10 metros de altura, m/s
V_x	Velocidade do vento na direção x, m/s
V_y	Velocidade do vento na direção y, m/s
V_z	Velocidade do vento na direção z, m/s
v_x	Componente da velocidade flutuante do vento na direção x, m/s
v_y	Componente da velocidade flutuante do vento na direção y, m/s
v_z	Componente da velocidade flutuante do vento na direção z, m/s
$\vec{v}(z_{ref})$	Velocidade do vento para uma altura de referência z, m
W	Módulo elástico, mm ³
x	Resposta dinâmica em deslocamento da estrutura
\dot{x}	Resposta dinâmica em velocidade da estrutura
\ddot{x}	Resposta dinâmica em aceleração da estrutura
y	Coordenada y, m
z	Altura considerada para cálculo da velocidade do vento, m
z_0	Comprimento de rugosidade
z_{ref}	Altura de referência, m
$Z(T)$	Fator de normalização
ζ	Razão de amortecimento

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	9
1.1 JUSTIFICATIVA	9
1.2 OBJETIVOS	10
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	11
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	19
3.1 O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL	19
3.1.1 Campos de Velocidades	20
3.1.2 Turbulência	22
3.1.3 Distribuição de probabilidade	23
3.1.4 Intensidade de turbulência	23
3.1.5 Correlações espaciais	24
3.1.6 Espectros de potência	27
3.1.7 Efeitos dinâmicos do vento em edificações	30
3.2 SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES	32
3.2.1 Sistemas passivos	32
3.2.2 Sistemas ativos	33
3.2.3 Atenuador de massa sintonizado	34
3.3 CONCEITOS BÁSICOS DE OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL	37
3.3.1 Variáveis de Projeto	37
3.3.2 Função Objetivo	37
3.3.3 Restrições	38
3.3.4 Algoritmos Meta-Heurísticos	38
4 METODOLOGIA PROPOSTA	40
4.1 MODELAGEM DO EDIFÍCIO	40

4.2 GERAÇÃO DO VENTO ARTIFICIAL	43
4.2.1 Parcela média da velocidade do vento.....	45
4.2.2 Parcela flutuante do vento	47
4.3 MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DE NEWMARK	49
4.4 APLICAÇÃO DOS AMS NA ESTRUTURA	54
4.5 ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO UTILIZADO	57
5 APLICAÇÕES PRÁTICAS E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	63
5.1 ESTRUTURA A ANALISAR	63
5.2 RESPOSTA DINÂMICA.....	66
5.3 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO	71
5.4 CENÁRIOS DE OTIMIZAÇÃO	75
5.4.1 Cenário 1	75
5.4.2 Cenário 2	78
5.4.3 Cenário 3	80
5.4.4 Cenário 4	82
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	86
6.1 SUGESTÕES DE TRABALHOS	87
7 REFERÊNCIAS	89

1 INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

É notável que as construções estão ficando cada vez mais esbeltas, principalmente devido às inovações tecnológicas em relação a soluções construtivas e qualidade dos novos materiais. Antes construções baixas e robustas agora dão espaço para estruturas cada vez mais altas e flexíveis, devido à redução das seções transversais em função do ganho de resistência dos novos materiais.

Como consequência desta mudança em termos estruturais, as estruturas têm ficado cada vez mais sensíveis a efeitos dinâmicos. Na realidade, todas as estruturas estão submetidas às ações dinâmicas, como o caminhar de pessoas, atividades com máquinas e equipamentos pesados, ventos e sismos.

Segundo Blessmann (2001), o vento não era um problema em construções baixas e pesadas de paredes grossas, nas quais os carregamentos verticais são predominantes. Mas passou a ser, e em medida crescente, quando as construções foram se tornando mais leves e esbeltas, onde os carregamentos horizontais devidos à ação do vento possuem grande importância, muitas vezes se tornando as principais solicitações da edificação. Com isso, características mecânicas estruturais das edificações, como rigidez, fator de amortecimento e frequências naturais passaram a ser considerações importantes nos projetos estruturais.

No que se refere a projeto estrutural de edifícios altos, os efeitos dinâmicos devido ao vento são de suma importância, pois caso não sejam tomados os devidos cuidados em projeto poderão surgir vibrações excessivas, causando desconforto aos moradores e/ou usuários e consequentes prejuízos econômicos, além de, num caso extremo a estrutura chegar ao colapso, como já aconteceu em diversos casos ao redor do mundo.

Logo, dimensionar estruturas resistentes às ações dinâmicas com a utilização da menor quantidade de material possível se tornou um grande desafio para os projetistas de estruturas. Neste sentido diversos estudos sobre otimização estrutural vêm sendo realizados nos últimos anos e estão em constante processo de evolução.

Em virtude do desenvolvimento constante e a busca por eficiência e competitividade na redução de custo e peso em projetos estruturais, estão sendo cada vez mais aplicados métodos de otimização em busca do melhor projeto, nos quais pode-se citar aplicações nas áreas aeroespacial, projetos de equipamentos, automotiva, entre outras áreas da engenharia (Rossato, 2017).

Neste contexto, destacam-se os algoritmos Meta-Heurísticos de otimização, os quais têm algumas vantagens em relação aos métodos determinísticos, principalmente por não necessitarem das derivadas das funções, reduzindo o risco de a solução ótima do problema ficar presa em um ótimo local em vez de global.

1.2 OBJETIVOS

Assim, o presente trabalho tem como objetivo principal otimizar o volume de uma estrutura de concreto armado atendendo restrições de deslocamento máximo estabelecido por normas de referência internacional. Para isso, utilizar-se-á um dos algoritmos de otimização mais recentes proposto por Mirjalili e Lewis (2016). As seções transversais das barras serão consideradas variáveis de projeto.

Posteriormente à otimização da estrutura, serão instalados e otimizados Atenuadores de Massa Sintonizados (AMS), que são sistemas de controle passivos de vibração, comumente utilizados para atenuar vibrações excessivas em estruturas. Segundo Pérez (2018), os sistemas passivos foram os primeiros dispositivos a serem implementados em estruturas, devido à necessidade de reduzir os efeitos de sismos em prédios altos. Entre os dispositivos passivos mais antigos, salienta-se o AMS.

Segundo Rossato (2017), por não necessitar de controle externo, esses dispositivos são vantajosos em comparação à sistemas ativos, por exemplo, por razões de custo, instalação, manutenção e facilidade de controle. O AMS, um dos dispositivos passivos mais utilizados, é formado por uma massa conectada à estrutura por uma mola e um amortecedor.

Portanto, procurar-se-á a melhor configuração estrutural com presença de um ou vários atenuadores em posições diferentes da estrutura, procurando sempre obter o menor valor possível da função objetivo, nesse caso o custo.

Como objetivos específicos serão programados códigos em linguagem *Octave* para a geração de espectros de potência para a simulação do vento aplicado na estrutura, e também para a obtenção das respostas dinâmicas através do método de integração direta de *Newmark*.

Os sistemas com controle de vibrações e sem controle serão avaliados do ponto de vista computacional, buscando sempre a eficiência dos códigos programados para reduzir o tempo de processamento do processo de otimização.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação está dividida em 6 capítulos, incluindo este capítulo introdutório, que traz uma breve introdução sobre o tema estudado, os objetivos principais e secundários a serem alcançados e a justificativa para o estudo.

O segundo capítulo traz brevemente uma revisão bibliográfica sobre o tema estudado, apresentando artigos sobre otimização estrutural, sistemas de controle de vibrações e análise dinâmica do vento, fundamentando e solidificando a base teórica do presente estudo.

No terceiro capítulo apresenta-se a fundamentação teórica. São apresentados os conceitos básicos de vento em estruturas, a aplicação dos atenuadores em edificações, assim como os conceitos básicos de otimização estrutural, a fim de proporcionar ao leitor entendimento e conhecimento básico sobre o que está sendo proposto nesta pesquisa.

O quarto capítulo traz a metodologia proposta nesta dissertação. São apresentadas as técnicas de modelagem da estrutura, bem como a aplicação do carregamento gerado e resposta através do método de integração direta. Também é apresentada a metodologia para inserção dos MAMS na estrutura e o algoritmo de otimização utilizado nesta dissertação.

O quinto capítulo traz o modelo estudado neste trabalho e as análises realizadas, e o sexto e último capítulo apresenta as conclusões obtidas a partir dos resultados, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Um dos primeiros artigos sobre otimização em edifícios altos foi o de Thornton et al (1990), no qual os autores descrevem a evolução de um grupo de algoritmos de otimização criados pelos mesmos, com o objetivo de otimizar as áreas das barras do modelo estrutural, atendendo uma restrição de deslocamento lateral máximo de projeto.

Para isso, foi criado um programa que usa o trabalho virtual para calcular a contribuição de cada barra no controle da deflexão lateral, e assim medir o coeficiente de eficiência “C” de cada membro em função da área de cada membro, conforme Figura 1:

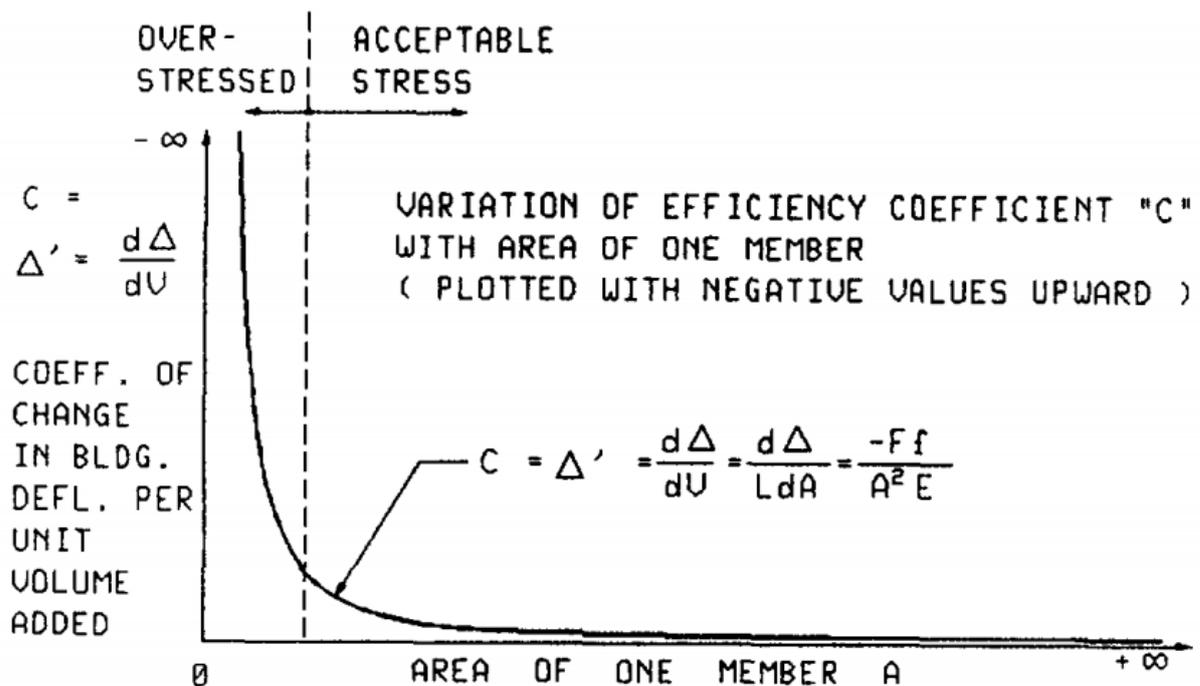


Figura 1: Coeficiente de eficiência em função da área de cada barra. (Thornton et al, 1990)

O programa foi utilizado em três modelos de edifícios, chamados de A, B, e C. o edifício A tinha 900ft de comprimento (aproximadamente 274 metros) e foi modelado em 2D, assim como o edifício B, porém com uma altura de 1100ft (335 metros, aproximadamente).

Já o edifício 3, devido a sua geometria complexa e possíveis efeitos de torção, foi modelado em 3D, resultando em 2000 nós e 7000 barras, com o processo de otimização sendo

concluído em apenas 4 dias. Os resultados mostraram que o algoritmo se tornou eficiente na otimização dos edifícios, respeitando a restrição de deslocamento lateral máximo imposta pelos autores.

Yang et al (2004) analisaram o controle da resposta dinâmica de um edifício alto utilizando um atenuador de massa sintonizado no topo da estrutura. Trata-se de uma estrutura *Benchmark*, um exemplo utilizado como referência de estudo por diversos autores.

O edifício possui 76 pavimentos, 42 metros de largura e 306 metros de altura, sendo caracterizado como edifício sensível aos efeitos dinâmicos do vento, e foi modelado como elemento de viga vertical, com dois graus de liberdade (deslocamento na direção horizontal e rotação), porém utilizando da condensação estática, a estrutura foi modelada com 76 graus de liberdade.

Como forma de controle, foram utilizados diversos tipos de amortecedores, como ativos e semiativos. Os resultados mostram que os amortecedores são ótimos dispositivos para a redução das acelerações e deslocamentos da estrutura neste modelo simplificado, com reduções de até 16% no pico de deslocamento RMS do modelo *Benchmark*.

Venanzi e Materazzi (2007) realizaram um processo de otimização multiobjetivo de uma torre de comunicação para dispositivos móveis (Figura 2), submetida ao carregamento de vento turbulento.

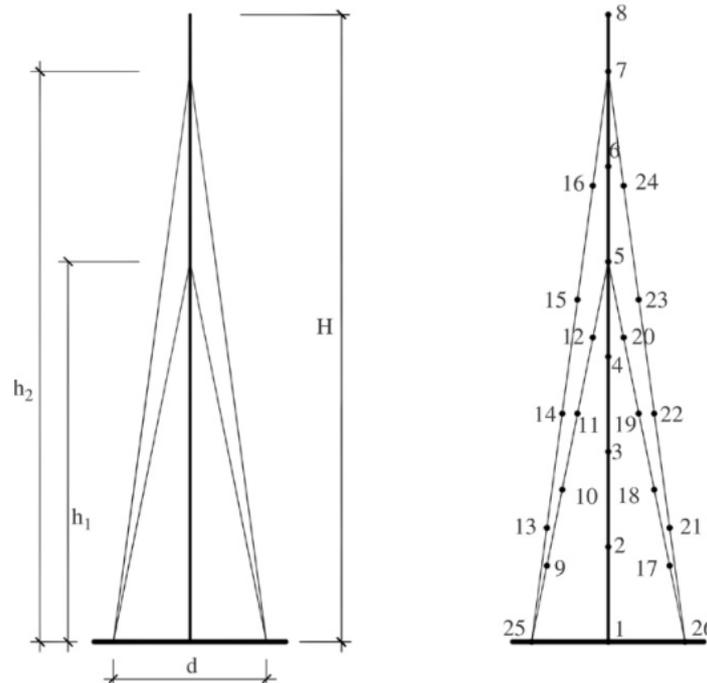


Figura 2: Torre de comunicação analisada por Venanzi e Materazzi (2007).

Foram utilizados elementos de treliça para modelagem das barras, sendo as posições da ancoragem dos cabos na torre (h_1 e h_2) e a distância entre os cabos e a torre no solo (d) as variáveis de projeto do problema de otimização.

As restrições de projeto consistiam em limites máximos de deslocamentos impostos pelo EUROCODE (2004), assim como na tensão máxima de projeto definida a partir da equação 1:

$$\Omega = \left| \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \right| \leq \bar{\sigma} = 240 \text{ N/mm}^2 \quad (1)$$

Para a realização do processo de otimização, os autores utilizaram o Algoritmo de Simulação de Recozimento (*The Simulated Annealing Algorithm*), que se baseia no processo de aquecimento e cristalização lenta de um metal. Durante o recozimento, as partículas livres realizam movimentos rápidos típicos da fase líquida e formam conjuntos de cristais puros, alcançando o seu estado de energia mínimo.

A função de distribuição de probabilidade da energia Δ , assumida como dependente somente da temperatura T , segue a distribuição de Boltzmann:

$$P(\Delta = \bar{\Delta}) = \frac{1}{Z(T)} \cdot \exp\left(-\frac{\bar{\Delta}}{k_b \cdot T}\right) \quad (2)$$

Onde $Z(T)$ é um fator de normalização e k_b é a constante de Boltzmann.

Para tornar o programa utilizável em análises com variáveis contínuas, são necessárias gerações de perturbações aleatórias nas variáveis de projeto, afim de se evitar que a solução caia num mínimo local. Para isso, os autores utilizaram o Método Simplex para a criação de sequência aleatória, que são avaliados a partir do critério de Metropolis.

Quanto à modelagem do vento, foram realizadas análises tanto no domínio do tempo quanto da frequência, e também análise estática equivalente. Os resultados mostraram uma alta discrepância entre a análise estática equivalente e as análises dinâmicas, mostrando que para este tipo de problema a análise estática equivalente falha em simular precisamente a resposta dinâmica da estrutura, já que a mesma se baseia na resposta do primeiro modo de vibração de uma viga engastada e livre.

Os autores também mostram que a análise no domínio da frequência produz resultados substancialmente maiores que no domínio do tempo. Isso pode se justificar pelo fato de a análise no domínio da frequência utilizar respostas modais superpostas, que sistematicamente superestima as respostas das estruturas. Entretanto, a análise no domínio do tempo requer significativo esforço computacional, em contraste a análise no domínio da frequência.

Rossato e Miguel (2019) propuseram uma metodologia para otimizar os parâmetros de atenuadores de massa sintonizados em edifícios altos submetidos à vibrações causadas pelo vento. O exemplo numérico utilizado é um edifício de 40 andares, com 160 metros de altura e 40 metros de largura e comprimento.

Para otimizar os parâmetros dos atenuadores foi utilizado o *Search Group Algorithm* (SGA), proposto por Gonçalves, Lopez e Miguel (2015). A componente flutuante do vento foi calculada a partir do espectro de densidade espectral proposto por Kaimal (1972).

A estrutura foi modelada como *Shear Building* e foram simulados diversos cenários, sendo eles: Estrutura sem atenuador, estrutura com um atenuador no topo, múltiplos atenuadores no topo com mesmo parâmetro, com parâmetros diferentes, e múltiplos atenuadores em andares diferentes com características diferentes, sendo um atenuador por andar.

Os resultados mostram que o uso de atenuadores reduziu em aproximadamente 27% os deslocamentos no topo da estrutura, e que dentre todos os cenários, o cenário com múltiplos atenuadores no topo com parâmetros diferentes obteve os menores picos de deslocamentos, assim como a opção de múltiplos atenuadores em andares diferentes obtiveram os maiores resultados.

Liu et al (2020) propuseram um estudo de otimização de atenuadores de massa sintonizados para controle de vibrações em edifícios altos através de algoritmos genéticos. Para isso, modelaram uma torre esbelta 3D de aproximadamente 168 metros, com seção tubular em concreto armado (Figura 3).

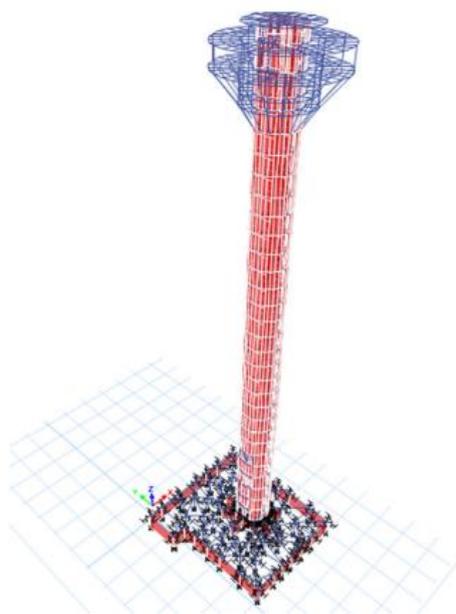


Figura 3: Modelo 3D de torre estudada (Liu et al, 2020)

Utilizou-se uma razão de massa para o AMS de 3,35%. A partir do processo de otimização, obtiveram-se os parâmetros dos atenuadores, e posteriormente calcularam-se os mesmos parâmetros a partir das Equações de Den Hartog, para fins de comparação. Os resultados mostraram que os parâmetros provenientes do processo de otimização são melhores que os de Den Hartog, respeitando os deslocamentos limites calculados e com redução significativa dos valores de deslocamentos, velocidades e acelerações em relação a estrutura sem controle.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL

O movimento do ar sobre a superfície terrestre (vento) tem como causa imediata principal as diferenças na pressão atmosférica, causadas pela energia proveniente do Sol, e que origina variações na temperatura do ar. Em uma certa região a parte do ar mais aquecida sobe, por ter sua pressão diminuída, sendo substituída por ar das vizinhanças, onde a pressão é maior (Blessmann, 2013).

É iniciado, num sentido mais imediato, a partir da diferença de densidade ou gradiente de pressão entre dois pontos de igual elevação (Tamura e Kareen, 2013).

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 (Rossato, 2020).

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).

Já as tormentas elétricas, conhecidas também com as designações de trovoadas ou tormentas elétricas TS (*Thunderstorm*) são caracterizadas por uma atmosfera verticalmente instável, isto é, com gradiente térmico vertical considerável, superadiabático. Há violentos movimentos verticais de ar, com formação de nuvens a grandes alturas, as vezes acima de 22 km (Blessmann, 2013).

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 predominantemente

a ideia de cálculo desenvolvida para ventos sinóticos na normatização brasileira de forças geradas pelo vento.

3.1.1 Campos de Velocidades

O campo de velocidades do vento é definido através de vetores aleatórios em intensidade e direção no espaço. Uma forma de analisar o registro do vento é através de coordenadas cartesianas, sendo a coordenada x paralela à direção predominante do vento; a coordenada y perpendicular a direção do vento; e a coordenada z paralela à direção vertical, formando assim um sistema de três componentes ortogonais (x,y,z) .

Após a montagem gráfica do registro de velocidades do vento ao longo do tempo, é possível obter duas informações importantes, que geralmente são tratadas de maneira separada na análise de estruturas submetidas à excitação do vento: a velocidade média, que é responsável pela ação estática do vento (constante), devido às pequenas flutuações que ocorrem em frequências reduzidas; e a velocidade flutuante, responsável pela ação dinâmica (variável), como exemplifica a Figura 4:

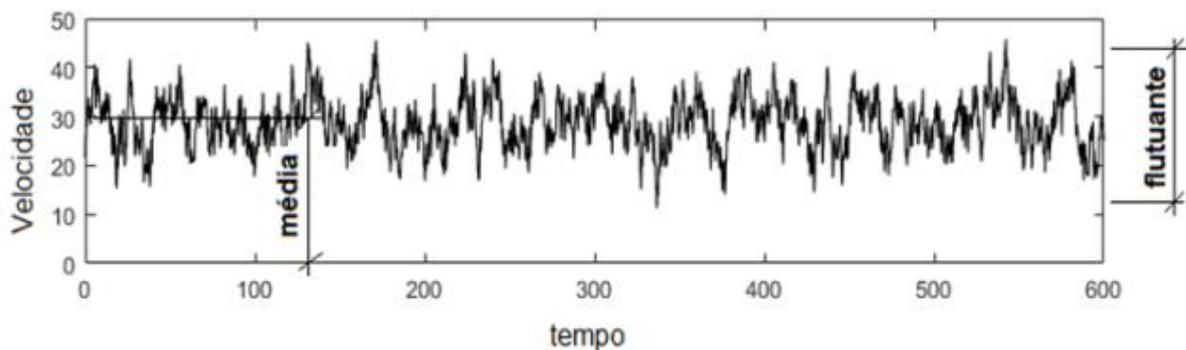


Figura 4: Representação da variação da velocidade longitudinal do vento. (Troian, 2018)

A direção longitudinal é a única que contém velocidades médias significativas, sendo considerada a direção predominante. Nas outras direções, somente a componente flutuante é considerada. As três equações de velocidades são definidas como:

$$V_x(t) = \bar{V} + v_x(t) \quad (3)$$

$$V_y(t) = v_y(t) \quad (4)$$

$$V_z(t) = v_z(t) \quad (5)$$

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

Para expressar matematicamente o perfil de velocidades média do vento, são utilizadas duas abordagens diferentes, dadas pela lei logarítmica e a lei potencial.

O perfil logarítmico de velocidades é obtido pela equação 6 e é conhecido como lei de Prandtl:

$$\bar{V}_z = \frac{1}{k} u_* \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (6)$$

Onde u_* é a velocidade de fricção (m/s) e k é a constante de von Karman, igual a 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).

O perfil potencial de velocidades é definido por Blessmann (2013) como um perfil que relaciona duas velocidades médias em duas alturas quaisquer a partir dentro da camada limite atmosférica, z e z' , tendo bons resultados experimentais, e calculado a partir da equação 7:

$$\frac{\bar{V}(z)}{\bar{V}(z')} = \left(\frac{z}{z'} \right)^p \quad (7)$$

Na prática fixa-se uma das alturas em um valor padrão, geralmente a altura gradiente, z_g , ou a altura de 10 metros, portanto:

$$\frac{\bar{V}(z)}{\bar{V}(10)} = \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (8)$$

Onde p é a classe de rugosidade superficial do terreno, podendo variar entre 0,11 e 0,35.

A NBR 6123 (1988) adota a lei potencial por ser de uso mais simples para pequenos intervalos de tempo. É necessário definir um intervalo de tempo de duração de uma rajada para o cálculo da velocidade média de referência, sendo considerado 3 segundos para a velocidade característica na NBR 6123.

3.1.2 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).

As flutuações de velocidade em torno de uma velocidade média são chamadas de rajadas. Estas flutuações ocorrem em sequências aleatórias de intensidade e frequências. As rajadas mais intensas são mais rápidas, porém atuam em uma pequena região, sendo consideradas em estudos de painéis de revestimento, esquadrias, etc.

Turbilhões que englobam toda a estrutura possuem dimensões maiores e frequências menores, podendo estar aproximadamente em fase ao longo da estrutura, sendo assim mais importantes devido à ressonância com as estruturas.

As flutuações do vento são de difícil previsão por dependerem de um grande número de variáveis. Com necessidade de reproduzir a resposta de estruturas quando solicitadas pelo vento, mas com a impossibilidade de se considerar todas as variáveis envolvidas o meio possível encontrado foi o tratamento estatístico. A admissão de certas características

estatísticas permite que a análise seja realizada de forma simplificada e rápida, atingindo bons resultados para certas configurações de terreno (Troian, 2018).

Para aplicações em engenharia civil, considera-se a caracterização do vento como *estacionária, não-determinística e ergódica*. Um processo é estacionário se os seus parâmetros estatísticos (média, variância, autocorrelação, etc.), calculados sobre todos os registros possíveis são invariantes para qualquer deslocamento da origem dos tempos.

Um processo aleatório estacionário é ergódico se qualquer de seus parâmetros estatísticos, calculado sobre um conjunto de registros possíveis, é igual ao correspondente parâmetro calculado ao longo do tempo sobre qualquer registro representativo do processo. Um processo ergódico é necessariamente estacionário (Blessmann, 2013).

3.1.3 Distribuição de probabilidade

A distribuição de probabilidades fornece a frequência relativa de ocorrência das velocidades. Existem diversas formas de distribuição de probabilidades (normal, uniforme, binomial, etc), e o vento pode ser representado através de uma distribuição normal, utilizando como dados a média e desvio padrão.

Segundo Blessmann (2013), diversos autores consideram, a partir de várias observações, que a distribuição normal gaussiana pode ser admitida, já que a mesma fornece uma representação adequada da distribuição de velocidades na turbulência atmosférica.

3.1.4 Intensidade de turbulência

A intensidade de turbulência é calculada pela equação 9, dada pelo quociente entre o desvio padrão das flutuações e uma velocidade de referência:

$$\Phi_i = \frac{\sigma_i(z)}{V(z)}, (i = 1, 2, 3) \quad (9)$$

Para a componente longitudinal, pode-se obter o desvio-padrão das flutuações pela equação de Harris-Davenport (Equação 10), que considera o desvio-padrão constante ao longo da altura:

$$\sigma_1(z) = 2,58\overline{V_{10}}(c_{as})^{1/2} \quad (10)$$

Sendo c_{as} o coeficiente de arrasto superficial e $\overline{V_{10}}$ a velocidade média sobre uma hora a dez metros de altura da superfície terrestre. Embora medidas feitas apresentem diminuição de σ_1 com a altura, a Equação 10 pode ser adotada até altura máxima de 180 metros, ficando a favor da segurança. Considerações adicionais podem ser vistas em Blessmann (1995).

3.1.5 Correlações espaciais

As características espaciais da turbulência podem ser caracterizadas a partir das funções de correlação, podendo estas serem temporais e espaciais. A correlação temporal permite o estudo da natureza repetitiva das rajadas, e as correlações espaciais o estudo da não uniformidade da ação das rajadas sobre as estruturas. As correlações espaciais, a considerar em cada caso, dependem da forma e do comportamento dinâmico da estrutura (Blessmann, 2013).

Para estruturas grandes, uma única série temporal pode não ser representativa, sendo necessário um número maior de séries temporais distribuídas no espaço. A geração destas séries deve ter dependência entre elas, sendo essa dependência maior entre pontos pouco afastados, e menor entre pontos com maior distância entre si., ou seja, a velocidade flutuante se mantém constante em determinada área, ou conjunto de nós, dependendo do tamanho dos turbilhões.

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 11).

$$R_{ii}(r, r') = \langle V_i(r;t)V_i(r';t) \rangle; i = (1, 2, 3) \quad (11)$$

A Equação 12 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 5:

$$R_{11}(S_3) = \langle V_1(z;t)V_1(z+S_3;t) \rangle \quad (12)$$

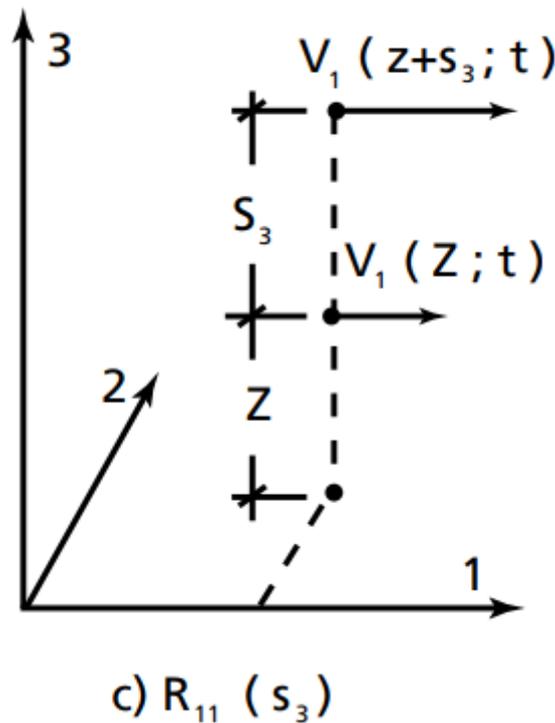


Figura 5: Funções de correlação cruzada da componente longitudinal. (Blessmann, 2013)

Riera e Ambrosini (1992) propuseram um método para analisar campos de velocidades aleatórios independentes, através da 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 3.15:

$$V(x, y) = V_1 + \frac{V_2 - V_1}{a}x + \frac{V_3 - V_1}{b}y + \frac{V_4 - V_3 - V_2 - V_1}{ab}xy \quad (13)$$

A equação possibilita calcular a velocidade em qualquer ponto do retângulo através da interpolação de velocidades geradas independentemente nas extremidades do retângulo ab, conforme figura 6:

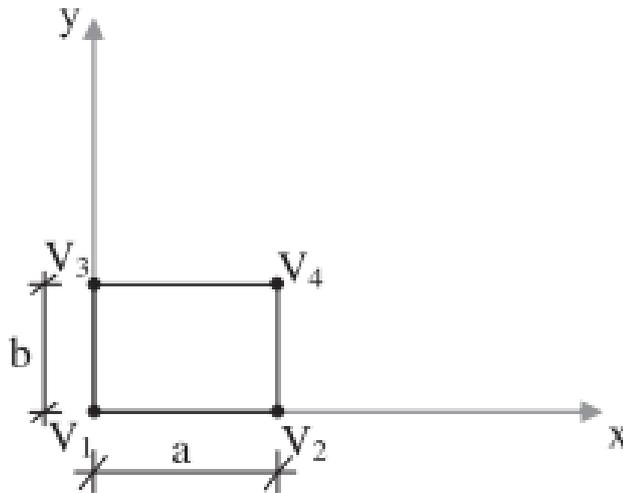


Figura 6: Esquema de interpolação 2D. (Miguel et al, 2012)

A distância entre os nós é dada através do comprimento de correlação. Miguel et al (2012) obtiveram fórmulas para o comprimento de correlação transversal (Figura 7) e vertical (Figura 8) através de regressão linear, utilizando dados experimentais de Blessmann (1995):

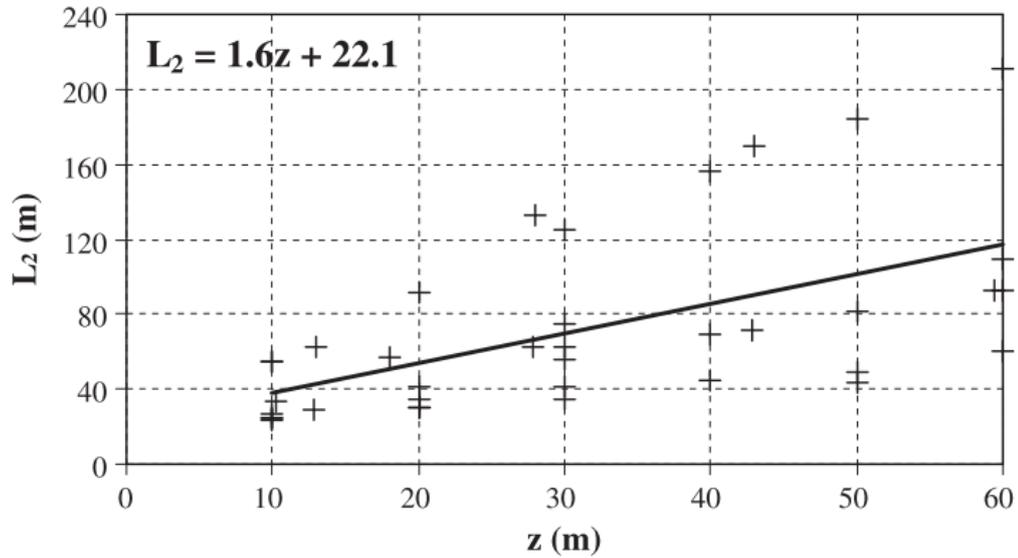


Figura 7: Comprimento de correlação L_2 vs equação de regressão linear (direção transversal) Miguel et al (2012)

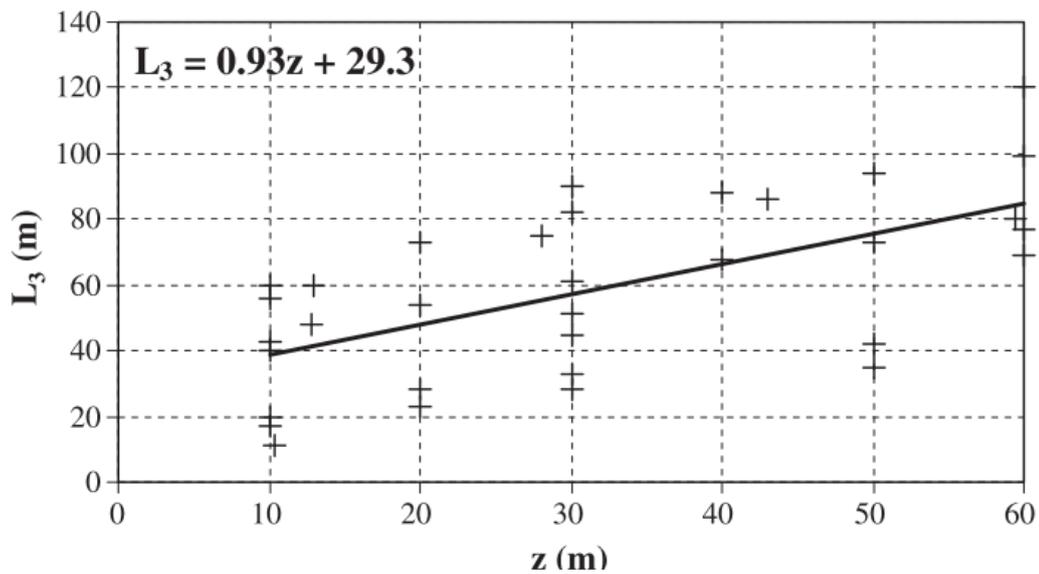


Figura 8: Comprimento de correlação L_3 vs equação de regressão linear (direção vertical). (Miguel et al, 2012)

3.1.6 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, 2013).

Baseado na teoria de processos estacionários, pode-se admitir matematicamente que as flutuações do vento são compostas de superposição de funções harmônicas simples, com diferentes frequências, amplitudes e fases. A soma de todas as variâncias de todas as frequências individuais forma a variância total, que é o próprio espectro, dentro de determinados limites.

Estes espectros são válidos para ventos EPS e flutuações com períodos inferiores a uma hora, com um pico de aproximadamente um minuto. Esta região é chamada de *micrometeorologia*, na qual aparecem as rajadas de vento. A altura desse pico depende da velocidade do vento, pois a energia cinética contida na turbulência é aproximadamente proporcional ao quadrado da velocidade média do vento.

O espectro mais conhecido e utilizado na engenharia estrutural para o cálculo da componente longitudinal é o de Davenport. Baseado em um grande número de medidas feitas em terrenos de diversas rugosidades, e em alturas que variaram entre 8 m e 151 m, Davenport sugeriu a seguinte expressão para o espectro de energia da componente longitudinal da turbulência, em ventos fortes (equação 14):

$$\frac{fS_w}{u_*^2} = \frac{4n^2}{(1+n^2)^{4/3}} \quad (14)$$

Onde:

$$n = \frac{fL}{V_{10}} \quad (15)$$

$$u_* = 0,4 \frac{\vec{v}(z_{ref})}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)} \quad (16)$$

Onde $L = 1200\text{m}$. Vale ressaltar que, segundo 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.

Existem também outros espectros amplamente utilizados na literatura, como os de Kaimal, Harris e Von Kármán, que foram obtidos a partir de velocidades do vento e tipos de terreno diferentes (Figura 9):

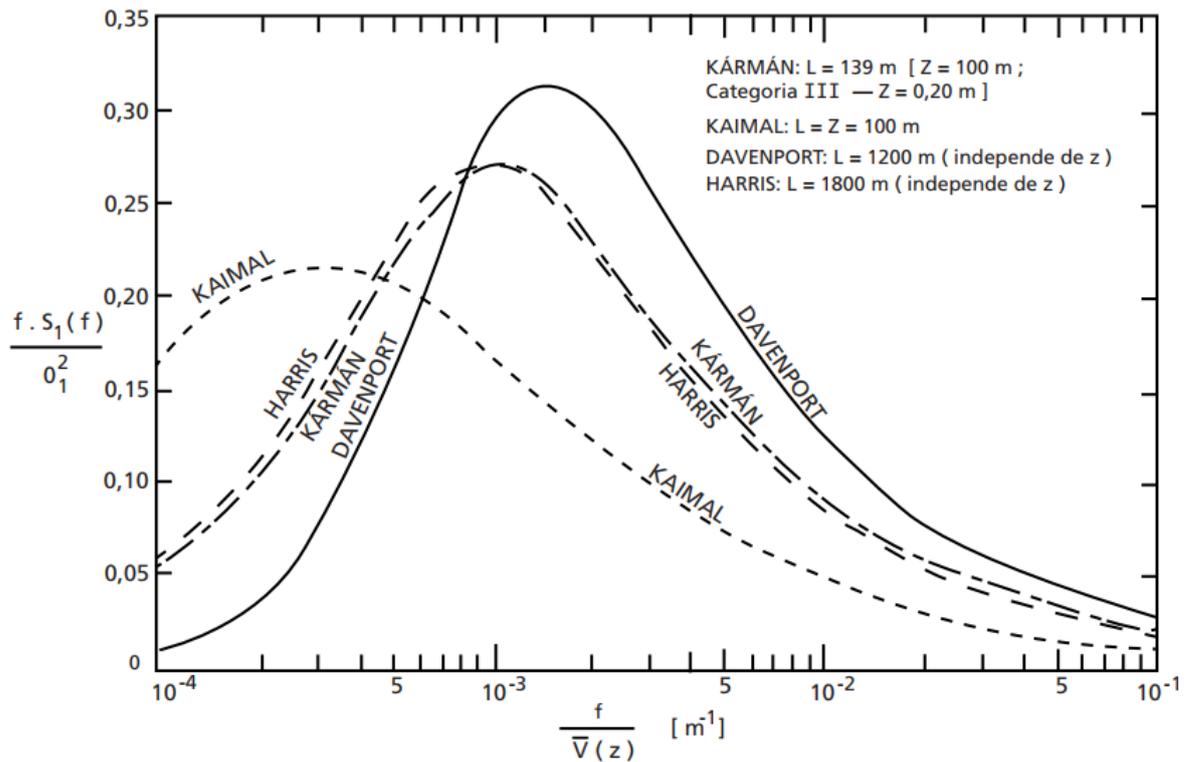


Figura 9: Espectros de Davenport, Harris, Kármán e Kaimal. (Blessmann, 2013)

Apesar das diferenças entre os espectros, Beç (2010) afirma que, do ponto de vista estrutural, essas diferenças não são importantes, pois é possível obter resultados similares utilizando diferentes espectros.

3.1.7 Efeitos dinâmicos do vento em edificações

Apesar dos efeitos do vento serem dinâmicos, grande parte dos projetos de engenharia em edificações consideram o vento como carregamento estático. Porém, para estruturas esbeltas e flexíveis, com baixas frequências de vibração, os efeitos dinâmicos do vento tornam-se ainda mais importantes, devido os deslocamentos e acelerações significativos gerados nas estruturas.

Neste sentido, é essencial considerar os efeitos dinâmicos do vento, principalmente para estruturas mais esbeltas, que possuem frequências naturais menores e são mais sensíveis as cargas do vento. Segundo a NBR 6123 (1988), estruturas com frequência natural menor que 1 Hz são consideradas flexíveis, e devem ser avaliadas considerando o carregamento dinâmico do vento.

A resposta dinâmica pode atingir até os três primeiros modos de vibração da estrutura, nas direções longitudinal e transversal, e até torsional em alguns casos (Figura 10).

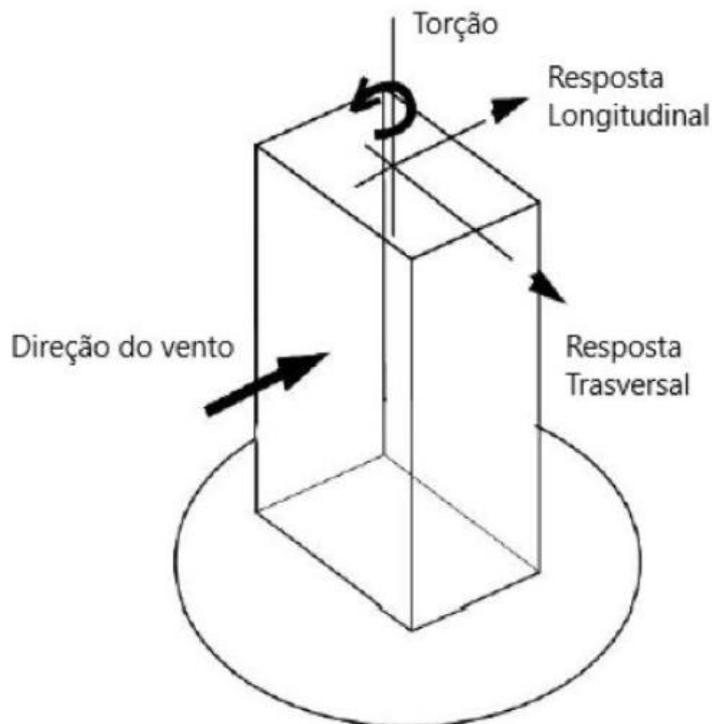


Figura 10: Resposta de uma estrutura à ação do vento. (Rossato, 2020)

Estruturas submetidas a movimento de torção geralmente possuem o centro de massa não coincidentes com o centro elástico. Geralmente são estruturas de geometria irregular, porém em alguns casos até mesmo estruturas com geometria regular podem sofrer efeitos de torção como resultado do vento não correlacionado agindo na largura do edifício.

Neste estudo, somente as vibrações devido à componente longitudinal serão consideradas. Para efeitos de simplificação, não estão sendo considerados efeitos como como desprendimento de vórtices, efeito de golpe, galope e drapejamento. Tais efeitos podem ser vistos com mais detalhes em Blessmann (2005).

Adicionalmente, também não serão considerados neste estudo os carregamentos verticais provenientes do uso e ocupação do edifício, assim como a avaliação dos esforços internos das barras. Este estudo foca nos efeitos dinâmico e otimização do volume de concreto do edifício, com as devidas simplificações podendo ser utilizadas em estudos posteriores.

3.2 SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES

Edificações esbeltas estão sujeitas aos mais variados tipos de ações dinâmicas devido ao vento, que podem causar problemas de vibrações, os quais são prejudiciais e podem provocar deslocamentos excessivos que comprometem a estabilidade da estrutura e o conforto dos usuários.

Neste contexto, os sistemas de controle são utilizados para reduzir a amplitude das oscilações causadas por excitação dinâmica em diferentes tipos de estrutura. Estes sistemas visam reduzir as tensões dinâmicas que podem ocorrer em edificações, evitando problemas como fadiga e garantindo a segurança estrutural.

Segundo Longarini et al (2017), o propósito do controle estrutural em estruturas de engenharia civil é reduzir as vibrações produzidas por tensões externas como ventos e sismos, por diferentes técnicas como a modificação de rigidez, massa, amortecimento e forma geométrica.

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 ou atenuadores. Os sistemas de controle de vibração podem ser divididos em dois principais grupos, os sistemas ativos e os sistemas passivos (Rossato, 2020).

3.2.1 Sistemas passivos

Os sistemas de controle passivos são dispositivos compostos por uma massa conectada a uma mola e um amortecedor à estrutura, de modo que este dispositivo absorva parte da energia proveniente do carregamento dinâmico, dissipando a energia nos membros da estrutura.

Este sistema apresenta vantagens por não possuir a necessidade de energia ou controle externo à estrutura, funcionando pela própria vibração da edificação, sendo assim de baixo custo em comparação ao sistema ativo, assim como a instalação, manutenção e facilidade de controle.

Segundo Saaed et al (2015), sistemas passivos são sintonizados otimamente para proteger a estrutura de uma carga dinâmica numa frequência especificada. Entretanto não são eficientes para outros casos e outros tipos de carregamentos dinâmicos. Este é um dos pontos negativos em relação aos sistemas ativos.

Diversos sistemas passivos de controle já foram sugeridos por diversos pesquisadores. Entretanto, os mais conhecidos são os amortecedores líquidos sintonizados, dispositivos de controle de fricção, amortecedores viscosos, isoladores sísmicos de base e os atenuadores de massa sintonizados (Elias e Matsagar, 2017).

3.2.2 Sistemas ativos

Estes sistemas se ajustam a diversas frequências de vibração através de sensores requerendo informações do comportamento estrutural e de energia externa. Este sistema é operado por atuadores hidráulicos ou eletromecânicos que fornecem as forças de controle à estrutura a partir do monitoramento com sensores que medem a excitação e/ou a resposta devida a carga dinâmica (Symans e Constantinou, 1999).

Saaed et al. (2015) mostram alguns exemplos de dispositivos de controle ativo, quais sejam: amortecedores de massa ativos (AMA), sistema de contraventamento ativo, sistema de geradores de pulso e sistema de cabos ativos tensionados.

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 amortecedores semiativos e híbridos, que são intermediários aos ativos e passivos. Os primeiros são compostos de características dos sistemas ativo e passivo, necessitando de informações do comportamento da estrutura, mas sem o uso de energia exterior,

enquanto os segundos combinam um sistema ativo e um passivo, 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.

3.2.3 Atenuador de massa sintonizado

O atenuador de massa sintonizado (AMS) é um dispositivo clássico e amplamente estudado por pesquisadores da engenharia estrutural. Trata-se de um sistema com uma massa conectada ao sistema da estrutura principal através de uma mola e amortecedor.

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

O AMS é excitado pela vibração da estrutura, e a energia cinética causada pelas vibrações é transferida da estrutura para o AMS e absorvida pela componente de amortecimento do mesmo. A frequência do AMS é sintonizada em uma frequência particular da estrutura a controlar, geralmente uma das frequências naturais de excitação, de modo que quando essa frequência for excitada, o atenuador ressoará fora de fase, e assim a energia é dissipada pela força de inércia do atenuador.

Segundo Rossato (2017), a invenção de sistemas de amortecimento de vibrações foi proposta em 1909, pelo engenheiro do império alemão, Hermann Frahm, o qual patenteou seu invento em 1911. Frahm criou o primeiro AMS, constituído por elementos de rigidez e de massa, sem amortecimento.

Alguns exemplos de utilização dos AMS em edifícios são Citicorp Center, inaugurado no ano de 1977, em Nova Iorque, no EUA. Esta foi a primeira aplicação de um AMS para controle de resposta do vento, sendo a estrutura metálica de 279 metros de altura. O atenuador foi construído em concreto, com 400 toneladas e instalado no topo da edificação.

Um exemplo bastante mencionado na literatura é o Taipei 101, em Taiwan. No topo desse edifício foi aplicado um AMS do tipo pêndulo, com massa de 660 toneladas e suspenso por 5 cabos longos com comprimento equivalente a 5 andares e ligado por 8 amortecedores viscosos conectando a massa à estrutura do piso subjacente, conforme Figura 11:

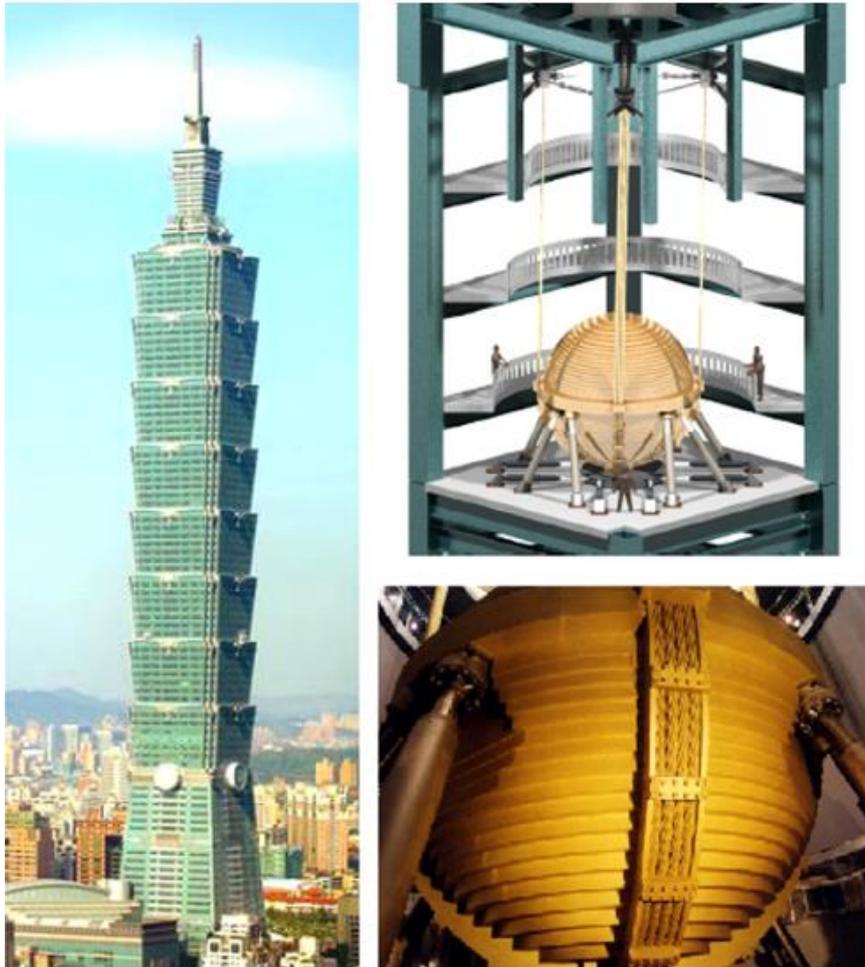


Figura 11: Edifício Taipei 101 e desenho esquemático do AMS. (Bekdaş e Nigdeli, 2011)

Em muitos casos, a utilização de um único AMS pode ser o suficiente para solucionar os problemas de vibração excessiva das estruturas. Entretanto, para algumas situações o uso de somente um AMS pode não ser eficiente, como no caso de estruturas submetidas a vento e sismo, devido à dificuldade de sintonização com a frequência natural da estrutura. Uma outra dificuldade seria com a massa do AMS for muito grande, demandando um espaço muito grande para a instalação.

Neste sentido há a possibilidade de se utilizar múltiplos atenuadores (MAMS), cada um sintonizado numa frequência específica da estrutura, sendo assim mais eficiente do que um único AMS.

Enquanto um único AMS geralmente é instalado no topo, os MAMS podem ser instalados em diferentes posições e configurações, em série, em paralelo, em um único andar ou vários andares.

No Brasil, o emprego mais conhecido de atenuadores de massa sintonizados é o da ponte Rio-Niterói, localizada na cidade do Rio de Janeiro. 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).

A massa do AMS é calculada a partir da relação de massas entre o AMS e a estrutura. Estes valores, de acordo com pesquisadores, podem variar entre 0,01 e 0,2, ou seja, até cerca de 20% da massa da estrutura.

Sabe-se que quanto maior a relação de massas entre o AMS e a estrutura, maior será o valor da massa do AMS. No entanto, o valor da massa do AMS não é interessante que seja um valor muito alto, visto que acarretará em carga adicional à estrutura em análise, tornando-se inviável, devido ao custo e à dificuldade de implantação (Rossato, 2017).

Portanto, a otimização dos parâmetros dos atenuadores torna-se de fundamental importância, assim como a quantidade e a posição dos mesmos. Porém, esse problema não é tão simples, sendo necessário a utilização de algoritmos de otimização que são bastante difundidos em problemas de engenharia. Neste trabalho, os parâmetros de rigidez e amortecimento de cada atenuador são obtidos através de otimização estrutural.

3.3 CONCEITOS BÁSICOS DE OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL

Otimização é o ato de obter o melhor resultado dadas algumas circunstâncias. Em projeto, construção ou manutenção de sistemas de engenharia, engenheiros têm que tomar decisões em situações técnicas e de gerência. O objetivo final de todas essas decisões é minimizar o esforço necessário ou maximizar o benefício desejado (Rao, 2009).

Portanto, a otimização consiste em encontrar o valor que minimize ou maximize uma determinada função, respeitando certas restrições.

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 (Rossato, 2020).

Os elementos básicos para a formação de um problema de otimização estrutural são os seguintes:

3.3.1 Variáveis de Projeto

São os parâmetros que variam durante o processo de otimização de maneira a encontrar a melhor solução. Em problemas de engenharia podem ser por exemplo os tipos de material, seção transversal, comprimento de elementos, dentre outros. Podem ser tanto contínuas quanto discretas, podendo as contínuas tomarem uma infinidade de valores, enquanto as discretas podem tomar somente valores específicos.

3.3.2 Função Objetivo

É a função que se deseja minimizar a partir da variação dos parâmetros das variáveis de projeto. Pode ser classificada como simples, quando se deseja otimizar somente um objetivo, e multiobjetivo quando se deseja otimizar diversos parâmetros num sistema. Na engenharia estrutural essas funções podem ser o peso da estrutura, deslocamento em algum ponto, custo, resistência, entre outros.

3.3.3 Restrições

As restrições são limitações impostas ao problema de otimização. Na engenharia estrutural, podem ser limitações nas seções transversais de elementos, deslocamento limite na estrutura, entre outros. Podem ser de 3 tipos:

- a) Restrição lateral: $x_{\min, i} \leq x_i \leq x_{\max, i}$, com $i = \{1, 2, \dots, n\}$;
- b) Restrição de desigualdade: $g_i(x) \geq 0$, com $i = \{1, 2, \dots, n_g\}$;
- c) Restrição de igualdade: $h_j(x) = 0$, com $i = \{1, 2, \dots, n_h\}$.

Onde x_i são as variáveis de projeto, $x_{\min, i}$ e $x_{\max, i}$ são os limites laterais das variáveis e $g_j(x)$ e $h_j(x)$ são as funções de restrição das variáveis de projeto.

Matematicamente falando, pode-se escrever um problema de otimização da seguinte forma genérica (Yang, 2010):

$$\begin{aligned} &\text{Minimizar } f_i(\chi), \left[\chi \in \mathbb{R}^n, (i = 1, 2, \dots, I) \right], \\ &\text{Submetido à } \varphi_j(x) = 0, (j = 1, 2, \dots, J), \\ &\quad \psi_k(x) \leq 0, (k = 1, 2, \dots, K), \end{aligned}$$

Onde $f_i(x)$, $\varphi_j(x)$ e $\psi_k(x)$ são funções do vetor de projeto:

$$\chi = (\chi_1, \chi_2, \dots, \chi_n)^T$$

3.3.4 Algoritmos Meta-Heurísticos

Os algoritmos de otimização vêm passando por constante processo de evolução, e neste processo inclui-se os algoritmos Meta-Heurísticos.

Muitos algoritmos clássicos ou convencionais para otimização estrutural são determinísticos e maioria deles usa informações de gradiente, ou seja, usam valores de funções

e suas derivadas. Eles normalmente funcionam extremamente bem para funções unimodais suaves, entretanto, se existir alguma descontinuidade na função objetivo, eles podem não convergir (Miguel e Miguel, 2012).

Devido a essas dificuldades, têm-se utilizado cada vez mais algoritmos Heurísticos e Meta-Heurísticos, que são baseados em randomização e pesquisa local a partir de populações de candidatos, e não de um único ponto como acontece com os métodos clássicos.

Segundo Miguel et al. (2013) devido ao fato de não precisarem informação do gradiente, os algoritmos meta-heurísticos também podem ser aplicados em problemas onde o gradiente é difícil de obter ou simplesmente não existe, conseqüentemente os algoritmos meta-heurísticos podem ser aplicados a funções não uniformes ou descontínuas.

Estes algoritmos são classificados em quatro categorias: baseados na evolução, em física, em enxames e os baseados no comportamento humano. Alguns exemplos de algoritmos são o Algoritmos Genéticos (GA), que é um algoritmo baseado na evolução, o Algoritmo de Pesquisa Gravitacional (GSA) baseado em física e o *Harmony Search* (HS) baseado no comportamento humano.

Os métodos de otimização 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*) (Rossato, 2020).

Neste trabalho, utilizar-se-á o *Whale Optimization Algorithm* (WOA), desenvolvido por Mirjalili e Lewis (2016), um algoritmo de otimização relativamente recente e já com diversas aplicações à problemas de engenharia, o que comprova a sua eficiência e justifica a sua escolha.

4 METODOLOGIA PROPOSTA

4.1 MODELAGEM DO EDIFÍCIO

Para a modelagem do edifício estudado, utilizou-se o Método dos Elementos Finitos (MEF), que consiste num método numérico utilizado para análise e dimensionamento de vários tipos de estrutura. Este método se baseia na divisão de uma estrutura em estruturas menores chamadas de elementos, onde se assume que cada elemento se comporta de maneira contínua. Esses elementos são unidos em certos pontos por ligações ou nós, sendo que as variáveis desconhecidas do problema (deslocamento ou tensões) são aproximadas por funções de interpolação que quando agrupadas dão origem a um sistema de equações lineares cuja solução desse sistema é a solução aproximada do problema em estudo (Rao, 2011).

Para modelagem da estrutura, utilizou-se elementos de barra de pórtico plano, que têm três graus de liberdade por nó, dois deslocamentos e uma rotação, conforme Figura 12:

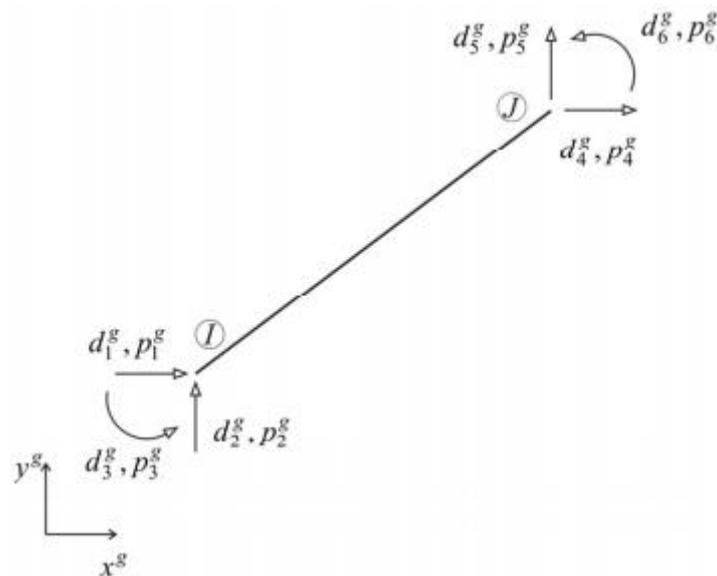


Figura 12: Elemento de barra de pórtico plano

Fonte: Souza (2012)

A matriz de rigidez para um elemento de pórtico plano no sistema local é dada pela seguinte equação:

$$\mathbf{k}_L = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (17)$$

Assim como a matriz de massa é dada pela seguinte equação:

$$\mathbf{m}_L = \frac{\rho AL}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (18)$$

Onde:

E: Módulo de elasticidade do material;

A: Área de cada barra;

L: Comprimento de cada barra; e

ρ : Massa específica das barras

A partir das matrizes de rigidez locais de cada barra, monta-se a matriz global através da matriz de rotação:

$$\mathfrak{R} = \begin{bmatrix} cx & cy & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -cy & cx & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & cx & cy & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -cy & cx & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (19)$$

Onde:

$$c_x = \frac{x_j - x_i}{L} \quad (20)$$

$$c_y = \frac{y_j - y_i}{L} \quad (21)$$

Onde x_j e y_j e são as componentes do nó j e x_i e y_i são as componentes do nó i da barra, respectivamente.

A montagem dessas matrizes foi realizada através da criação de um código em linguagem *Octave*, no qual são inseridas as coordenadas de cada nó da estrutura, conectividade das barras e suas propriedades geométricas. Montadas as matrizes, parte-se para a matriz de amortecimento.

Na análise modal os modos de vibração e os valores das frequências naturais são encontrados a partir da equação geral da dinâmica, o que resulta em um problema de autovalores e autovetores, como mostrado na equação 22:

$$([\mathbf{K}] - \omega^2 [\mathbf{M}]) \cdot \{\phi\} = 0 \quad (22)$$

Onde ω e ϕ são as frequências angulares e os vetores que representam os modos de vibração (Oliveira, 2009).

A atribuição do amortecimento próprio da estrutura foi feita usando o amortecimento de Rayleigh com uma razão de amortecimento de 1%. O amortecimento de Rayleigh é um método clássico, no qual o amortecimento é considerado proporcional à massa e à rigidez do sistema, definido como:

$$\mathbf{C} = \alpha_0 \mathbf{M} + \alpha_1 \mathbf{K} \quad (23)$$

Onde C representa o amortecimento, M e K representam a massa e a rigidez, respectivamente. Os coeficientes a_0 e a_1 são calculados a partir das duas primeiras frequências modais conforme as equações 24 e 25:

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad (24)$$

$$a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (25)$$

4.2 GERAÇÃO DO VENTO ARTIFICIAL

Para a geração do vento artificial, considera-se a ação do vento como um processo estocástico, ou seja, definido através de uma sequência ilimitada de variáveis aleatórias. Nesta dissertação, a componente flutuante do vento é dada através da turbulência atmosférica, considerando apenas o efeito da energia cinética das rajadas, desprezando os efeitos de vizinhança.

Inicialmente faz-se necessário calcular as componentes médias e flutuantes de velocidade do vento. Como a estrutura está localizada no Brasil, utiliza-se a NBR 6123 (1988) como base para os cálculos.

Segundo a norma brasileira de vento, a componente da força global do vento, denominada força de arrasto é calculado conforme equação 26:

$$F = 0,613 C_a A_z V^2 \quad (26)$$

Onde C_a é coeficiente de arrasto da estrutura, A_z é a área de aplicação da pressão dinâmica do vento, em m^2 e V é a componente de velocidade do vento.

O coeficiente de arrasto é função da geometria da edificação e do nível de turbulência do vento, sendo utilizados os coeficientes da Figura 13 para ventos de baixa turbulência e Figura 14 para ventos de alta turbulência. De acordo com a própria norma, uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças. São classificadas como edificações de vizinhança construções distantes de 3 km, na direção do vento, para edifícios de até 80 metros de altura.

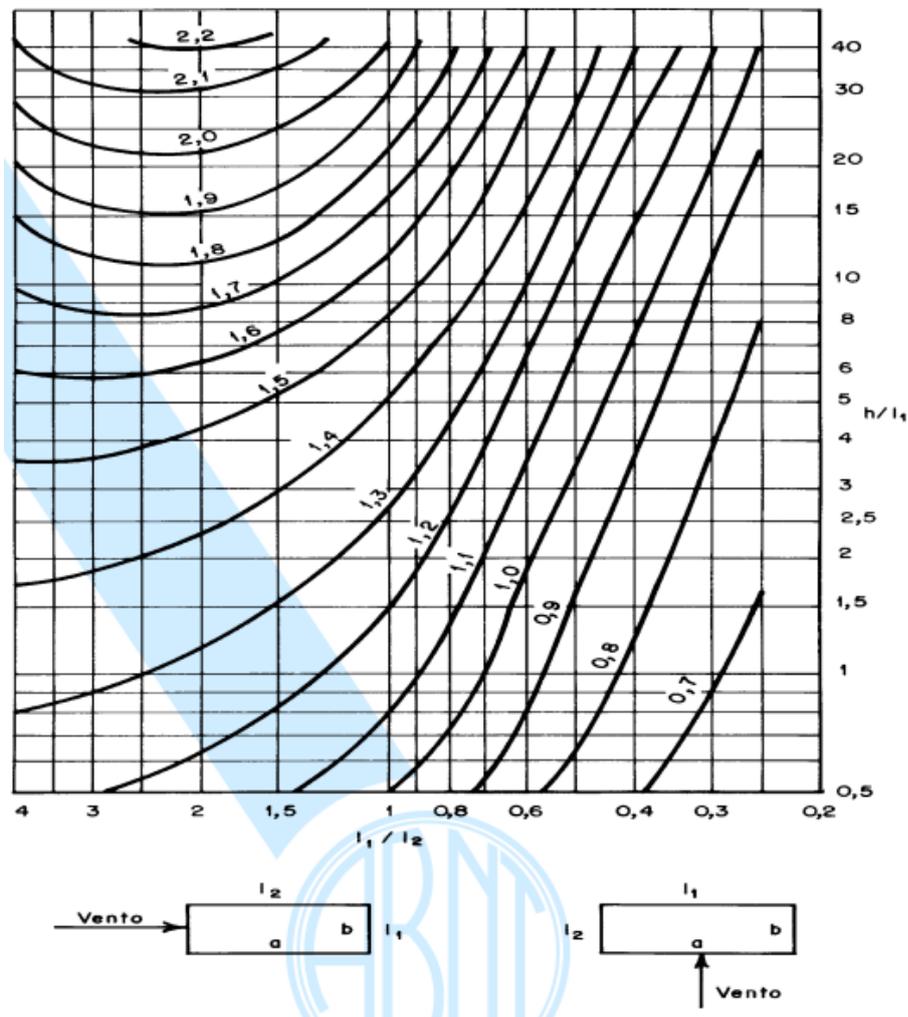


Figura 13: Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência. (NBR 6123, 1988)

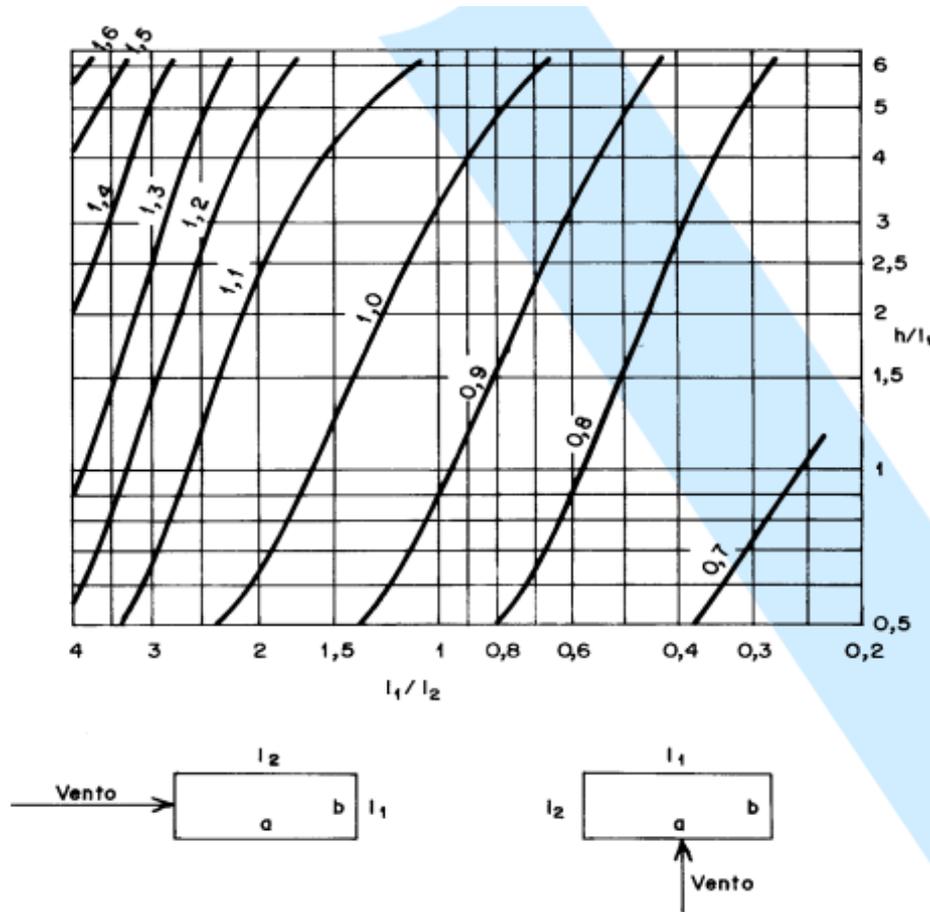


Figura 14: Coeficiente de arrasto, C_d , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência (NBR 6123, 1988)

Como explicitado anteriormente, a direção longitudinal é a única que possui velocidades médias expressivas, sendo a única considerada nesta dissertação. A velocidade característica do vento é dada pela soma das parcelas estática e dinâmica, e calculada conforme a equação 3.

4.2.1 Parcela média da velocidade do vento

Inicialmente, define-se a velocidade de projeto através da equação 27, que corresponde a velocidade média num intervalo de 10 minutos a uma altura de 10 metros do solo:

$$\bar{V}_p = 0,69V_0S_1S_2S_3 \quad (27)$$

Onde V_0 é a velocidade de referência básica do vento onde a estrutura está localizada, de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Este valor pode ser obtido através do mapa de isopletas da norma de vento (Figura 15):

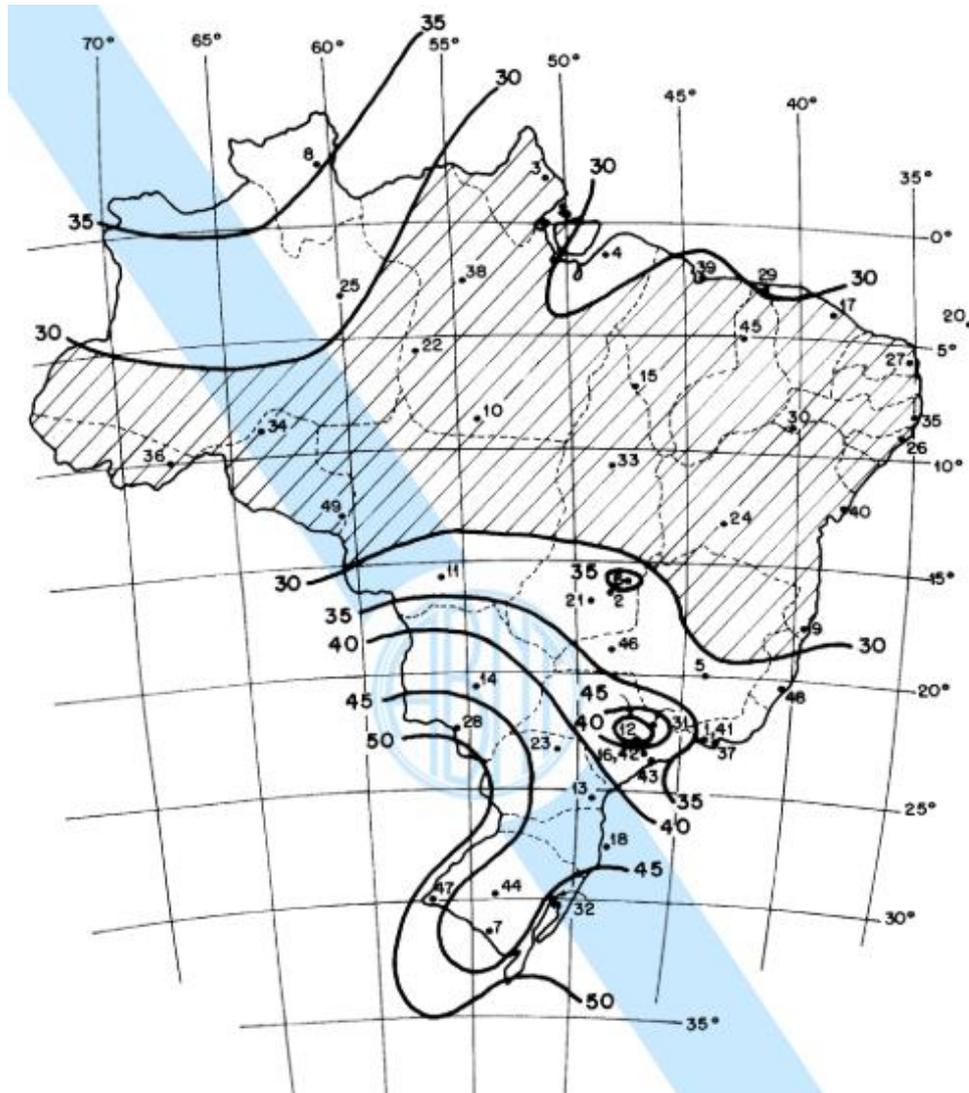


Figura 15: Mapa de isopletas de velocidade básica do vento (NBR 6123, 1988)

O fator S_1 é o fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo do terreno. Possui valor 1 para terrenos fracamente acidentados. S_3 é um fator estatístico baseado no tipo de uso da edificação, de valor 1 para o caso estudado, edificação residencial. O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em

consideração, sendo calculado de acordo com a equação 28, com auxílio da Tabela 1 da norma de vento:

$$S_2 = bF_r(z/10)^p \quad (28)$$

Tabela 1: Parâmetros meteorológicos (NBR 6123, 1988)

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

4.2.2 Parcela flutuante do vento

A parcela flutuante do vento pode ser calculada de acordo com procedimentos do capítulo 9 da NBR 6123 (Efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica). Porém, existem outros procedimentos que, apesar de mais complexos, são mais eficientes e adequam-se melhor a diferentes estruturas.

Um desses procedimentos é a análise a partir do método de representação espectral. Considerando a velocidade flutuante do vento um processo aleatório normal com média zero, é

possível alcançar a componente flutuante do vento a partir da superposição de ondas harmônicas, conforme descrevem Shinozuka e Jan (1972):

$$\Delta \vec{v}(t) = \sum_{j=1}^N \sqrt{2S_w(f_j) \Delta f_j} \cos(2\pi f_j t + \phi_j) \quad (29)$$

Onde ϕ_j é uma variável aleatória com distribuição de probabilidade uniforme definida entre 0 e 2π . Δf_j é obtida por $f_{j+1} - f_j$ ou seja, a partir da divisão da faixa de frequências de interesse.

O cálculo da densidade espectral de potência é dado pelo modelo proposto por Harris (Equação 30):

$$\frac{f S_w(f)}{u_*^2} = \frac{4n}{(2+n^2)^{5/6}} \quad (30)$$

Onde:

$$n = \frac{f_{sw} L}{V_0} \quad (31)$$

$$u_* = 0,4 \frac{\overrightarrow{V}_{z_{ref}}}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)} \quad (32)$$

Onde $L = 1800\text{m}$, V_0 é a velocidade de referência numa altura de 10 metros onde a estrutura está localizada, f_{sw} é a banda de frequência utilizada no espectro, u_* é a velocidade de fricção do escoamento de vento e z_0 é o comprimento de rugosidade, que 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, 2013).

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 3.1.5. O edifício estudado será inserido no plano de correlação, e a velocidade para cada nó da estrutura será obtido através da interpolação linear.

4.3 MÉTODO DE INTEGRAÇÃO DE NEWMARK

Quando as equações diferenciais que governam vibrações livres ou forçadas não podem ser integradas numa forma fechada, uma abordagem numérica é usada para a análise de vibrações (Rao, 2011).

Os métodos de integração são divididos em dois grupos, os *explícitos* e *implícitos*. Os métodos implícitos calculam o valor da função no instante posterior ($t+\Delta t$) totalmente baseando-se no equilíbrio da função neste mesmo instante ($t+\Delta t$), instante ainda não conhecido, por isso exige o uso de métodos iterativos. Os métodos implícitos podem ser tanto condicionalmente quanto incondicionalmente estáveis dependendo da ordem de precisão utilizada na interpolação do deslocamento. Em geral estes métodos permitem que se utilize intervalos de tempo maiores (Troian, 2018).

Neste trabalho é utilizado o método de integração de *Newmark*, por ser incondicionalmente estável e de fácil programação. O método parte do pressuposto que os valores de deslocamento e velocidade em $t = 0$ são conhecidos e, então, calcula-se a aceleração inicial através da equação:

$$\ddot{x}(t_0) = \mathbf{M}^{-1} \left[F(t_0) - \mathbf{C}\dot{x}(t_0) - \mathbf{K}x(t_0) \right] \quad (33)$$

Com essas informações determina-se a solução da equação diferencial de movimento no intervalo de $t = 0$ a $t = T$, onde T indica a duração de tempo. As expressões para os cálculos de deslocamentos, velocidades e acelerações são dadas respectivamente por:

$$x(t_{j+1}) = \mathbf{D} \left\{ F(t_{j+1}) + \mathbf{M} \left[a_0 x(t_j) + a_1 \dot{x}(t_j) + a_2 \ddot{x}(t_j) \right] + \mathbf{C} \left[a_3 x(t_j) + a_4 \dot{x}(t_j) + a_5 \ddot{x}(t_j) \right] \right\} \quad (34)$$

$$\mathbf{D} = (a_0 \mathbf{M} + a_3 \mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1} \quad (35)$$

$$\dot{x}(t_{j+1}) = a_3 [x(t_{j+1}) - x(t_j)] - a_4 \dot{x}(t_j) - a_5 \ddot{x}(t_j) \quad (36)$$

$$\ddot{x}(t_{j+1}) = a_0 [x(t_{j+1}) - x(t_j)] - a_1 \dot{x}(t_j) - a_2 \ddot{x}(t_j) \quad (37)$$

Onde:

$$a_0 = \frac{1}{\alpha \Delta t^2}, a_1 = \frac{1}{\alpha \Delta t}, a_2 = \frac{1}{2\alpha} - 1, a_3 = \frac{\beta}{\alpha \Delta t}, a_4 = \frac{\beta}{\alpha}, a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\beta}{\alpha} - 2 \right) \quad (38)$$

Conforme Rao (2011), na equação 38 os coeficientes α e β são parâmetros que indicam quanto a aceleração ao final do intervalo entra nas equações de velocidade e deslocamento ao final do intervalo Δt . Neste trabalho os valores adotados para esses coeficientes são $\alpha = 0.25$ e $\beta = 0.50$, pois assim garante-se a estabilidade do método.

Desenvolveu-se um código em linguagem *Octave*, e para validar utilizou-se um exemplo simples de três graus de liberdade em vibração livre não amortecida sujeito a condições iniciais não nulas, com resultado analítico definido, mostrado na Figura 16:

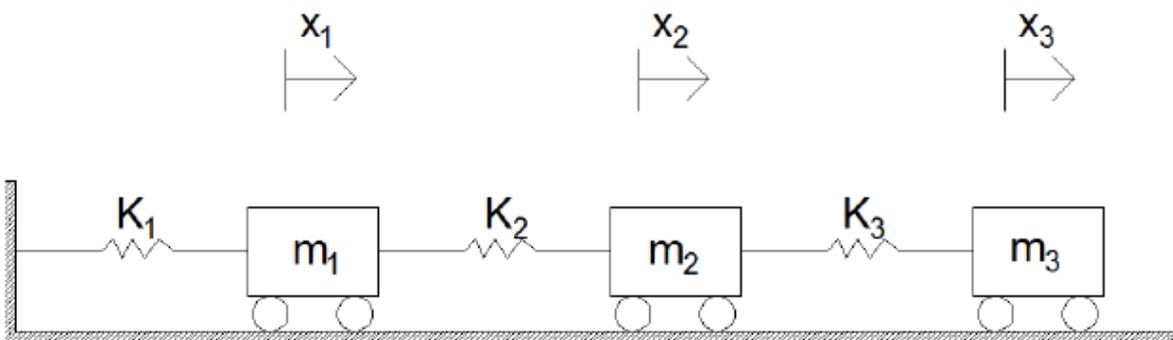


Figura 16: Exemplo simplificado para validação do Newmark

Dados:

$$m_1 = m_2 = m_3 = 4 \text{ kg};$$

$$k_1 = k_2 = k_3 = 4 \text{ N/m};$$

$$x_{10} = x_1(0) = 1\text{m}, \text{ sendo todas as demais condições iniciais nulas.}$$

Montagem das matrizes de massa, rigidez e dinâmica, respectivamente:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} 4 & 0 & 0 \\ 0 & 4 & 0 \\ 0 & 0 & 4 \end{bmatrix} kg \quad (39)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 8 & -4 & 0 \\ -4 & 8 & -4 \\ 0 & -4 & 4 \end{bmatrix} N/m \quad (40)$$

$$\mathbf{D} = \mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 2 & -1 & 0 \\ -1 & 2 & -1 \\ 0 & -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (41)$$

Resolvendo o problema de autovalores e autovetores:

$$\lambda \mathbf{I} - \mathbf{D} = 0 \quad (42)$$

$$\lambda = \begin{bmatrix} 0,198 \\ 1,555 \\ 3,247 \end{bmatrix} \quad (43)$$

$$\omega_n = \sqrt{\lambda} = \begin{bmatrix} 0,445 \\ 1,247 \\ 1,802 \end{bmatrix} rad/s \quad (44)$$

$$\phi = \begin{bmatrix} 0,328 & 0,737 & -0,591 \\ 0,591 & 0,328 & 0,737 \\ 0,737 & -0,591 & -0,328 \end{bmatrix} \quad (45)$$

Calculando a resposta $x(t)$ no espaço modal, tem-se:

$$\vec{r}(0) = \phi^{-1} \vec{x}(0) = \begin{bmatrix} 0,328 \\ 0,73 \\ -0,591 \end{bmatrix} \quad (46)$$

$$\vec{\dot{r}}(0) = \phi^{-1} \vec{\dot{x}}(0) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (47)$$

$$\vec{r}(t) = \frac{\vec{\dot{r}}(0)}{\omega_n} \sin(\omega_n t) + \vec{r}(0) \cos(\omega_n t) = \begin{bmatrix} 0,328 \cos(0,445t) \\ 0,737 \cos(1,247t) \\ -0,591 \cos(1,802t) \end{bmatrix} \quad (48)$$

Saindo do espaço modal para o espaço físico, tem-se:

$$\vec{x}(t) = \phi \vec{r}(t) \quad (49)$$

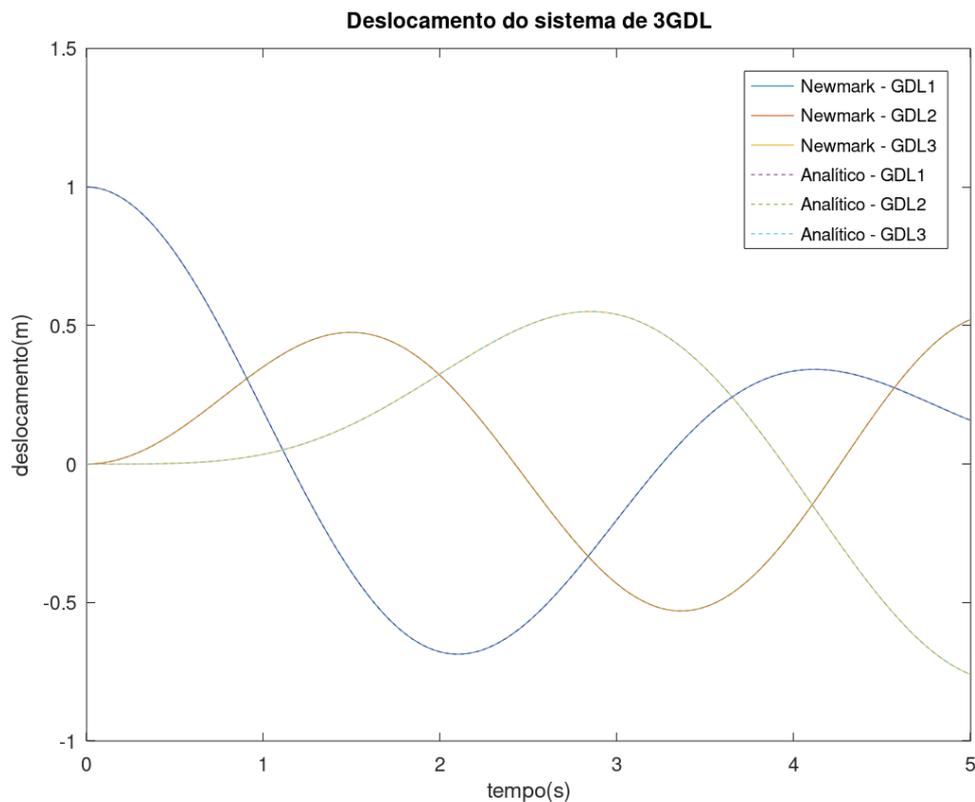
As equações analíticas que fornecem a posição de cada grau de liberdade correspondente a cada massa do sistema em função do tempo são explicitadas a seguir:

$$\vec{x}(t) = \begin{bmatrix} 0,1076 \cos(0,445t) + 0,5432 \cos(1,247t) + 0,3493 \cos(1,802t) \\ 0,1938 \cos(0,445t) + 0,2417 \cos(1,247t) - 0,4356 \cos(1,802t) \\ 0,2417 \cos(0,445t) - 0,4356 \cos(1,247t) + 0,1938 \cos(1,802t) \end{bmatrix} \quad (50)$$

Escolheu-se $t = 0s$, $t = 2,5s$, $t = 5s$ para calcular as respostas de cada GDL substituindo na equação 50. Para o cálculo pela integração de Newmark, foi criado um vetor de tempo de 0 a 5s discretizado em intervalos de 0,005s, o que totaliza 1000 pontos de integração (Figura 17). A Tabela 2 traz os resultados obtidos de forma analítica e via Newmark para os três valores de tempo considerados.

Tabela 2: Resultados da integração de Newmark

GDL	Analítico			Newmark			Maior erro (%)
	t = 0 s	t = 2,5 s	t = 5,0 s	t = 0 s	t = 2,5 s	t = 5,0 s	
	x (m)	x (m)	x (m)	x (m)	x (m)	x (m)	
1	1,0	-0,5674	0,1574	1,0	-0,5673	0,1586	0,7624
2	0	-0,0662	0,5222	0	-0,0661	0,5206	0,3064
3	0	0,5025	-0,7595	0	0,5024	-0,7582	0,1712

**Figura 17:** Comparativo entre os modelos analítico e Newmark

Quanto aos erros, são apresentados apenas os maiores valores, que neste caso referem-se aos deslocamentos obtidos no instante $t = 5$ s. Todavia, os valores são bem pequenos, demonstrando assim, que a rotina desenvolvida está validada e os resultados são confiáveis.

4.4 APLICAÇÃO DOS AMS NA ESTRUTURA

Existem diversos métodos de dimensionamento de AMS na literatura, dentre os quais pode-se destacar o método de Den Hartog (1956) e Warburton (1982), os quais são utilizados para o dimensionamento do AMS simples instalado no topo dos edifícios estudados. A partir destes métodos, podem ser encontrados os valores ótimos de rigidez, amortecimento e frequências de sintonização do dispositivo.

Entretanto, nesta dissertação esses valores serão obtidos a partir do processo de otimização realizado pelo algoritmo utilizado, tanto para simulações com um único AMS no topo quanto para MAMS.

Para proceder à análise da resposta da estrutura com um atenuador no topo, conforme a Figura 18, é necessário fazer alterações nas matrizes de rigidez, massa e amortecimento, visando levar em consideração o GDL do AMS. De maneira geral, as matrizes podem ser modificadas de acordo com as equações 51, 52 e 53, levando em consideração que o edifício é do tipo *shear building* e considera-se apenas o GDL horizontal, logo, a matriz de massa global é do tipo diagonal, onde a massa de cada andar e de cada AMS, ocupa uma posição na diagonal principal.

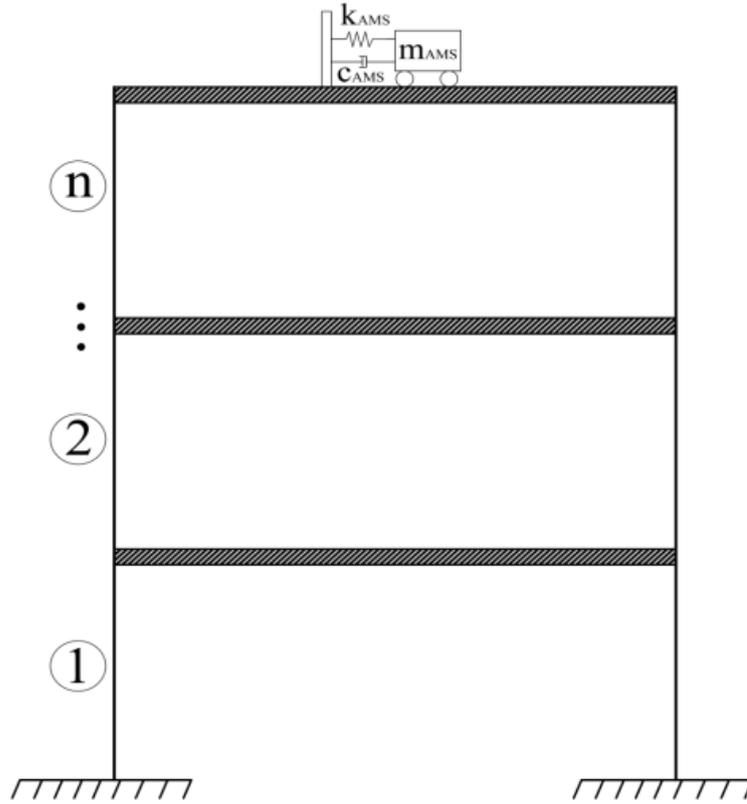


Figura 18: Estrutura equipada com um AMS no topo. (Brandão, 2021)

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \cdots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & m_n & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & 0 & m_{AMS} \end{bmatrix} \quad (51)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & \cdots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & k_n + k_{AMS} & -k_{AMS} \\ 0 & 0 & \cdots & -k_{AMS} & k_{AMS} \end{bmatrix} \quad (52)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & \cdots & 0 & 0 \\ -c_2 & c_2 + c_3 & \cdots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cdots & c_n + c_{AMS} & -c_{AMS} \\ 0 & 0 & \cdots & -c_{AMS} & c_{AMS} \end{bmatrix} \quad (53)$$

Em relação aos MAMS, podem ser dispostos na horizontal, vertical, um por andar ou vários por andar, conforme a Figura 19. Desta forma, para MAMS dispostos de forma horizontal e vertical em um edifício e nos casos onde se considera a matriz de massa como sendo diagonal, a equação que indica a modificação da matriz \mathbf{M} é semelhante ao caso de um único AMS, conforme já apresentado na Equação 51, e para a matriz de rigidez, que é análoga à matriz de amortecimento, tem-se a Equação 54.

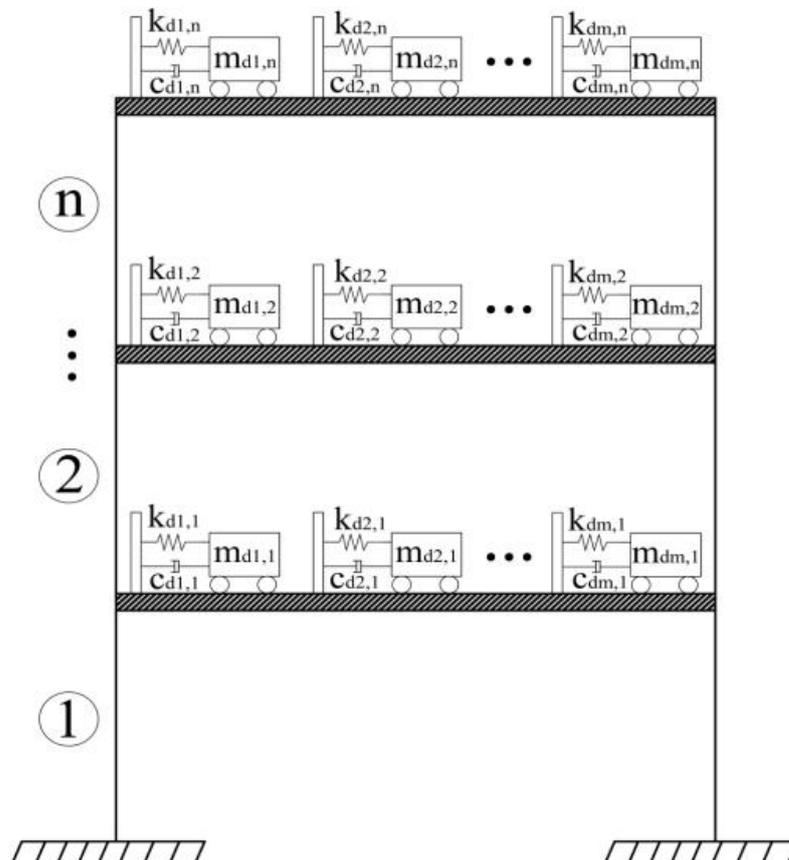


Figura 19: Estrutura equipada com MAMS. (Brandão, 2021)

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix}
k_1 + k_2 + \sum_{i=1}^{m=N_{d1}^{andar}} k_{di,1} & -k_2 & \dots & 0 & -k_{d1,1} & -k_{d2,1} & \dots & -k_{dm,1} & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 \\
-k_2 & k_2 + k_3 + \sum_{i=1}^{m=N_{d2}^{andar}} k_{di,2} & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & -k_{d1,2} & -k_{d2,2} & \dots & k_{dm,2} & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 \\
\vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\
0 & 0 & \dots & k_n + \sum_{i=1}^{m=N_{dn}^{andar}} k_{di,n} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & -k_{d1,n} & -k_{d2,n} & \dots & -k_{dm,n} \\
-k_{d1,1} & 0 & \dots & 0 & k_{d1,1} & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 \\
-k_{d2,1} & 0 & \dots & 0 & 0 & k_{d2,1} & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 \\
\vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \dots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\
-k_{dm,1} & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & k_{dm,1} & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 \\
0 & -k_{d1,2} & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & k_{d1,2} & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 \\
0 & -k_{d2,2} & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & k_{d2,2} & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 \\
\vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \dots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\
0 & -k_{dm,2} & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & k_{dm,2} & \dots & 0 & 0 & \dots & 0 \\
\vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\
0 & 0 & \dots & -k_{d1,n} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & k_{d1,n} & 0 & \dots & 0 \\
0 & 0 & \dots & -k_{d2,n} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & k_{d2,n} & \dots & 0 \\
\vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\
0 & 0 & \dots & -k_{dm,n} & 0 & 0 & \dots & 0 & 0 & 0 & \dots & 0 & \dots & 0 & 0 & \dots & k_{dm,n}
\end{bmatrix} \quad (54)$$

4.5 ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO UTILIZADO

O *Whale Optimization Algorithm* (WOA) é um algoritmo Meta-Heurístico que se baseia no comportamento de caça das baleias jubarte. De modo geral, as baleias jubarte caçam a presa através da formação de bolhas ao mesmo tempo que se direcionam as mesmas através de movimentos em espiral, conforme a Figura 20.

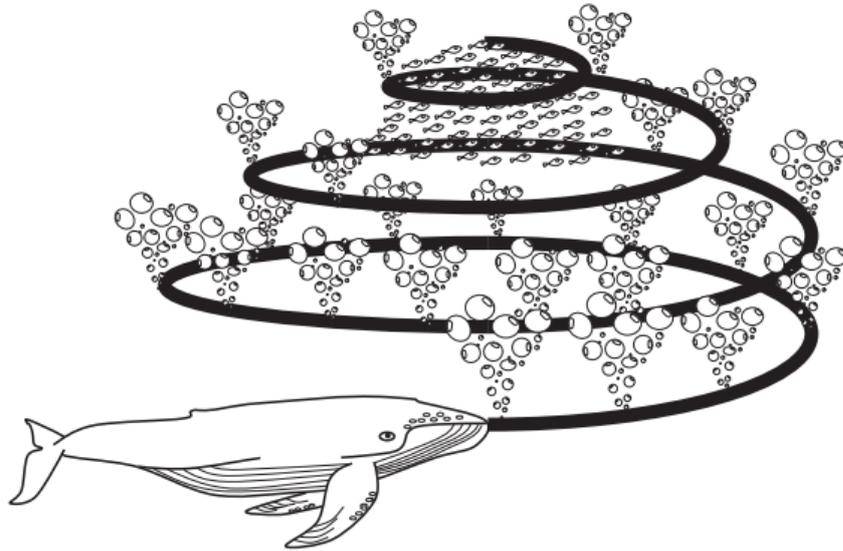


Figura 20: Comportamento das baleias em busca de alimento. (Mirjalili e Lewis, 2016)

Assim como acontece em outros algoritmos evolutivos, o WOA inicia o seu processo de busca através da geração aleatória de uma população inicial de candidatos (baleias) delimitados pelo espaço de projeto definido pelo usuário da técnica. Para atualizar essa população em cada geração, o WOA aplica três operadores, a saber, o de presas circundantes, o de neutralização das bolhas e o de busca por presas. Ao final da aplicação dos operadores uma nova população é formada (Mundim Filho, 2018).

A nova população é formada a partir da população anterior e por novos candidatos gerados a partir destes operadores. Criada a população, a solução ótima é dada como o melhor candidato desta população, gerando uma nova população ao redor do valor ótimo. Tal procedimento é repetido até um critério de parada definido, geralmente o número de repetições deste procedimento, que é definido pelo programador antes das simulações.

O operador de presas circundantes se baseia no fato de que as baleias podem localizar as presas e cercá-las. Como a posição ótima não é conhecida a priori, o algoritmo assume que a melhor solução candidata atual é a presa-alvo ou está perto do ótimo. Depois que o melhor agente de pesquisa é definido, os outros agentes de pesquisa irão atualizar suas posições em função da posição do melhor agente de pesquisa, a partir da equação 55:

$$X(i+1) = X^*(i) - A|CX^*(i) - X(i)| \quad (55)$$

Onde i representa a geração corrente, X^* representa a melhor solução obtida até a presente geração e X é o vetor que caracteriza a posição atual. O parâmetro A é definido como sendo igual a $2ar - a$, onde a decresce linearmente de dois à zero ao longo das gerações e r é um número aleatório entre zero e um. O parâmetro C é definido como $2r$, sendo este r também aleatório entre 0 e 1 e não necessariamente igual ao r do parâmetro A .

A Figura 21 mostra como são gerados novos pontos ao redor da presa alvo para um problema bidimensional:

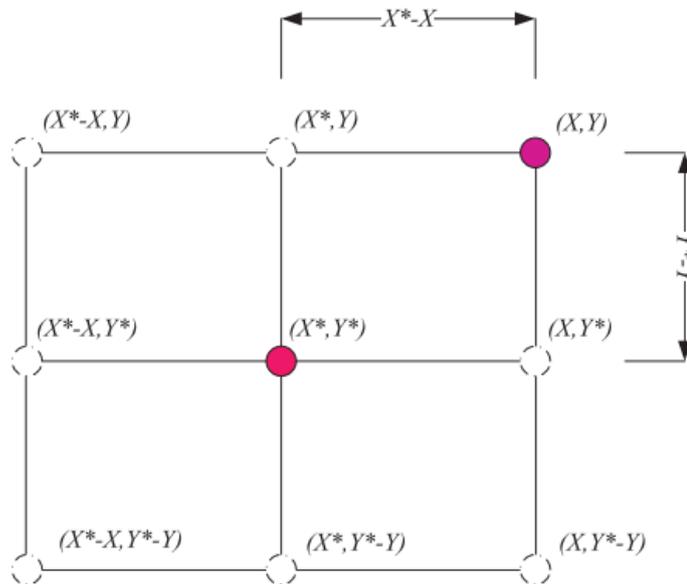


Figura 21: Vetor posição e sua possível localização próxima. (Mirjalili e Lewis, 2016)

Diferentes posições ao redor da posição do melhor agente podem ser alcançadas através do ajuste dos valores dos vetores A e C . Estes mesmos conceitos podem ser aplicados a n dimensões, gerando assim movimentos dos agentes de pesquisa em hipercubos em torno da melhor solução.

Terminado o operador de presas circundantes, o algoritmo parte para o operador de neutralização de bolhas, que consiste no movimento muito próximo a uma espiral das baleias para reduzir a distância até as presas. Este movimento é realizado no algoritmo através de apenas um dos dois movimentos a seguir, escolhido de maneira aleatória: o encolhimento

encurvado (*Shrinking encircling mechanism*) que é representado pelo decréscimo do parâmetro A , sendo a um valor aleatório entre $-a$ e a . A Figura 22 mostra as possíveis posições que podem ser alcançadas num espaço 2D:

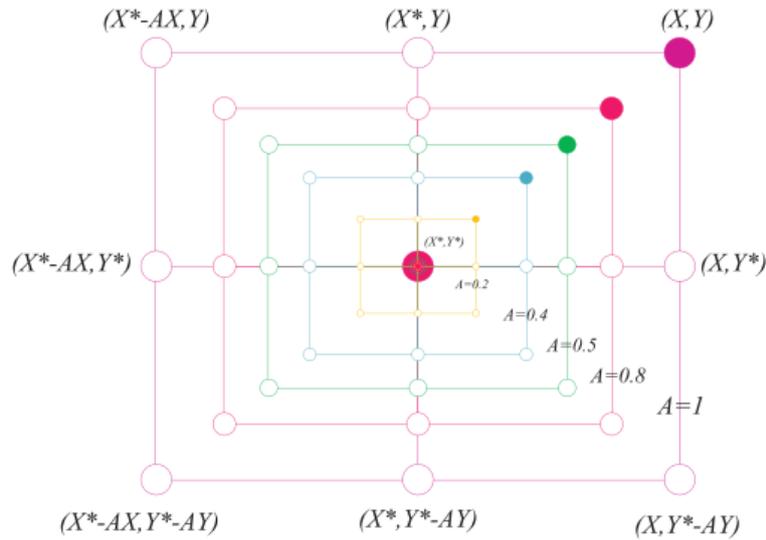


Figura 22: Mecanismo de encolhimento encurvado. (Mirjalili e Lewis, 2016)

O segundo movimento é o posicionamento em espiral (*Spiral updating position*), que gera uma nova posição utiliza a seguinte equação para imitar o movimento em espiral das baleias:

$$\vec{X}(t+1) = \vec{D}' \cdot e^{bl} \cdot \cos(2\pi l) + \vec{X}^*(t) \quad (56)$$

Em que $\vec{D}' = \left| \vec{X}^*(t) - \vec{X}(t) \right|$, que indica a posição da i -ésima baleia até a presa, b é a constante para definir a forma do logaritmo espiral, e l é um número aleatório entre $[-1, 1]$. Vale ressaltar que todas as multiplicações nestes procedimentos de cálculo são multiplicações elemento por elemento, e não multiplicações matriciais. A Figura 23 mostra as possíveis posições através do posicionamento em espiral:

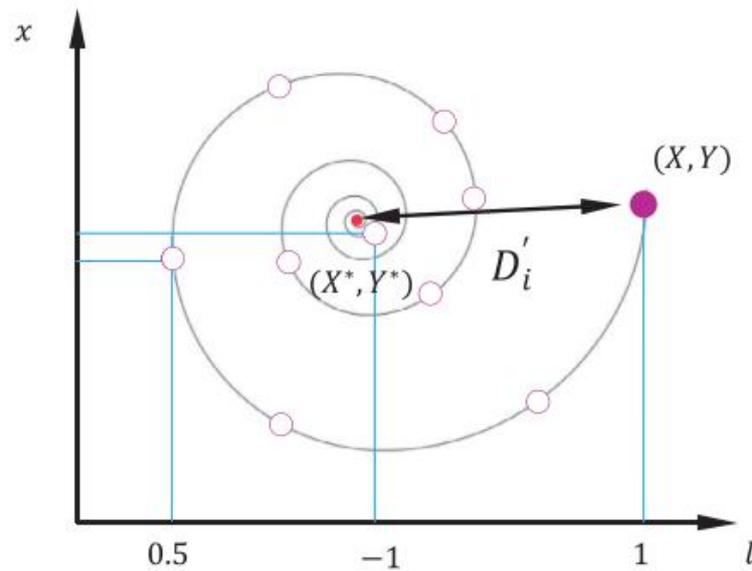


Figura 23: Atualização de posição em espiral. (Mirjalili e Lewis, 2016)

Conforme mencionado anteriormente, somente um dos movimentos é realizado, sendo este escolhido de maneira aleatória. Para realizar esta escolha, o algoritmo usa de uma variável p , que pode assumir valores aleatórios entre 0 e 1. Caso este valor seja menor que 0,5, é realizado o encolhimento curvado, e para valor maior ou igual a 0,5 é realizado o movimento espiral.

O último operador é o de busca pela presa (*Search for prey*) que permite melhorar as chances de o algoritmo chegar na solução global, fazendo com que as baleias se movam para locais distantes do ponto de referência, fugindo assim de um possível ponto ótimo local. Este operador utiliza a mesma forma de cálculo do operador de presas circundantes, com a diferença de que em vez de atualizar a posição da baleia a partir da melhor geração corrente, a posição é atualizada a partir de qualquer outra baleia de forma aleatória. Matematicamente falando, o operador é calculado através da equação 57:

$$X(i+1) = \overrightarrow{X_{rand}} - A \left| C \overrightarrow{X_{rand}} - \overrightarrow{X} \right| \quad (57)$$

Em que X_{rand} representa um candidato escolhido de maneira aleatória dentre todos os indivíduos da população e A é um valor aleatório, que neste caso $A > 1$ para ser realizada a

análise global, lembrando que no operador de presas circundantes este valor era compreendido entre -1 e 1 (Figura 24).

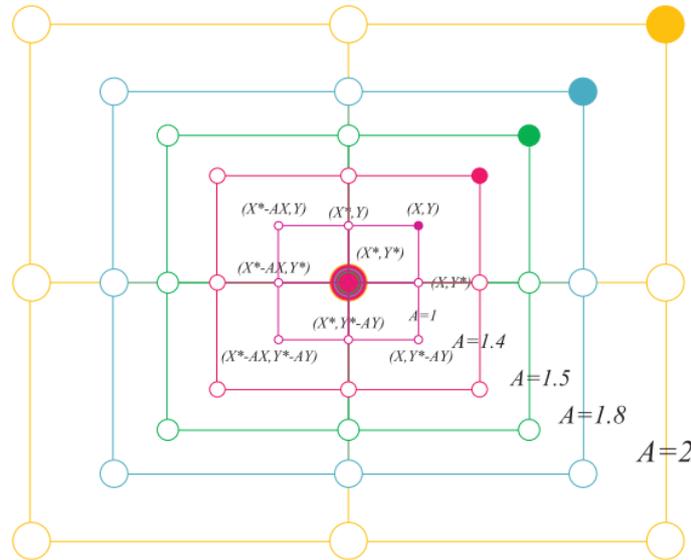


Figura 24: Mecanismo de exploração implementado no WOA. X^* é um agente de pesquisa escolhido randomicamente. (Mirjalili e Lewis, 2016)

O pseudocódigo do algoritmo criado por Mirjalili e Lewis (2016) é adaptado na Figura 25:

Inicializa a população de baleias $X_i (i = 1, 2, \dots, n)$
 Avalia-se a população em relação a função objetivo
 X^* = Melhor agente de pesquisa
Enquanto ($t <$ número máximo de iterações)
 Para cada agente de pesquisa
 Atualiza a , A , C , l e p
 Se ($p < 0,5$)
 Se ($|A| < 1$)
 Atualiza a posição do agente de pesquisa corrente de acordo com (2.1)
 Mas se ($|A| > 1$)
 Seleciona um agente de pesquisa aleatório (X_{rand})
 Atualiza a posição do agente de pesquisa de acordo com (2.3)
 Fim se
 Mas se ($p \geq 0,5$)
 Atualiza a posição do agente de pesquisa de acordo com (2.2)
 Fim se
 Fim para
 Verificar se algum agente de pesquisa foi além do espaço de pesquisa e altere-o
 Avalia-se a população em relação a função objetivo
 Atualiza X^* se existir solução melhor
 $t = t + 1$
Fim enquanto
 Retorne X^*

Figura 25: Pseudocódigo do algoritmo WOA (Adaptado de Mirjalili e Lewis, 2016)

5 APLICAÇÕES PRÁTICAS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo apresentar-se-á o exemplo estudado neste trabalho, de acordo com as metodologias e conceitos apresentados em capítulos anteriores desta dissertação. Trata-se da adaptação de um edifício real de concreto armado localizado na cidade de Belém, estado do Pará, com 42 pavimentos e 4 vãos de vigas.

5.1 ESTRUTURA A ANALISAR

A estrutura adaptada é mostrada na Figura 26:

Trata-se de uma estrutura de concreto armado de 42 pavimentos, com coeficiente de Poisson igual a 0,2 e massa específica de 2500 kg/m³, com módulo de elasticidade calculado de acordo com a NBR 6118 (2014) que diz que na falta de dados experimentais, o módulo de elasticidade pode ser estimado através da equação 58:

$$E = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (58)$$

Onde f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, neste caso igual a 35 MPa. A altura total da estrutura é de 105,38 metros, com 324 barras, modeladas no *Octave* utilizando o elemento de barra de pórtico plano 2D com 2 nós e 3GDL por cada nó. São 185 nós e conseqüentemente 555 graus de liberdade. As seções das barras são retangulares, com dimensões conforme explicita a Tabela 3.

Tabela 3: Propriedades geométricas da estrutura

Barras	Dimensões(cm)	Área(m²)	I(m⁴)
1 a 36 / 145 a 180	100x25	0,25	1,3e-3
37 a 72 / 109 a 144	120x25	0,30	1,56e-3
73 a 108	40x157	0,628	0,129
181 a 324	12x65	0,078	2,75e-3

A matriz de massa é do tipo consistente e para a matriz de amortecimento utiliza-se a Matriz de Amortecimento de Rayleigh, onde a razão de amortecimento crítico (ζ) foi especificada como 1% para os dois primeiros modos de vibração.

Desenvolveu-se uma rotina para o cálculo das frequências naturais da estrutura, e posteriormente foi realizada a comparação com o *software* comercial *Ansys Mechanical APDL*. Os resultados das 3 primeiras frequências naturais são mostrados na Tabela 4:

Tabela 4: Comparativo entre frequências naturais

Modo de vibração	Frequência <i>Octave</i> (Hz)	Frequência <i>Ansys</i> (Hz)	Erro (%)
1	0,3343	0,3343	0
2	1,0577	1,0577	0
3	1,9415	1,9409	0,03

Percebe-se que a rotina desenvolvida está validada a partir dos valores muito baixo de erro em comparação ao *software* comercial.

5.2 RESPOSTA DINÂMICA

O edifício estará sujeito à excitação dinâmica provocada pelo vento. A simulação da força do vento envolve a determinação de uma localidade, visto que a velocidade básica do vento altera conforme a localização. Portanto, para este caso foi escolhida a cidade de Belém, no estado do Pará, que de acordo com o mapa das isopletas da NBR 6123, possui a velocidade característica de projeto de 30m/s.

Foi considerada a categoria V de terreno conforme a ANBT NBR 6123/88. O coeficiente de arrasto utilizado foi 1,25, para ventos de baixa turbulência. O perfil da velocidade média encontra-se na Figura 27:

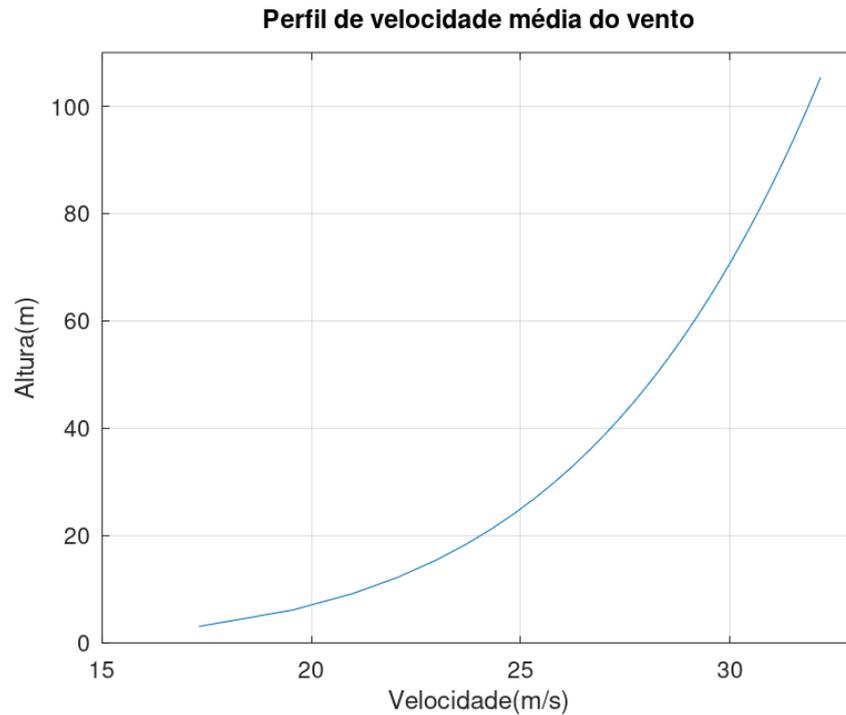


Figura 27: Perfil de velocidade média do vento para a estrutura estudada

Posteriormente a este processo partiu-se para modelar a excitação na estrutura. A componente flutuante do vento foi gerada através de uma simulação de vento artificial a partir do espectro de Harris, detalhada no item 4.2.2. O gráfico do espectro e o vetor da componente flutuante no tempo são apresentados nas Figuras 28 e 29, respectivamente:

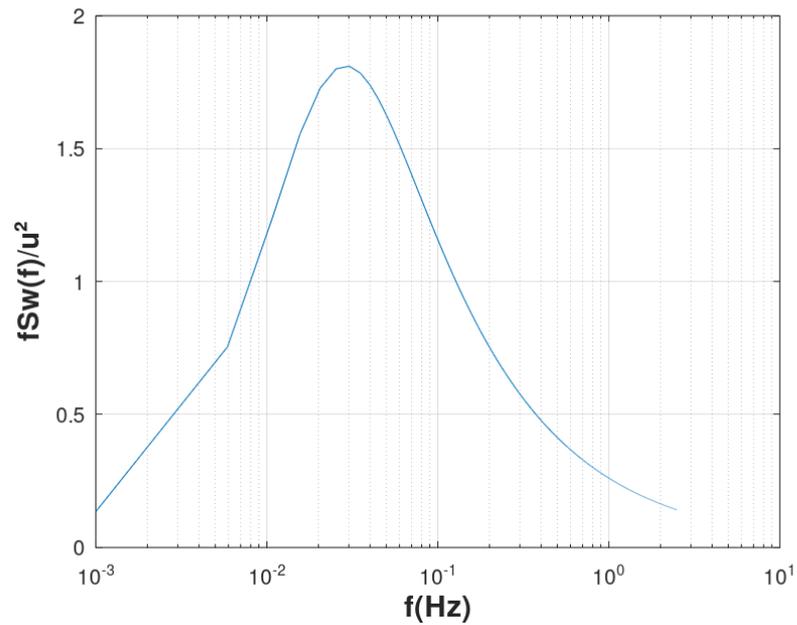


Figura 28: Espectro de potência gerado para o estudo

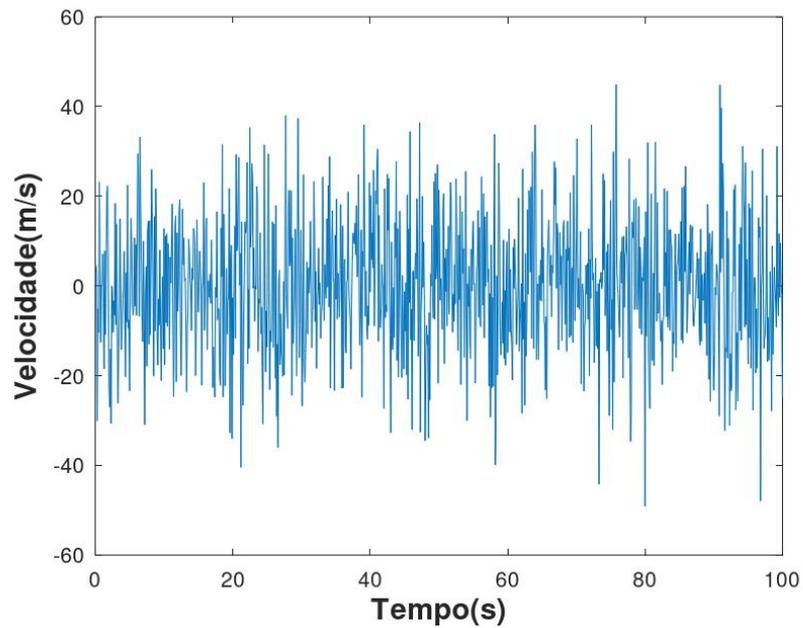


Figura 29: Componente flutuante para nó no topo da estrutura

A partir do comprimento de correlação, obtiveram-se as velocidades flutuantes em todos os nós da estrutura e posteriormente obteve-se o vetor de forças aplicadas no tempo para cada nó da estrutura, seguindo o procedimento explicado no Capítulo 4, de Metodologia. Um exemplo para um nó do topo é mostrado na Figura 30:

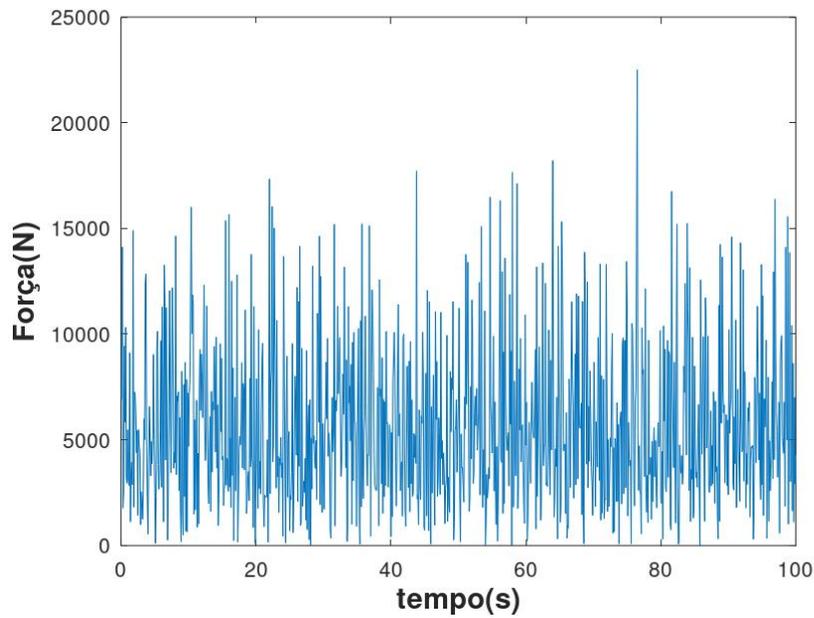


Figura 30: Vetor de forças aplicado no mesmo nó no topo da estrutura

Calculado o vetor de forças, parte-se para a resposta dinâmica propriamente dita (deslocamentos, velocidades e acelerações). Como explicado no Capítulo 4, a resposta foi obtida através do Método de Integração de *Newmark*, utilizando um passo de tempo $dt = 0,1s$ e 999 pontos de integração. Os resultados são exibidos nas Figuras 31, 32 e 33:

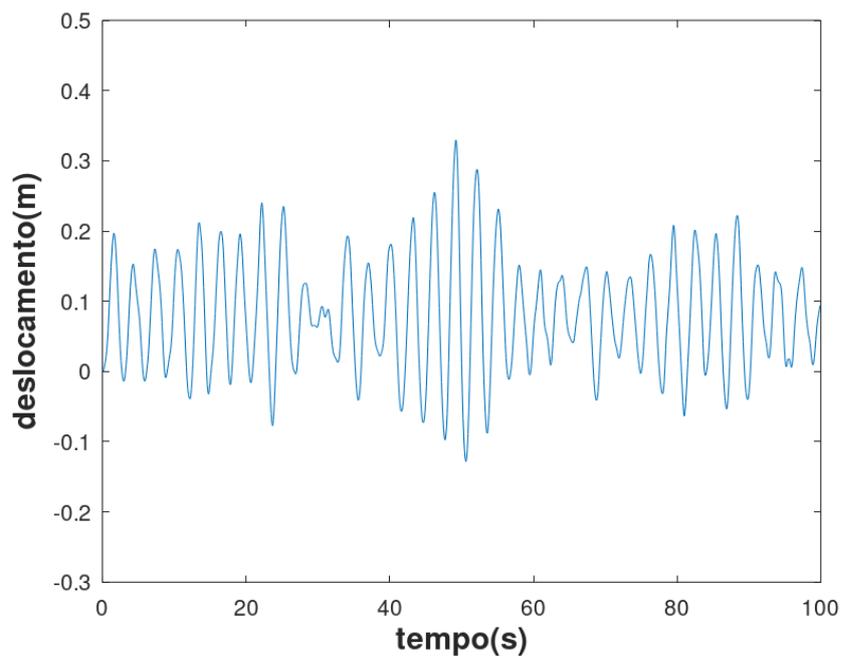


Figura 31: Deslocamento no topo da estrutura

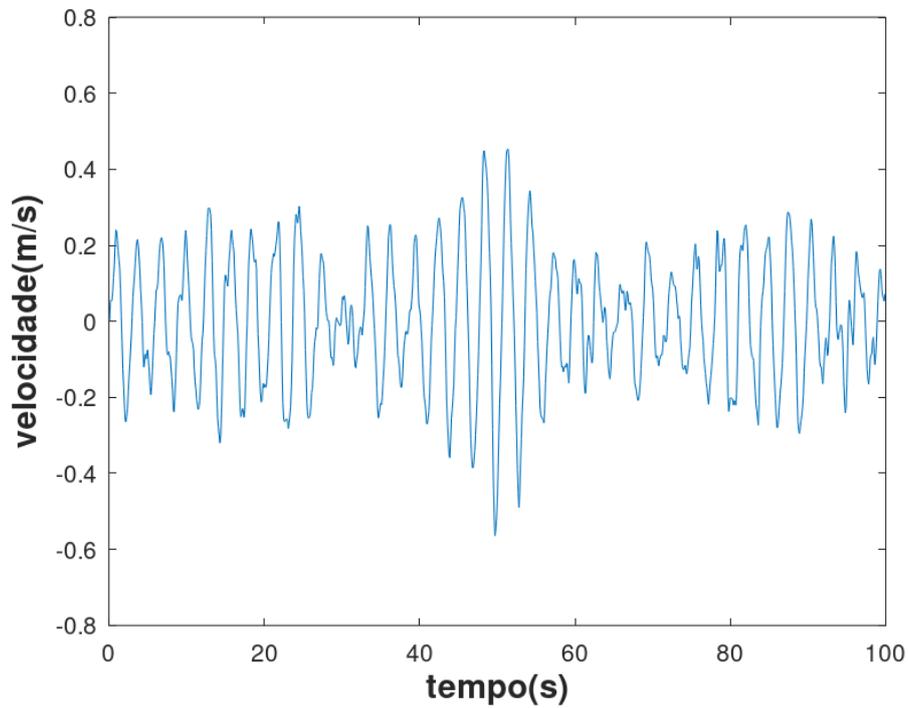


Figura 32: Velocidade no topo da estrutura

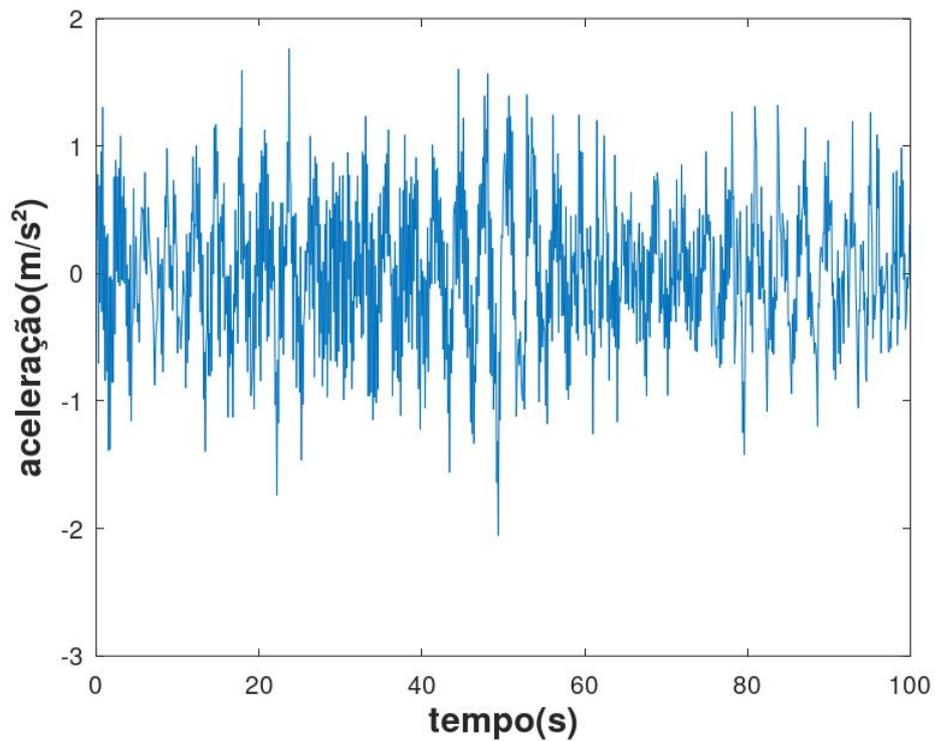


Figura 33: Aceleração no topo da estrutura

A partir das análises, obteve-se um deslocamento máximo no topo de aproximadamente 0,34m, para

situações em que não há dissipador de energia. Este valor é considerado alto para situações de projeto.

5.3 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DE OTIMIZAÇÃO

Diante de valores tão altos de deslocamentos, é fundamental redimensionar a estrutura de forma que ela atenda os valores de deslocamento máximo conforme códigos e normas apropriadas, sejam elas nacionais ou internacionais. Nesta dissertação, optou-se por utilizar como base a norma americana *ASCE/SEI 7-16* (2016), a qual de acordo com seu apêndice C, comenta que o valor máximo de deslocamento de uma estrutura é calculada conforme a equação 59:

$$d_{Máx} = \frac{H}{400} \quad (59)$$

Onde H é a altura total da edificação. Portanto, para este problema, a restrição de deslocamento máximo é de aproximadamente 0,26m.

Além do deslocamento máximo no topo da estrutura, também existem restrições de deslocamentos relativos entre pavimentos (*story drift*). De acordo com a norma americana, o *story drift* de cada pavimento não pode exceder 10mm (aproximadamente 3/8 de polegada). O *story drift* é calculado como a diferença entre o topo e a base de cada andar e é dado pela equação 60:

$$\Delta_h = h_i - h_{i-1} \quad (60)$$

As variáveis de projeto são as alturas das seções transversais das vigas e pilares, mantendo-se fixo os valores da base, totalizando 324 variáveis de projeto. Na prática da engenharia estrutural, é interessante manter vãos de vigas e pilares com mesmas dimensões, facilitando o processo de construção da estrutura.

Portanto, optou-se por agrupar pilares e vigas em grupos com mesmo valor de seção transversal, por exemplo, um pilar terá a mesma dimensão até a metade da altura do edifício, enquanto a metade superior terá um valor menor ou igual à metade inferior. Para esta simulação, esse agrupamento reduz o número de variáveis de projeto de 36 para 2 no caso de um pilar isolado.

Para as vigas, optou-se por manter todas as vigas de um mesmo pavimento com o mesmo valor de seção transversal. Conseqüentemente, um problema de otimização com 324 variáveis de projeto foi reduzido para 46 variáveis, o que acelera o processo de otimização. A distribuição de variáveis foi esquematizada conforme Figura 34.

Além das alturas das barras, os valores de amortecimento e rigidez de cada AMS também são inseridos como variáveis de projeto no problema de otimização. Os limites laterais estão na Tabela 5:

Tabela 5: Limites laterais das variáveis de projeto

Variáveis de projeto	Limite inferior	Limite superior
x1/x3/x5/x7/x9 (cm)	80	157
x2/x4/x6/x8/x10 (cm)	20	80
x11 a x46 (cm)	12	100
Rigidez do AMS (N/m)	0	1,955e4
Amortecimento do AMS (Ns/m)	0	391,08

A função objetivo consiste no volume da estrutura de concreto, calculado conforme a equação 61:

$$V_{est} = \sum_{i=1}^{n_{barras}} L_i A_i \quad (61)$$

Onde L e A são os comprimentos e área de cada barra, respectivamente.

Portanto, o problema de otimização é formulado da seguinte maneira:

- Encontrar: $X_i = (h_i)$ sendo $i = 1, 2, \dots, 46$

- Encontrar: $T_i = (k_i, c_i)$ sendo $i = 1, 2, \dots, N_{AMS}$
- Minimizar $V_{est} = \sum_{i=1}^{n_{barras}} L_i A_i$
- Submetido à $d_{Máx} \leq 0,26m$ e $\Delta_h = h_i - h_{i-1} \leq 10mm$

Sendo X_i o vetor das alturas das vigas e T_i o vetor de rigidez e amortecimento do AMS, quando a estrutura possuir.

	x46	x46	x46	x46	
x2	x45	x4 x45	x6 x45	x8 x45	x10
x2	x44	x4 x44	x6 x44	x8 x44	x10
x2	x43	x4 x43	x6 x43	x8 x43	x10
x2	x42	x4 x42	x6 x42	x8 x42	x10
x2	x41	x4 x41	x6 x41	x8 x41	x10
x2	x40	x4 x40	x6 x40	x8 x40	x10
x2	x39	x4 x39	x6 x39	x8 x39	x10
x2	x38	x4 x38	x6 x38	x8 x38	x10
x2	x37	x4 x37	x6 x37	x8 x37	x10
x2	x36	x4 x36	x6 x36	x8 x36	x10
x2	x35	x4 x35	x6 x35	x8 x35	x10
x2	x34	x4 x34	x6 x34	x8 x34	x10
24	x33	x4 x33	x6 x33	x8 x33	x10
x2	x32	x4 x32	x6 x32	x8 x32	x10
x2	x31	x4 x31	x6 x31	x8 x31	x10
x2	x30	x4 x30	x6 x30	x8 x30	x10
x2	x29	x4 x29	x6 x29	x8 x29	x10
x2	x28	x4 x28	x6 x28	x8 x28	x10
x1	x27	x3 x27	x5 x27	x7 x27	x9
x1	x26	x3 x26	x5 x26	x7 x26	x9
x1	x25	x3 x25	x5 x25	x7 x25	x9
x1	x24	x3 x24	x5 x24	x7 x24	x9
x1	x23	x3 x23	x5 x23	x7 x23	x9
x1	x22	x3 x22	x5 x22	x7 x22	x9
x1	x21	x3 x21	x5 x21	x7 x21	x9
x1	x20	x3 x20	x5 x20	x7 x20	x9
x1	x19	x3 x19	x5 x19	x7 x19	x9
x1	x18	x3 x18	x5 x18	x7 x18	x9
x1	x17	x3 x17	x5 x17	x7 x17	x9
x1	x16	x3 x16	x5 x16	x7 x16	x9
x1	x15	x3 x15	x5 x15	x7 x15	x9
x1	x14	x3 x14	x5 x14	x7 x14	x9
x1	x13	x3 x13	x5 x13	x7 x13	x9
x1	x12	x3 x12	x5 x12	x7 x12	x9
x1	x11	x3 x11	x5 x11	x7 x11	x9
x1	x10	x3 x10	x5 x10	x7 x10	x9

Figura 34: Variáveis de projeto do problema de otimização

Para situações em que os deslocamentos ultrapassam as restrições de projeto, foi criada uma função de penalidade, que multiplica o valor da função objetivo por um valor infinito. Automaticamente, o algoritmo de otimização descarta esta solução, e parte em busca de outros valores de variáveis de projeto.

Montado o problema de otimização, foram propostos 4 cenários de controle da estrutura, buscando a melhor performance da mesma com o menor volume de concreto possível. A escolha desses cenários foi baseada na literatura existente, sendo as formas de utilização mais utilizadas dos atenuadores:

- Cenário 1: Otimização da estrutura, sem presença de atenuadores;
- Cenário 2: Otimização com um AMS no topo da edificação;
- Cenário 3: Otimização com dois AMS no topo da edificação; e
- Cenário 4: Otimização com dois AMS, um no topo da edificação e outro no andar subsequente (penúltimo andar).

5.4 CENÁRIOS DE OTIMIZAÇÃO

5.4.1 Cenário 1

O primeiro cenário consiste em otimizar a estrutura a partir da altura das seções transversais das barras, sem a presença de AMS, sob excitação dinâmica devido ao vento. Para isso, utiliza-se o algoritmo de otimização WOA, descrito em 4.5.

Foram utilizados 30 agentes de pesquisa e 900 iterações. Estes números de agentes de pesquisa e iterações foram utilizados a partir de uma calibração do algoritmo, verificando o comportamento do mesmo com 5, 10, 15, até 50 agentes de pesquisa. Percebeu-se que com no máximo 25 agentes os problemas de otimização já apresentavam convergência, portanto a escolha de 30 agentes foi satisfatória.

Devida à natureza probabilística do algoritmo de otimização, foram realizadas 10 simulações independentes e calculada a média dos resultados. O número de iterações necessárias foi avaliado através da curva de iteração versus volume de concreto (Figura 35),

percebendo-se que a partir da iteração 10 já ocorre a convergência do valor. Porém, utiliza-se as 30 iterações para garantir que todas as simulações estão no valor ótimo.

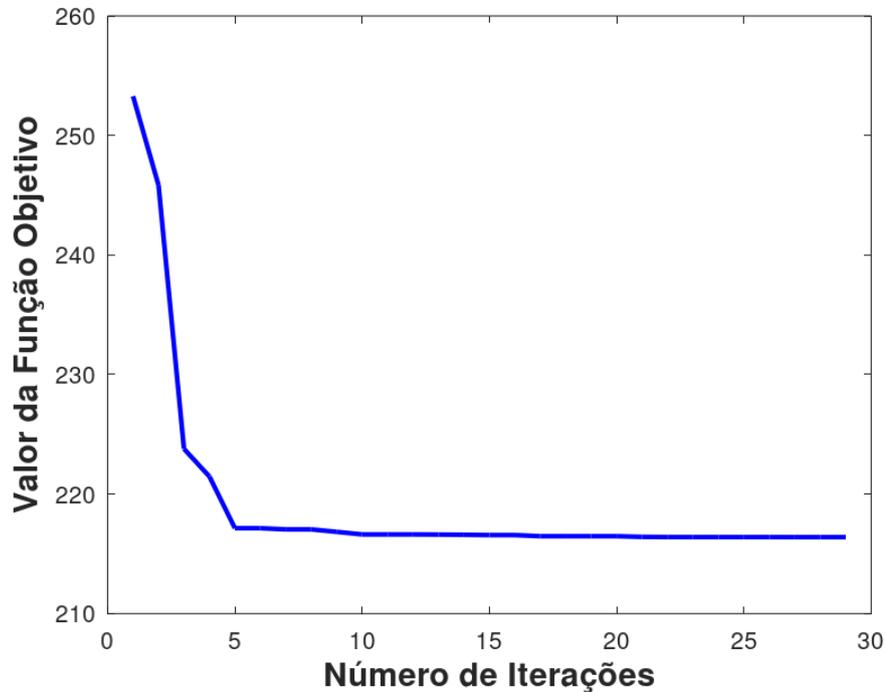


Figura 35: Curva de convergência de uma das simulações do algoritmo de otimização

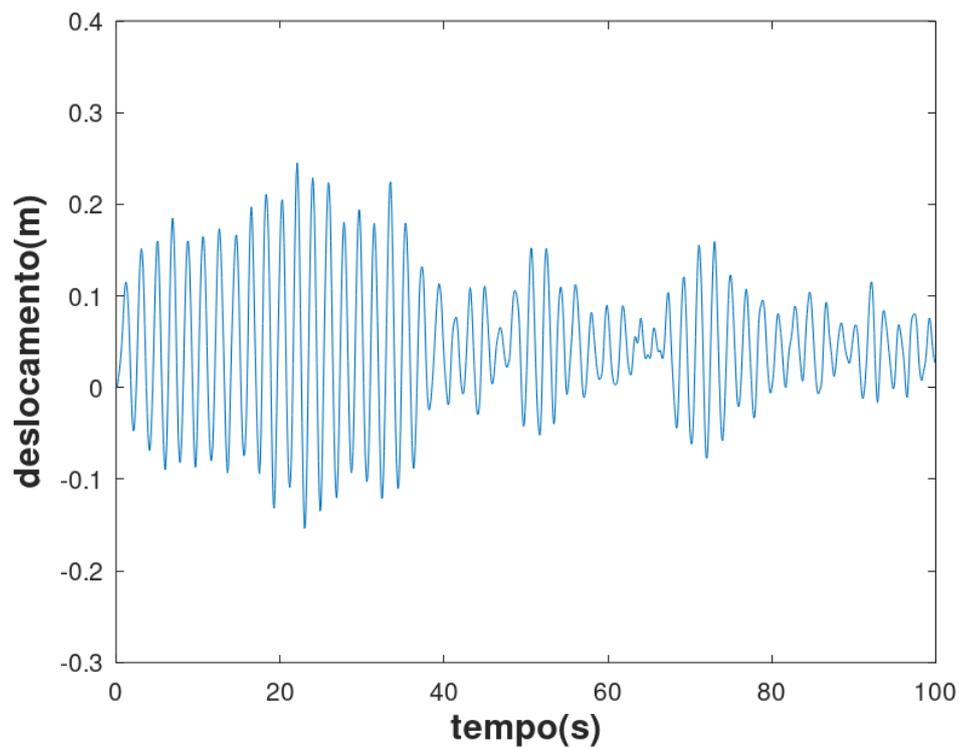
Foram realizadas 10 simulações e calculada a média dos resultados. Os valores estão listados na Tabela 6.

Percebe-se que a partir do processo de otimização foi possível reduzir o volume de concreto da estrutura original em aproximadamente 14,33%. Para verificar se o algoritmo de otimização estava atendendo às restrições de deslocamento máximo de projeto, foram utilizadas as alturas das barras dadas pelo algoritmo em uma das simulações, e realizou-se novamente a análise dinâmica, comparando o deslocamento no topo otimizado com o deslocamento no topo sem otimização. Os resultados estão na Figura 36.

Percebe-se a partir da Figura 36, que o valor máximo de deslocamento é de aproximadamente 0,24m, ou seja, menor que o limite de 0,26 m exigido pela norma americana, comprovando a eficácia do algoritmo de otimização.

Tabela 6: Comparativo entre valores de volume de concreto das simulações do cenário 1

Modelo	Volume de concreto(m ³)	Volume médio (m ³)
Original	260,72	260,72
Otim. 1	226,14	223,37
Otim.2	219,22	
Otim.3	232,26	
Otim.4	230,61	
Otim.5	229,1	
Otim.6	217,98	
Otim.7	225,39	
Otim.8	215,72	
Otim.9	213,49	
Otim.10	223,75	

**Figura 36:** Deslocamento no topo da estrutura otimizada

É importante ressaltar que além de ter conseguido levar o edifício para um valor de deslocamento máximo dentro do limite aceitável em norma (reduziu de 0,34m para 0,24m), ainda foi reduzido o volume de concreto da estrutura.

5.4.2 Cenário 2

Neste cenário, inseriu-se um AMS no topo da estrutura, conectado ao nó 183 do modelo estrutural. 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.

Diferente do cenário 1, o cenário 2 tem mais duas variáveis de projeto, que são a rigidez e amortecimento do AMS. Todas as outras considerações são idênticas ao cenário 1. A massa do AMS foi adotada como 3% da massa da estrutura, conforme recomendado na bibliografia, resultando em cerca de 20 toneladas.

Assim como no caso anterior, o número de iterações foi avaliado através da convergência da resposta ótima dos problemas, e percebe-se que a partir da 12ª iteração já se tem o resultado estabilizado (Figura 37):

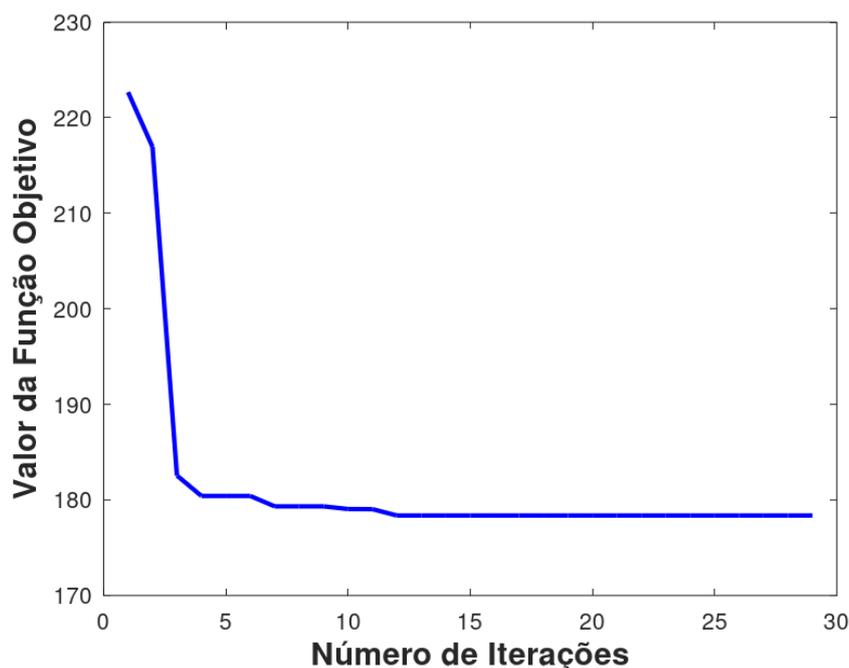


Figura 37: Curva de convergência para o cenário 2

Os resultados são expostos na Tabela 7:

Tabela 7: Comparativo entre valores de volume de concreto das simulações do cenário 2

Modelo	Volume de concreto(m³)	Volume médio (m³)
Original	260,72	260,72
Otim. 1	187,88	199,38
Otim.2	178,36	
Otim.3	201,16	
Otim.4	205,38	
Otim.5	212,44	
Otim.6	199,11	
Otim.7	201,5	
Otim.8	206,42	
Otim.9	203,4	
Otim.10	189,1	

Percebe-se que a simulação com AMS atingiu valores aproximadamente 11% menores de volume de concreto do que a simulação do cenário 1, e aproximadamente 23,59% menores que o volume original da estrutura, respeitando os valores máximos de deslocamento no topo e deslocamento relativo entre pavimentos (*drift*).

Tal comportamento é fundamentado de acordo com a literatura existente, mostrando que a inserção de AMS no topo de edificações, com seus devidos parâmetros otimizados, reduzem a amplitude de deslocamentos devido à excitação dinâmica do vento, podendo, com isso, ser reduzido o volume de concreto da estrutura sem ultrapassar o limite de deslocamento normativo.

As propriedades médias do AMS calculadas pelo algoritmo são mencionadas na Tabela 8:

Tabela 8: Parâmetros do AMS obtidos pela otimização

Parâmetros	Valor médio
Rigidez (N/m)	8315,12
Amortecimento (Ns/m)	97,93

5.4.3 Cenário 3

No cenário 3, foram inseridos dois AMS à estrutura, equivalentemente ao cenário 2, no último andar do edifício, nos nós 182 e 184.

O projeto ótimo dos dissipadores é realizado para a razão de massa definida no cenário 2, ou seja, uma massa total de 3% (1,5% para cada um dos 2 AMS). Isto é, o valor resultante de aproximadamente 20 toneladas é dividido de forma igualitária entre cada AMS considerado em cada análise vigente. Os parâmetros do WOA permaneceram os mesmos do cenário anterior para todas as análises realizadas nesse terceiro cenário.

Assim como no caso anterior, o número de iterações foi avaliado através da convergência da resposta ótima dos problemas (Figura 38), sendo possível verificar que a convergência foi atingida na 13ª iteração, porém sendo importante realizar todas as 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.

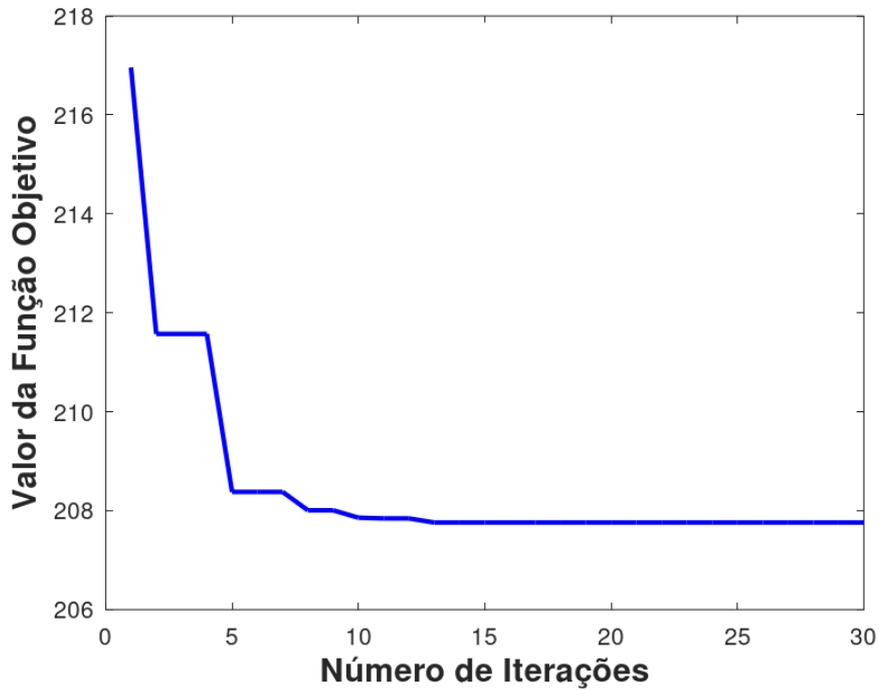


Figura 38: Curva de convergência para o cenário 3

Os valores de volume de concreto obtidos nas simulações estão expostos na Tabela 9:

Tabela 9: Comparativo entre valores de volume de concreto das simulações do cenário 3

Modelo	Volume de concreto(m ³)	Volume médio (m ³)
Original	260,72	260,72
Otim. 1	192,63	207,32
Otim.2	214,17	
Otim.3	201,96	
Otim.4	199,67	
Otim.5	207,76	
Otim.6	216,62	
Otim.7	202,3	
Otim.8	214,37	
Otim.9	203,4	
Otim.10	205,6	

Percebe-se, a partir dos resultados da tabela, que o valor médio de volume de concreto do processo de otimização é ligeiramente maior que o valor médio do cenário anterior, com um único AMS no topo (aproximadamente 4%). Todavia, esta otimização permitiu uma redução de volume de concreto de 20,48% em relação à estrutura original, economia significativa em construção.

Os valores de rigidez e amortecimento dos AMS estão na Tabela 10:

Tabela 10: Parâmetros dos dois AMS obtidos pela otimização

Parâmetros	Valor médio
Rigidez do AMS 1 (N/m)	13798,07
Amortecimento do AMS 1 (Ns/m)	210,92
Rigidez do AMS 2 (N/m)	5418,04
Amortecimento do AMS 2 (Ns/m)	169,61

Percebe-se uma diferença considerável entre as características dos dois 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, portanto, para esta simulação, o cenário com somente um AMS no topo se torna mais eficiente.

5.4.4 Cenário 4

No último cenário, inseriu-se na estrutura dois AMS, um no último andar e outro no penúltimo, localizados nos nós 183 e 178. Novamente, o projeto ótimo dos dissipadores é realizado para a razão de massa definida no cenário 2, com valor de 3%, sendo esta massa dividida de maneira igual aos dois AMS. Os parâmetros do WOA permaneceram os mesmos do cenário anterior para todas as análises realizadas nesse quarto cenário.

Assim como no caso anterior, o número de iterações foi avaliado através da convergência da resposta ótima dos problemas (Figura 39), sendo possível verificar que a convergência foi atingida na 25ª iteração. A curva de convergência foi analisada em todas as simulações realizadas nessa pesquisa de forma a se garantir o projeto ótimo de cada situação.

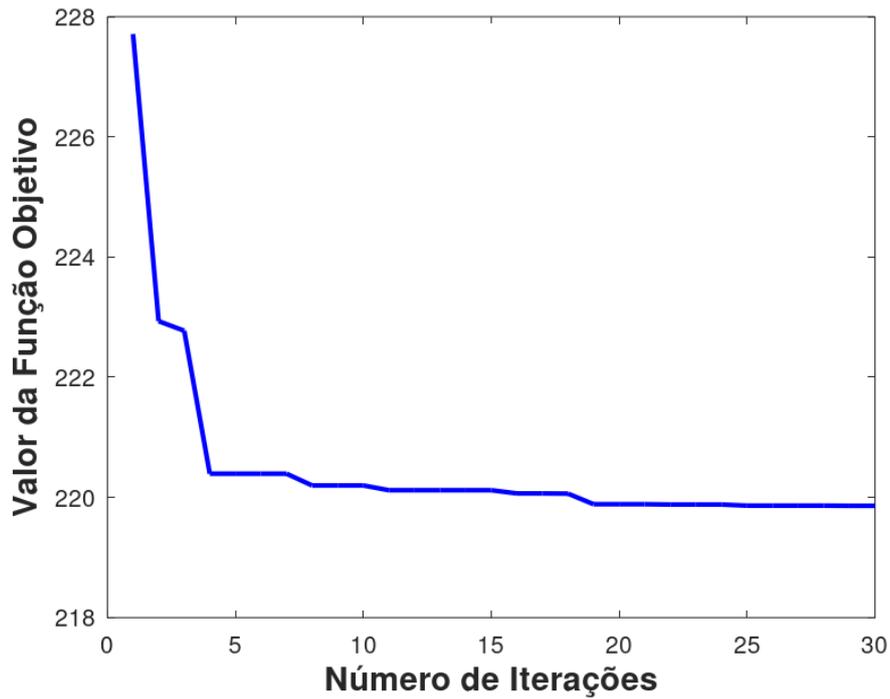


Figura 39: Curva de convergência para o cenário 4

Os valores de volume de concreto obtidos nas simulações estão expostos na Tabela 11:

Tabela 11: Comparativo entre valores de volume de concreto das simulações do cenário 4

Modelo	Volume de concreto(m³)	Volume médio (m³)
Original	260,72	260,72
Otim. 1	214,63	209,21
Otim.2	219,86	
Otim.3	202,25	
Otim.4	213,93	
Otim.5	204,63	
Otim.6	202,3	
Otim.7	205,62	
Otim.8	210,13	
Otim.9	216,94	
Otim.10	201,78	

A partir da tabela, percebe-se que os resultados de volume de concreto são muito similares aos resultados do cenário 3, que também utiliza 2 AMS, com diferença de apenas 2% nos volumes médios. Conseqüentemente, houve redução de volume concreto em relação ao sistema original de aproximadamente 19,8%, valor interessante para a prática de engenharia.

Os valores de rigidez e amortecimento dos AMS estão na Tabela 12:

Tabela 12: Parâmetros dos dois AMS obtidos pela otimização

Parâmetros	Valor médio
Rigidez do AMS 1 (N/m)	10008,48
Amortecimento do AMS 1 (Ns/m)	191,52
Rigidez do AMS 2 (N/m)	5052,47
Amortecimento do AMS 2 (Ns/m)	190,18

Percebe-se, novamente, uma diferença considerável entre os valores de rigidez dos dois AMS. Entretanto, os valores de amortecimento são muito próximos, um ponto interessante para a instalação dos atenuadores.

Cabe ressaltar que, para todas as simulações realizadas com AMS, todas as restrições de deslocamento entre pavimentos (*story drift*) e deslocamento máximo no topo foram atendidas.

Dentre os 3 cenários com a presença de AMS, este foi o que apresentou o maior valor de volume médio, e o cenário 2 apresentando os menores valores de volume de concreto. De certa forma esperava-se que o cenário 2 fosse o melhor cenário, já que a solução com 1 AMS no topo é uma solução clássica e muito utilizada por pesquisadores. Entretanto, não era esperado que o cenário com 2 AMSs no topo com valores equivalentes de massa apresentasse resultados piores que o cenário 1.

Um resumo de todos os resultados está apresentado na Tabela 13:

Tabela 13: Resultados gerais dos processos de otimização

Simulação	Sem AMS	1 AMS	2 AMS (1 Andar)	2 AMS (2 Andares)
1	226,14	187,88	192,63	201,78
2	219,22	187,36	214,17	214,63
3	232,26	201,16	201,96	219,86
4	230,61	205,38	199,67	202,25
5	229,1	212,44	207,76	213,93
6	217,98	199,11	216,62	204,63
7	225,39	201,5	202,3	202,3
8	215,72	206,42	214,37	205,62
9	213,49	203,4	203,4	210,13
10	223,75	189,1	205,6	216,94
Média	223,37	199,38	207,32	209,21
Volume Inicial:	260,72			
Diferença (%)	14,33	23,53	20,48	19,76

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Nesta dissertação, foram apresentados procedimentos para a otimização de edifícios de concreto através de algoritmos Meta-Heurísticos, a partir de uma estrutura de pórtico plano de 42 pavimentos, totalizando aproximadamente 105 metros e 4 vãos de vigas, adaptado de uma estrutura real localizada em Belém-PA, suscetível às vibrações causadas pelo vento.

Foram criadas rotinas computacionais de análise dinâmica e simulação da força do vento (compreendendo a ação da turbulência atmosférica na direção do vento e sem se considerar os efeitos de vizinhança), assim como uma rotina para obtenção da resposta dinâmica a partir do método de integração de Newmark. Estas rotinas foram desenvolvidas em linguagem *Octave* e integradas ao algoritmo de otimização WOA.

Foram realizadas diversas simulações, e em todas elas obtiveram-se valores menores de volume de concreto em relação à estrutura inicial, o que mostra a eficiência do algoritmo de otimização utilizado neste trabalho.

Inicialmente, foi proposto um cenário sem atenuadores, com a otimização baseada somente nas áreas das barras do pórtico. Neste cenário, obteve-se uma redução de volume médio de concreto de aproximadamente 14%, atendendo todas as restrições de serviceabilidade propostas pela norma americana *ASCE/SEI 7-16* (2016), de deslocamento relativo entre pavimentos (*story drift*) e deslocamento máximo no topo.

Com o intuito de obter cenários diferentes para realizar comparações, foram inseridos na estrutura atenuadores de massa sintonizados (AMS), em diferentes quantidades e configurações. No cenário 2 inseriu-se um AMS no topo da estrutura, obtendo-se uma redução de aproximadamente 24% de volume em concreto, maior redução dentre todos os cenários.

No cenário 3, foram inseridos dois atenuadores no último andar da edificação, com propriedades equivalentes ao cenário 2. Os resultados mostraram uma redução de volume de concreto em aproximadamente 20%, valor menor do que o cenário 2, e com valores diferentes de rigidez e amortecimento pra cada AMS, o que pode encarecer o processo de instalação dos mesmos.

Por fim, no cenário 4, utilizaram-se dois atenuadores, um no penúltimo andar e um no último, com valores de massa equivalente ao cenário 2. Obteve-se uma redução de aproximadamente 20%, muito similar ao cenário 3. Além disso, as propriedades de rigidez de cada AMS são diferentes, o que pode encarecer o processo de instalação dos AMS.

Diante das simulações realizadas neste trabalho e dos resultados obtidos, percebe-se que o processo de otimização de estruturas de concreto através de algoritmos Meta-Heurísticos é satisfatório, trazendo bons resultados em relação ao volume de concreto (redução de até 24% em relação à estrutura original), e também em relação ao deslocamento máximo exigido pela norma, sendo atendida com o valor limite. Ou seja, o projeto original, além de ter um volume de concreto maior, não atendia os requisitos de deslocamentos máximos de normas, porém, após as otimizações propostas, em todos os cenários o volume de concreto foi reduzido e a estrutura passou a respeitar os limites de normas.

Em relação à inserção de AMS, todos os cenários de inserção são positivos e reduziram o volume de concreto em quantidade maior que a otimização sem AMS. Destaca-se a maior eficiência do cenário 2, que é o tipo de controle mais encontrado na literatura para reduzir amplitude de deslocamento de edificações. Os cenários 3 e 4 também são eficientes, apesar dos diferentes parâmetros de cada atenuador, que podem encarecer o processo de instalação dos AMS.

6.1 SUGESTÕES DE TRABALHOS

Esta pesquisa pode ser aprofundada com trabalhos futuros, sendo sugerido alguns outros tópicos a seguir:

- Analisar as acelerações da edificação, parâmetro este relacionado ao conforto dos usuários;
- Realizar o processo de otimização com variação de massa do AMS, dentro de limites utilizados na literatura, e verificar em qual razão de massa pode-se obter os melhores resultados de otimização;

- Criar mais cenários com MAMS, dispostos em quantidade e posição, e parâmetros definidos pelo algoritmo de otimização;
- Avaliar a confiabilidade, considerando incertezas, do projeto ótimo de MAMS para edifícios sob excitação do vento e determinar a probabilidade de falha da estrutura;
- Propor um modelo de pórtico espacial para o edifício, deixando o modelo adotado mais próximo da realidade.

7 REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures**. Reston, Virginia, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações: NBR 6123**. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento: NBR 6118**. Rio de Janeiro, 2014.

BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. 2^o ed. Porto Alegre: Editora UFRGS, 2005.

BLESSMANN, J. **O Vento na Engenharia Estrutural**. 2^o ed. Porto Alegre: Editora UFRGS, 2013.

ELIAS, S.; MATSAGAR, V. Research developments in vibration control of structures using passive tuned mass dampers. **Annual Reviews in Control**, v. 44, p. 129–156, 2017. Elsevier Ltd. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.arcontrol.2017.09.015>>. .

FADEL MIGUEL, L. F.; LOPEZ, R. H.; MIGUEL, L. F. F. Multimodal size, shape, and topology optimisation of truss structures using the Firefly algorithm. **Advances in Engineering Software**, v. 56, p. 23–37, 2013. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.advengsoft.2012.11.006>>. .

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

DEN HARTOG, J. P. **Mechanical Vibrations**. 4^o ed. New York: McGraw-Hill, 1956.

KAIMAL, J. C.; WYNGAARD, J. C.; IZUMI, Y.; COTÉ, O. R. Spectral characteristics of surface-layer turbulence. **Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society**, v. 98, n. 417, p. 563–589, 1972. Disponível em: <<https://rmets.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/qj.49709841707>>. .

LIU, Y.; WANG, K.; MERCAN, O.; CHEN, H.; TAN, P. Experimental and numerical studies

on the optimal design of tuned mass dampers for vibration control of high-rise structures. **Engineering Structures**, v. 211, n. September 2019, p. 110486, 2020. Elsevier. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110486>>. .

LONGARINI, N.; CABRAS, L.; ZUCCA, M.; CHAPAIN, S.; ALY, A. M. Structural Improvements for Tall Buildings under Wind Loads: Comparative Study. **Shock and Vibration**, v. 2017, 2017.

MIGUEL, L. F. F.; FADEL MIGUEL, L. F. Shape and size optimization of truss structures considering dynamic constraints through modern metaheuristic algorithms. **Expert Systems with Applications**, v. 39, n. 10, p. 9458–9467, 2012.

MIGUEL, L. F. F.; FADEL MIGUEL, L. F.; RIERA, J. D.; KAMINSKI, J.; RAMOS DE MENEZES, R. C. 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.

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

MUNDIM FILHO, O. G. **Projetos de sistemas de engenharia usando o Whale Optimization Algorithm**, 2018. Catalão: UFG 94f., Dissertação (Mestrado em Engenharia): Programa de Pós-Graduação em Modelagem e Otimização, Universidade Federal de Goiás, Catalão 2018.

OLIVEIRA, J. C. A. DE. **Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado**, 2009. Brasília: UNB 135f., Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

RAO, S. S. **Engineering Optimization: Theory and Practice**. 4^o ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2009.

RAO, S. S. **Mechanical Vibrations**. 5^o ed. New Jersey: Prentice Hall, 2011.

RASID, S. M. R.; MIZUNO, T.; ISHINO, Y.; 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. Elsevier Ltd. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.jsv.2018.09.037>>. .

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.

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

ROSSATO, B. B.; MIGUEL, L. F. F. OPTIMIZATION OF PARAMETERS OF TUNED MASS DAMPERS FOR USE IN TALL BUILDINGS SUBJECTED TO THE WIND ACTION. **XL CILAMCE: Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering**, p. 12, 2019.

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

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.

SOUZA, R. M. DE. **Notas de Aula Análise Estrutural Computacional: Método da Rigidez Direta para Análise de Treliças e Pórticos Planos**. Belém, 2012.

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

TAMURA, Y.; KAREEM, A. **Advanced structural wind engineering**. 2013.

THORNTON, C. H.; JOSEPH, L.; SCARANGELLO, T. Optimization of tall structures for wind loading. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, v. 36, n. 1–3, p. 235–244, 1990.

TROIAN, S. P. **Sobre a resposta estrutural dinâmica de uma torre estaiada de linha de transmissão submetida a ventos do tipo EPS**, 2018. Porto Alegre: UFRGS 206f., Dissertação (Mestrado em Engenharia): Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre 2018.

VARELA, W. D.; BATTISTA, R. C. Control of vibrations induced by people walking on large

span composite floor decks. **Engineering Structures**, v. 33, n. 9, p. 2485–2494, 2011. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.04.021>>. .

VENANZI, I.; MATERAZZI, A. L. Multi-objective optimization of wind-excited structures. **Engineering Structures**, v. 29, n. 6, p. 983–990, 2007.

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

YANG, J. N.; AGRAWAL, A. K.; SAMALI, B.; WU, J. C. A benchmark problem for response control of wind-excited tall buildings. **Proceedings of the International Modal Analysis Conference - IMAC**, v. 1, n. April, p. 151–157, 2004.

YANG, X.-S. **Engineering Optimization: An Introduction with Metaheuristic Applications**. New Jersey: John Wiley & Sons, 2010.