

Universidade Federal de Juiz de Fora
Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional

**Análise Numérica e Computacional de Sistemas de
Controle de Vibrações Estruturais Induzidas pela Ação do
Vento**

Por
Marcelo Ribeiro

Juiz de Fora
Setembro/2018

Marcelo Ribeiro

**Análise Numérica e Computacional de Sistemas de Controle de
Vibrações Estruturais Induzidas pela Ação do Vento**

Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do grau Doutor em Modelagem Computacional.

Orientador: Prof. D.Sc. Flávio de Souza Barbosa

Coorientadora: Prof.^a D.Sc. Patrícia Habib Hallak

Juiz de Fora
SETEMBRO/2018

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração automática da Biblioteca Universitária da UFJF, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Ribeiro, Marcelo.

Análise Numérica e Computacional de Sistemas de Controle de Vibrações Estruturais Induzidas pela Ação do Vento / Marcelo Ribeiro. -- 2018.

134 p. : il.

Orientador: Flávio de Souza Barbosa

Coorientadora: Patrícia Habib Hallak

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Juiz de Fora, ICE/Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional, 2018.

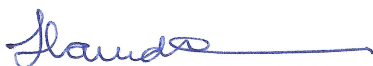
1. Controle de Vibrações. 2. Controle Ativo. 3. Controle Semiativo. 4. Vibrações Induzidas pelo Vento. 5. Fluidodinâmica Computacional. I. Barbosa, Flávio de Souza, orient. II. Hallak, Patrícia Habib, coorient. III. Título.

Marcelo Ribeiro

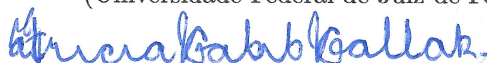
**Análise Numérica e Computacional de Sistemas de Controle de
Vibrações Estruturais Induzidas pela Ação do Vento**

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Modelagem Computacional da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do grau de Doutor em Ciências.

Aprovada em 28 de setembro de 2018 por::



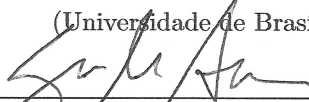
Prof. Flávio de Souza Barbosa, D.Sc. - Orientador
(Universidade Federal de Juiz de Fora)



Prof.^a Patrícia Habib Hallak, D.Sc. - Coorientadora
(Universidade Federal da Juiz de Fora)



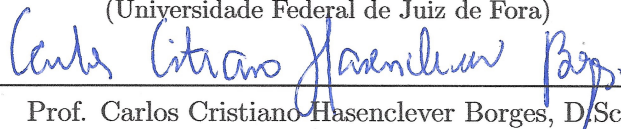
Prof.^a Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr. Ing.
(Universidade de Brasília)



Prof.^a Suzana Moreira Ávila, D.Sc.
(Universidade de Brasília)



Prof. Alexandre Abrahão Cury, Dr. Ing.
(Universidade Federal de Juiz de Fora)



Prof. Carlos Cristiano Hasenclever Borges, D.Sc.
(Universidade Federal de Juiz de Fora)

Juiz de Fora
Setembro/2018

O caminho do progresso não é nem fácil e nem rápido

Marie Curie

Dedico este trabalho à minha família.

Agradecimentos

Dedico meus sinceros agradecimentos:

– ao professor Flávio, pela orientação, incentivo e acima de tudo pelo companheirismo e amizade por todo o tempo de orientação, que fora iniciado há muito tempo a um jovem graduando na monitoria de Resistência dos Materiais;

– à professora Patrícia, por toda orientação, dedicação e por ter disponibilizado o programa CFD, que tornou este trabalho possível;

– à todos os professores integrantes da banca, os quais apresentaram significativas contribuições;

– aos colegas discentes, os quais contribuíram direta ou indiretamente com a produção desse trabalho e tornaram a experiência da pós-graduação um fase da vida que não se leva somente o título e o conhecimento adquirido, mas também momentos de distração e companheirismo;

– aos professores do Programa de Pós-Graduação em Modelagem Computacional, por todo conhecimento transmitido;

– à todos os servidores do PGMC, em especial os servidores Reginaldo, Renata, Natália, Andreia, Samantha e Maíra pela prestatividade de sempre;

– a todos amigos e familiares que contribuíram direta e indiretamente para que eu chegasse até aqui.

Resumo da Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Modelagem Computacional da UFJF como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

ANÁLISE NUMÉRICA E COMPUTACIONAL DE SISTEMAS DE CONTROLE DE VIBRAÇÕES ESTRUTURAIS INDUZIDAS PELA AÇÃO DO VENTO

Marcelo Ribeiro

Setembro/2018

Orientador : Prof. D.Sc. Flávio de Souza Barbosa

Coorientadora : Prof.^a D.Sc. Patrícia Habib Hallak

A construção de edifícios, especialmente os mais esbeltos, requer uma análise apurada do comportamento dinâmico da estrutura. Tais estruturas estão sujeitas a movimentos induzidos pelo vento, entre outras forças, o que pode causar efeitos indesejáveis como desconforto para os usuários ou até mesmo causar o colapso estrutural.

Neste cenário, os sistemas de controle estrutural são utilizados a fim de atenuar a vibração excessiva. Dentre estes sistemas, aqueles que utilizam respostas dinâmicas das estruturas para a determinação das forças de controle, de um modo geral, quando adequadamente construídos, têm um desempenho satisfatório.

Neste trabalho apresenta-se uma proposta para análise numérica de um modelo de sistema estrutural sujeito a forças dinâmicas de vento, onde as forças de excitação são obtidas por análise da fluidodinâmica computacional (CFD) bidimensional com modelo de turbulência LES e modelo de sub-malha implícito. As vibrações são controladas por meio de sistema de controle ativo (Controle Ótimo) e sistema de controle semiativo (Magnetorreológico).

Palavras chaves: Controle de Vibrações, Controle Ativo, Controle Semiativo, Magnetorreológico, Fluidodinâmica Computacional e Vibrações Induzidas pelo Vento.

Abstract of Doctoral Thesis presented to Programa de Pós-graduação em Modelagem Computacional of UFJF as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

NUMERICAL AND COMPUTATIONAL ANALYSIS OF CONTROL SYSTEMS OF
STRUCTURAL VIBRATIONS INDUCED BY WIND

Marcelo Ribeiro

September/2018

Advisor: Prof. D.Sc. Flávio de Souza Barbosa

Co-advisor: Prof.^a D.Sc. Patrícia Habib Hallak

The construction of buildings, especially the most slender, requires a detailed analysis of the structural dynamic behavior. Such structures are subject to movements induced by wind and other forces, which can cause undesirable effects such as discomfort for the user or even cause a structural collapse.

In this scenario, control systems are used to mitigate excessive vibration. Among these systems, those using dynamic responses of the structures to determine control forces, in general, when properly constructed, have satisfactory performance as control systems with feedback.

In this work, a numerical analysis of a structural model subject to dynamic wind forces has been proposed, where the excitation forces are obtained by bidimensional computational fluid dynamics (CFD) analysis with LES turbulence model with implicit sub-grid model. The vibrations are controlled by a active system (Optimal Control), and semi-active system (magnetorheological).

Keywords: Vibration Control System, Active Control, Computational Fluid Dynamics and Wind Induced Vibration.

Sumário

1	Introdução: Contextualização, Justificativa e Objetivos	1
1.1	Objetivos	5
1.1.1	Objetivos específicos	5
1.2	Organização do trabalho	6
2	Revisão Bibliográfica	8
	Conclusão do capítulo	23
3	Comportamento de estruturas sob a ação do vento	24
3.1	Vibrações induzidas pelo desprendimento cadenciado de vórtices . . .	25
3.1.1	Parâmetros adimensionais	25
3.1.2	Descrição do fenômeno de desprendimento cadenciado de vórtices	28
	Conclusão do capítulo	34
4	Fluidodinâmica Computacional	35
4.1	Aspectos Gerais	35
4.2	Simulação numérica de interação fluido-estrutura	37
4.3	Modelos de turbulência	41
4.3.1	Modelos DNS	42

4.3.2	Modelos RANS	42
4.3.3	Modelo LES	43
	Conclusão do capítulo	44
5	Dinâmica das Estruturas e Sistemas de Controle Estrutural	45
5.1	Dinâmica das estruturas	45
5.1.1	Equações diferenciais de equilíbrio para pórticos planos	48
5.1.2	Frequências naturais e modos de vibração	51
5.1.3	Equações de Estado	53
5.2	Sistemas de Controle Estrutural	55
5.2.1	Sistema de Controle Ativo	55
	Controle Ótimo:	56
5.2.2	Sistema de Controle Semiativo	59
	Amortecedores Magnetorreológicos (MR)	60
	Técnicas de Controle Semiativo adotadas	62
	Estratégia de Controle Semiativo	64
	Algoritmo <i>Clipped Optimal</i>	65
	Propriedades e parâmetros do amortecedor utilizado	67
	Conclusão do capítulo	68
6	Metodologia proposta	69
6.1	Exemplo base	71
6.1.1	Determinação do Modelo (1) e sua velocidade crítica - U_{crit}	72
6.1.2	Cálculo da força de interação fluido-estrutura generalizada $f_e(t_i)$	78
6.1.3	Cálculo das forças nodais de excitação - $\mathbf{f}_e(t_i)$	79

6.1.4	Determinação do Modelo (4)	79
6.1.5	Cálculo dos deslocamentos nodais da estrutura - $\mathbf{q}(t_i)$	81
6.1.6	Cálculo das forças de controle - $\mathbf{f}_c(t_i)$	82
6.1.7	Cálculo da força de controle generalizada - $f_c(t_i)$	82
6.2	Validação da metodologia apresentada	83
6.2.1	Comparação entre \mathbf{q}^{M_1} e \mathbf{q}^{M_4} sem controle de vibrações	83
6.2.2	Comparação entre \mathbf{q}^{M_1} e \mathbf{q}^{M_4} com sistema de controle de vibrações	85
	Conclusão do capítulo	86
7	Exemplos numéricos	88
7.1	Exemplo numérico 1	89
7.1.1	Resposta da estrutura sem controle de vibrações	91
7.1.2	Resposta da estrutura com controle ativo de vibrações	91
7.1.3	Resposta da estrutura com controle semiativo de vibrações	94
7.1.4	Análise dos resultados do Exemplo 1	98
	Análise dos resultados obtidos com controle ativo de vibrações	98
	Análise dos resultados obtidos com controle semiativo de vibrações	99
7.2	Exemplo numérico 2	99
7.2.1	Resposta sem controle de vibrações	101
7.2.2	Resultados com sistema de controle ativo	103
7.2.3	Resultados com sistema de controle semiativo	109
7.2.4	Análise dos resultados do Exemplo 2	116
	Análise dos resultados obtidos com controle ativo de vibrações	116

Análise dos resultados obtidos com controle semiativo de vi-	
brações	116
Conclusão do capítulo	118
8 Conclusões	119
8.1 Sugestões de trabalhos futuros	121

Lista de Figuras

1.1	Edifícios mais altos do mundo.	3
2.1	Perfil aerodinâmico do Edifício Burj Khalifa, ilustrando a corrente de vento e a desorganização do comportamento de desprendimento cadenciado de vórtice, adaptada de (Baker e Pawlikowski, 2015). . . .	15
3.1	Sistema massa mola amortecido.	25
3.2	Decomposição das forças provocadas pelo vento em um corpo.	28
3.3	Vórtices de Van Kármán	29
3.4	Desprendimento cadenciado de vórtices para diferentes números de Reynolds.	30
3.5	Crescimento da amplitude de oscilação e o fenômeno de captura da frequência de desprendimento de vórtices.	31
3.6	Vista geral do edifício Taipei 101, extraída de Li <i>et al.</i> (2010).	33
3.7	Vista esquematizada do posicionamento da massa sintonizada no edifício Taipei 101.	33
3.8	Vista em detalhe da massa sintonizada do edifício Taipei 101.	34
4.1	Divisão do problema no domínio em Euleriana, ALE e região do corpo rígido.	40
5.1	Modelo do sistema massa-mola-amortecedor para 1GL.	46

5.2	Exemplo de uma viga bi-apoiada com n graus de liberdade.	47
5.3	Pórtico plano com três elementos e com três graus de liberdade por nó. 49	
5.4	Elemento de pórtico plano com três graus de liberdade por nó.	49
5.5	Esquema de Controle Ativo de Malha Fechada.	55
5.6	Edifício Kyobashi Seiwa e AMA.	57
5.7	Edifício Kyobashi Seiwa e AMA.	57
5.8	Edifício Kajima Research Institute	59
5.9	Fluido magnetorreológico	61
5.10	Modelo de Bouc-Wen modificado	63
5.11	Resultados comparativos obtidos por Spencer Jr <i>et al.</i> (1997) de seu modelo numérico (Bouc-Wen modificado) e o obtido por experimento. 64	
5.12	Representação gráfica do critério de seleção da voltagem de amortecedores	66
5.13	Amortecedor MR RD-1005-3. Figura extraída de Nagahama (2013). 67	
6.1	Esquematização do fluxograma da metodologia aplicada.	72
6.2	Ilustração do modelo de edifício alto utilizado como exemplo base. . 73	
6.3	Esquematização da metodologia proposta aplicada ao exemplo base. . 74	
6.4	Modelo aerodinâmico bidimensional.	75
6.5	Malha de elementos finitos em volta da estrutura.	75
6.6	Detalhe da malha de elementos finitos em volta da estrutura.	76
6.7	Histórico de C_l pelo tempo adimensionalizado t^*	76
6.8	Espectro do histórico de C_l representado na Figura 6.7.	77
6.9	Modelo (4) do Exemplo base adotado.	80

6.10	Histórico de deslocamentos $q_1^{M_1}$ e $q_1^{M_4}$ sem sistema de controle. O deslocamento $q_1^{M_1}$ possui o valor RMS 0,2081 e o deslocamento $q_1^{M_4}$ possui o valor RMS 0,2055.	84
6.11	Histórico de deslocamentos $q_2^{M_1}$ e $q_2^{M_4}$ sem sistema de controle. O deslocamento $q_2^{M_1}$ possui o valor RMS 0,2352 e o deslocamento $q_2^{M_4}$ possui o valor RMS 0,2698.	84
6.12	Histórico dos deslocamentos $q_1^{M_1}$ e $q_1^{M_4}$ com sistema de controle ativo, sendo o valor RMS do deslocamento do Modelo (1) igual a 0,1857 e o valor RMS do deslocamento do Modelo (4) igual a 0,1890.	85
6.13	Histórico dos deslocamentos $q_2^{M_1}$ e $q_2^{M_4}$ com sistema de controle ativo, sendo o valor RMS do deslocamento do Modelo (1) igual a 0,2099 e o valor RMS do deslocamento do Modelo (4) igual a 0,2509.	86
7.1	Ilustração da estrutura (torre) analisada neste capítulo.	88
7.2	Ilustração do deslocamento horizontal da estrutura na direção perpendicular à incidência do vento. Vento na direção x e deslocamento (q) na direção y	89
7.3	Ilustração do Modelo (4) do Exemplo numérico 1.	90
7.4	Histórico dos deslocamentos da estrutura analisada sem controle de vibrações, apresentando deslocamento máximo de 0,5853 m e deslocamento com valor RMS de 0,1921 m.	91
7.5	Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistema de controle ativo de vibrações quando presente atuador no nó central da estrutura.	92
7.6	Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistema de controle ativo de vibrações quando presente atuador no nó superior da estrutura.	93
7.7	Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistema de controle ativo de vibrações quando presentes atuadores nos nós central e superior da estrutura.	94

7.8	Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistema de controle semiativo de vibrações quando presente e atuador no nó central da estrutura.	95
7.9	Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistema de controle semiativo de vibrações quando presente atuador no nó superior da estrutura.	96
7.10	Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistemas de controle semiativo quando presentes atuadores nos nós central e superior da estrutura.	97
7.11	Ilustração do pórtico plano discretizado em elementos finitos com 32 nós.	100
7.12	Ilustração da disposição dos pórticos planos.	101
7.13	Histórico de deslocamento dos nós superiores da estrutura examinada sem controle de vibrações, apresentando o deslocamento máximo de 0,4928 m e deslocamento com valor RMS de 0,2124 m.	102
7.14	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada sem e com controle de vibrações ativo no 15º pavimento.	104
7.15	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle de ativo vibração no 14º pavimento.	105
7.16	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle ativo de vibrações no 13º pavimento.	105
7.17	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle ativo de vibrações no 12º pavimento.	106
7.18	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle ativo de vibrações no 11º pavimento.	107
7.19	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle ativo de vibrações do 12º ao 14º pavimento.	108
7.20	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle ativo de vibrações do 13º e 14º pavimentos.	109

7.21	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações no 15 ^o pavimento.	110
7.22	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações no 14 ^o pavimento.	111
7.23	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações no 13 ^o pavimento.	112
7.24	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações no 12 ^o pavimento.	113
7.25	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações no 11 ^o pavimento.	114
7.26	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações no 11 ^o pavimento.	115
7.27	Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações nos 13 ^o e 14 ^o pavimentos.	115

Lista de Tabelas

5.1	Propriedades do amortecedor MR - Tabela retirada de Valência (2011).	67
5.2	Parâmetros do amortecedor MR que independem da voltagem - extraída de Carneiro (2010).	68
6.1	Comparação do resultado obtido para a análise aerodinâmica com os valores apresentados na literatura.	77
7.1	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuador aplicado no nó central	93
7.2	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuador aplicado no nó superior	93
7.3	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados nos nós central e superior	94
7.4	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuador aplicado no nó central	95
7.5	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuador aplicado no nó superior	96
7.6	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados nos nós central e superior	97
7.7	Comparativo dos resultados de deslocamentos máximos (q_{max}), valores RMS dos deslocamentos (q_{rms}), força de controle máxima (f_{cmax}) e valores RMS das forças de controle (f_{crms}).	98

7.8	Propriedades dos elementos do pórtico plano	100
7.9	Resultados de deslocamentos e forças de controle para aplicação de atuadores no 15º pavimento	104
7.10	Resultados de deslocamentos e forças de controle para aplicação de atuadores no 14º pavimento	104
7.11	Resultados de deslocamentos e forças de controle para aplicação de atuadores no 13º pavimento	106
7.12	Resultados de deslocamentos e forças de controle para aplicação de atuadores no 12º pavimento	106
7.13	Resultados de deslocamentos e forças de controle para aplicação de atuadores no 11º pavimento	107
7.14	Resultados de deslocamento e força de controle para aplicação de atuadores do 12º ao 14º pavimento	108
7.15	Resultados de deslocamento e força de controle para aplicação de atuadores do 13º e 14º pavimento	109
7.16	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 15º pavimento	110
7.17	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 15º pavimento	111
7.18	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 13º pavimento	112
7.19	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 12º pavimento	113
7.20	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 11º pavimento	114
7.21	Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 12º ao 14º pavimentos	114

7.22 Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 13 ^o e 14 ^o pavimentos	116
7.23 Comparativo dos resultados de deslocamento máximo (q_{max}), valores RMS dos deslocamentos (q_{rms}), força de controle máxima (f_{cmax}) e valores RMS das forças de controle (f_{crms}) do exemplo numérico 2.	117

Lista de Símbolos

Letras Latinas

\bar{C}	Matriz de amortecimento diagonalizada.	Ns/m
\bar{K}	Matriz de rigidez diagonalizada.	kN/m
\bar{M}	Matriz de massa diagonalizada.	kg
A e B	Matrizes de estado.	
C	Matriz de coeficientes de amortecimento.	Ns/m
K	Matriz de coeficientes de rigidez.	kN/m
M	Matriz de massa.	kg
\mathbf{q}^{M_1}	Vetor de deslocamento do Modelo (1).	m
\mathbf{q}^{M_4}	Vetor de deslocamento do Modelo (4).	m
\mathbf{q}	Vetor de deslocamentos.	m
A_q	Amplitude de deslocamento.	m
c	Coeficiente de amortecimento.	Ns/m
c	Coeficiente de amortecimento.	
D	Dimensão do modelo perpendicular ao escoamento do vento.	
D	Dimensão do modelo perpendicular ao escoamento do vento.	m
f_c	Força de controle	N
f_c	Força de controle.	N
f'_c	RMS das forças de controle.	N
f_O	Força de controle ótima.	N
f_s	Frequência de desprendimento de um par de vórtices.	Hz
f_{cm}	Força de controle produzida pelo amortecedor MR	N

f_{cm}	Força de controle do magnetorreológico	N
G_f	Filtro gaussiano.	
k	Coefficiente de rigidez.	
k	Coefficiente de rigidez.	kN/m
m	Massa.	kg
q	deslocamento.	m
q'	RMS dos deslocamentos.	m
u_0	Velocidade do vento.	
u_0/f	comprimento de onde por ciclo.	m
u_a e u_b	Somatório de Einstein.	
U_r	Velocidade reduzida.	m/s
U_{crit}	Velocidade crítica do vento.	m/s
v	Administra a voltagem de cada amortecedor MR	
I	Matriz identidade.	
Q e R	Matrizes de ponderação.	
B	Largura do modelo.	m
M	Momento torsor.	kN.m

Letras Gregas

α	Número real.
β	Número real.
Δ_f	Largura do filtro.
ϕ	Matriz de autovetores.
μ	Viscosidade do fluido.
ν	Viscosidade cinemática do fluido.
ρ	Massa específica do fluido.
τ	Tensão viscosa.
ξ	Taxa de amortecimento.

Grupos Adimensionais

A^*	Amplitude adimensional.
c^*	Coefficiente de amortecimento adimensional.
C_D	Coefficiente de arrasto.
C_L	Coefficiente de sustentação.
C_M	Coefficiente de torção.
k^*	Coefficiente de rigidez adimensional.
m^*	Massa adimensional.
R_z	Razão de esbeltez.
St	Número de Strouhal.
Re	Número de Reynolds.

Siglas

ALE	Arbitrária Lagrangeana-Euleriana
ALS	Amortecedor de Líquido Sintonizado
AMA	Amortecedor de Massa Ativo
AMC	Amortecedor de Massa Composto
AMS	Amortecedor de Massa Sintonizado
AMSM	Amortecedor de Massa Sintonizado Múltiplo
CAARC	<i>Commonwealth Advisory Aeronautical Council</i>
CFD	<i>Computational Fluid Dynamic</i>
EVC	Engenharia do Vento Computacional
FSMC	<i>Fuzzy Sliding Mode Control</i>
ISE	Interação Solo-estrutura
LES	<i>Large Eddy Simulataion</i>
LQG	<i>Linear Quadratic Gaussian</i>
LQR	<i>Linear Quadratic Regulator</i>

MEF	Método dos Elementos Finitos
MR	Magnetorreológico
RANS	<i>Reynolds Average Navier-Stokes</i>
VSC	<i>Variable Structure Control</i>

Capítulo 1

Introdução: Contextualização, Justificativa e Objetivos

A necessidade de construção de grandes edifícios aliada às novas tecnologias e ao advento do computador resultou na presença de estruturas cada vez mais altas, com vãos maiores, mais leves e, conseqüentemente, mais flexíveis. Estruturas como essas estão vulneráveis à ocorrência de vibrações excessivas provocadas por carregamentos dinâmicos tais como terremotos, ocupação humana e ação do vento, dentre outras.

Os estudos relacionados aos efeitos dinâmicos produzidos pela ação do vento foram intensificados após o colapso da Ponte de Tacoma Narrows, localizada sobre o Estreito de Tacoma, Washington, Estados Unidos. Essa ponte ruiu em 7 de Novembro de 1940, poucos meses após a sua inauguração, devido à ação do vento que atuava com velocidade de aproximadamente 70 km/h na estrutura.

No Brasil, o exemplo mais relevante dentre os casos que ocorreram vibrações excessivas em pontes submetidas à ação do vento é o da superestrutura metálica da Ponte Rio-Niterói, localizada sobre a Baía de Guanabara, no Estado do Rio de Janeiro. Devido ao seu comportamento aeroelástico, sempre que a velocidade do vento atingia aproximadamente 50 km/h, a ponte era fechada como medida de segurança e conforto dos usuários. Em setembro de 2004 foi instalado um sistema de múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados que reduziu essas vibrações (Battista e Pfeil, 2008).

Em um outro caso datado de 2018, o Edifício de luxo Millennium Palace, em Balneário Camboriú, Santa Catarina, apresentou deslocamentos excessivos durante uma tempestade. O prédio possui 177 metros de altura e a velocidade do vento era de aproximadamente 100 km/h. Embora não tenha causado danos estruturais, o fenômeno trouxe desconforto aos usuários.

Quanto mais leves e flexíveis as estruturas ficam, mais baixa se torna a velocidade do vento capaz de desencadear fenômenos aeroelásticos como galope¹ e drapejamento torcional². Soma-se a isso o fato de que a tendência atual de construção de prédios com formas e sistemas estruturais mais complexos pode promover a acentuação das excentricidades entre o centro de massa, o centro elástico e o ponto de aplicação de forças aerodinâmicas, aumentando assim as possibilidades de ocorrerem problemas estruturais (Oliveira, 2009).

Essa tendência de se construir edifícios cada vez mais altos, por motivos normalmente associados à carência de espaços em grandes cidades, tem levado nos últimos anos a uma série de edifícios com altura superior a 500 metros. Dentre as estruturas consideradas as mais altas do mundo, pode-se citar:

- Edifício Burj Khalifa Bin Zayid. Considerado o mais alto do mundo, encontra-se em Dubai, Emirados Árabes Unidos, e tem 828 metros de altura. Sua construção começou em 21 de setembro de 2004 e foi inaugurado oficialmente em 04 de janeiro de 2010.
- Shanghai Tower, ou Torre de Xangai, é um arranha-céu localizado no distrito financeiro de Pudong, em Xangai, na República da China. Foi inaugurado em 2015 e possui cerca de 632 metros de altura. É, atualmente, o edifício mais alto da China e o segundo mais alto do mundo.
- Abraj Al Bait Towers. É um complexo de arranha-céus construído na cidade de Meca, na Arábia Saudita. A torre do complexo é a mais alta da Arábia Saudita e a terceira mais alta do mundo, com 601 metros de altura.

¹Estruturas ou elementos estruturais leves e flexíveis, com pequeno amortecimento, podem sofrer oscilações causadas pelo fenômeno de instabilidade aerodinâmica denominado de galope. Neste fenômeno a amplitude da oscilação na direção transversal ao vento aumenta com a velocidade deste (Blessmann, 1998).

²Drapejamento torcional pode ser descrito como um fenômeno no qual dois graus de liberdade da estrutura (torção e flexão) se acoplam em uma oscilação instável dirigida pelo escoamento.

- One World Trade Center. A torre fica localizada no lado noroeste do local do antigo World Trade Center. O edifício se tornou o mais alto nos Estados Unidos com 541,3 metros de altura.
- Willis Tower. É um arranha-céu localizado em Chicago, nos Estados Unidos. A altura do telhado é de 442 metros e considerando suas antenas no topo a estrutura possui 527 metros de altura.
- Edifício Taipei 101. Situado em Taipei, Taiwan, possui 449 metros de altura, chegando a 509 metros, se contabilizada a antena em seu topo.
- Torre O Shanghai World Financial Center é um arranha-céu edificado na cidade de Xangai, na China, possui 101 andares e atualmente é o sétimo edifício mais alto do mundo com 492 metros de altura.

A Figura 1.1 mostra um panorama geral dos edifícios mais altos do mundo na atualidade.

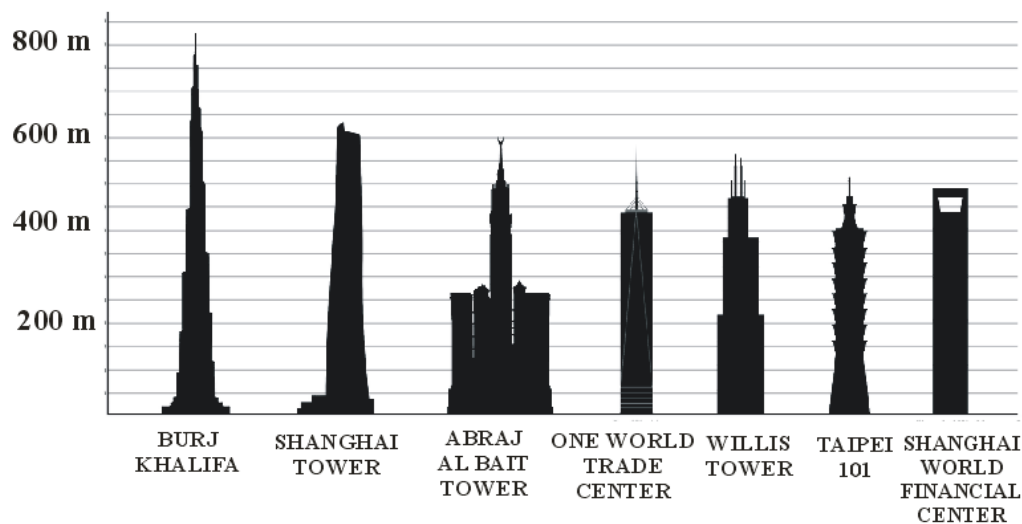


Figura 1.1: Edifícios mais altos do mundo.

O ganho de altura dos edifícios trouxe a necessidade de novas considerações no que diz respeito ao cálculo estrutural. Ao contrário de edificações baixas, nas quais os carregamentos verticais são predominantes, nos edifícios altos os carregamentos horizontais devidos à ação do vento devem ser tratados com muito mais cuidados, pois muitas vezes eles se tornam fatores determinantes no projeto da estrutura.

Segundo Franco (2003) *apud* Oliveira (2009), um edifício alto é constantemente solicitado por forças preponderantemente horizontais devidas à ação do vento, forças essas que variam no tempo e que induzem oscilações através de um complexo mecanismo de interação vento-edifício. Normas atuais permitem considerar, para efeito de análise e projeto de estrutura, forças estáticas equivalentes, o que simplifica muito o problema. Porém, mesmo nos casos mais simples, é importante que o engenheiro estrutural tenha sempre em mente o caráter dinâmico desta interação, ficando atento aos casos em que oscilações excessivas possam provocar sensação de desconforto aos usuários, danos a elementos não estruturais, tais como paredes divisórias e, até mesmo, comprometimento da estrutura.

Além dos possíveis problemas estruturais que os movimentos indesejáveis na estrutura podem ocasionar, deve-se levar em conta, também, o conforto do usuário. De acordo com Michaels *et al.* (2013), movimentos excessivos podem causar medo, desconforto, afetar a concentração de tarefas e até mesmo provocar tontura, enxaqueca e náuseas aos usuários. Por esse motivo, projetos de edifícios altos necessitam de estudos para a predição dos movimentos provocados pelo vento e da avaliação dos seus efeitos sobre o conforto e bem-estar de seus ocupantes (Zatti, 2016).

Como já foi destacado, o caso clássico do colapso da Ponte de Tacoma Narrows em 1940 foi um dos mais importantes acontecimentos que serviu de estímulo para o desenvolvimento do campo de pesquisa da interação fluido-estrutura. Antes desse ocorrido, tem-se o histórico de estudos iniciais da ação dinâmica do vento em edificações do final do século XIX, quando Kernot e Mann desenvolveram uma série de pesquisas experimentais em túnel de vento sobre pequenos modelos de cubo, pirâmides, cones, cilindros etc (Costa, 2013). Eiffel fez seus primeiros ensaios no final do século XIX para a Torre Eiffel. Para realizar o experimento deixava seus modelos caírem em queda livre, com um cabo-guia, de uma altura de cerca de 116 metros. A partir da chamada “velocidade final” calculava a força de arrasto no modelo (Blessmann, 1998).

Os ensaios de edificações como conhecemos hoje foram revolucionados em 1959, quando Jack E. Cermak construiu um túnel de vento de camada limite atmosférica, na Colorado State University. A partir dessa data, passou-se a estudar a interação vento-estrutura em edificações submetidas a um escoamento turbulento, reproduzindo as características do vento natural do local da construção.

No entanto, foi a partir da década de 1970 que os testes cresceram em importância. No Brasil, a demanda aumentou muito nos últimos dez anos em virtude dos projetos com estruturas mais arrojadas como arenas esportivas e torres esbeltas (Revista Construção Metálica, 2013).

1.1 Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo dar continuidade aos estudos realizados em dissertação de mestrado, mais especificamente:

Apresentar uma metodologia que analisa a interação fluido-estrutura através da fluidodinâmica computacional, avaliando as forças de excitação provenientes da ação do vento, conjugada com modelos numéricos que, partindo da resposta dinâmica da estrutura, calcula as forças de controle que minimizam suas amplitudes de deslocamentos. Desta forma será possível realizar análises preliminares do desempenho de uma estrutura excitada pelo vento e submetida a sistemas de controle de vibrações.

De uma forma geral, visando atender ao objetivo proposto, inicialmente é estabelecida a hipótese básica que foi adotada nesse trabalho:

As simulações computacionais da interação fluido-estrutura são realizadas para velocidades de vento que provoquem o desprendimento cadenciado de vórtices numa frequência suficientemente próxima da primeira frequência natural da estrutura, de forma que a interação fluido-estrutura possa ser modelada através de um grau de liberdade generalizado.

1.1.1 Objetivos específicos

O objetivo específico desse trabalho é apresentar uma metodologia para analisar, computacionalmente, o comportamento dinâmico de uma estrutura esbelta do tipo torre alta, essa discretizada em elementos de pórtico plano, utilizando o programa de fluidodinâmica computacional bidimensional desenvolvido por De Sampaio e Coutinho (1999) e aprimorado por Hallak (2002). Para avaliar a aplicação de sistemas de controle estrutural, utiliza-se o Controle Ótimo (Controle Ativo) e o Controle Semiativo por Magnetorreológico.

Desta forma, entende-se que a principal contribuição deste trabalho é fornecer uma metodologia de avaliação e aplicação de sistemas de controle estrutural, utilizando uma simulação de fluidodinâmica computacional bidimensional para a obtenção das forças de excitação, e possibilitando a análise de número e posicionamento de atuadores.

1.2 Organização do trabalho

A organização desse trabalho é explicitada nos tópicos que seguem:

- Capítulo 1 - Neste primeiro capítulo encontra-se a contextualização, as justificativas e a motivação para o presente trabalho. É apresentado também o objetivo geral e específico desta Tese de Doutorado.
- Capítulo 2 - No segundo capítulo é apresentada a revisão bibliográfica referente à interação fluido-estrutura, à fluidodinâmica computacional e ao sistema de controle de vibrações estruturais.
- Capítulo 3 - O terceiro capítulo apresenta a ação do vento sobre estruturas, notadamente o fenômeno do desprendimento cadenciado de vórtice, que foi utilizado para o cálculo das forças de interação fluido-estrutura.
- Capítulo 4 - Neste capítulo apresenta-se a teoria da fluidodinâmica computacional e da simulação numérica para interação fluido-estrutura.
- Capítulo 5 - Neste capítulo apresenta-se a teoria de dinâmica das estruturas e de sistemas de controle de vibrações utilizados neste trabalho.
- Capítulo 6 - Neste capítulo apresenta-se detalhamento da metodologia proposta, exibidas em duas principais seções, uma referente a fluidodinâmica computacional e a segunda referente ao método de análise dinâmica proposto a partir das forças de interação fluido-estrutura obtidas via simulação fluido-dinâmica computacional bidimensional. Todos os passos destacados na Figura 6.1 são detalhados e as respostas dinâmicas são comparadas.
- Capítulo 7 - Neste capítulo apresenta-se a metodologia proposta aplicada a exemplos numéricos, exibindo seus resultados de respostas dinâmicas com e

sem controle de vibrações, realizando variações nas configurações de posicionamento de atuadores, além de breve análise dos resultados obtidos.

- Capítulo 8 - Neste capítulo são apresentadas as conclusões do presente trabalho. Uma análise sobre as vantagens e desvantagens do métodos também é apresentada. Ao final, apresenta-se sugestões para trabalhos futuros de continuidade de aprimoramento do presente trabalho.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

No capítulo anterior foram apresentados os objetivos geral e específico deste trabalho. Nota-se, então, as suas três principais áreas de pesquisa, sendo a interação fluido-estrutura, a fluidodinâmica computacional e o sistema de controle estrutural. Neste capítulo encontra-se a revisão bibliográfica dessas três áreas de pesquisa.

O estudo do comportamento de estruturas frente à ação do vento era conduzido através de modelos reduzidos em túnel de vento. Alternativamente, tem sido proposta a utilização da fluidodinâmica computacional (*Computational fluid dynamics* - CFD) que, devido ao avanço computacional aliado ao surgimento de novas técnicas matemáticas, tem apresentado resultados promissores.

Segundo Braun (2007) a fluidodinâmica computacional foi criada com o objetivo de resolver as equações que governam o movimento e a transferência de calor nos fluidos em geral através de métodos numéricos, as quais possuem solução analítica para apenas poucos casos. Com o passar dos anos, as técnicas numéricas alcançaram níveis tão altos de desenvolvimento que nos dias atuais os modelos numéricos têm sido utilizados de forma natural nas mais variadas áreas de aplicação da Engenharia.

A análise computacional da interação fluido-estrutura via CFD vem sendo amplamente pesquisada:

Summers *et al.* (1986) realizaram um estudo de validação de uma simulação computacional de um fluxo de vento sobre um modelo de edifício, comparando seus resultados aos observados em um túnel de vento que simula a camada limite. Solu-

ções numéricas para o estado estacionário das equações de Navier-Stokes são comparados com os três componentes por média de tempo de velocidade sobre um *grid* de 200 pontos em torno do edifício no túnel. Para uma grande parte do fluxo as comparações foram encorajadoras, mas a região de esteira apresentou problemas não resolvidos.

Murakami e Mochida (1989) realizaram simulações numéricas tridimensionais do fluxo de ar em torno de um modelo cúbico e de um modelo complexo de edifício usando o modelo de turbulência $k - \epsilon$ ¹. Eles conduziram vários casos de simulação numérica do fluxo de ar em torno de um modelo cúbico, aferindo a precisão dessas simulações por comparação a resultados obtidos com experimentos em túnel de vento realizados pelos autores. Concluíram que as simulações numéricas através do modelo de turbulência $k - \epsilon$ reproduziram bem os campos de velocidade e pressão ao se usar resolução de malha fina em torno do modelo. Neste mesmo estudo aplicaram o método numérico a fim de prever o campo de fluxo em torno de um complexo edifício em construção a época.

Em 1997 Stathopoulos (1997) analisou o estado da arte à época em Engenharia do Vento Computacional (EVC), particularmente no que se refere às aplicações de modelagem numérica de fluxo para a avaliação dos efeitos do vento em edifícios. Em seu estudo realizou comparações entre resultados obtidos utilizando o modelo de turbulência $k - \epsilon$ e o modelo LES² (*Large Eddy Simulation*), mostrando a superioridade desse último. Concluiu que os experimentos e modelagem computacional têm de ser realizadas em paralelo para complementar um ao outro e que a modelagem por computador poderia ser utilizada como uma ferramenta de previsão para se obter uma maior gama de alternativas de concepção na redução de custos e experiências laboratoriais.

No mesmo ano, Murakami (1997) concluiu que os vários modelos de turbulência em CFD têm vantagens e desvantagens e que a escolha adequada do modelo de turbulência é necessariamente baseada em uma avaliação dos problemas específicos de Engenharia do Vento Computacional. Quando a CFD é aplicada a um campo de fluxo em torno de um corpo rombudo, constatou que o modelo de turbulência LES fornece os melhores resultados para muitas aplicações de engenharia do vento. Uma

¹Um modelo para simulação da turbulência.

²Um modelo para simulação da turbulência, apresentado na seção 4.3.3

desvantagem do uso de LES é que é necessário muito tempo de computação.

Modelos de turbulência utilizados na EVC foram analisados por Murakami (1998), onde foram apresentados três métodos numéricos e novos modelos e técnicas do método LES. O autor concluiu que as dificuldades de se aplicar CFD à época devia-se ao elevado número de Reynolds e que o modelo LES apresentado demonstrou vantagens sobre o método LES padrão em prever com mais precisão o campo de fluxo em torno de um corpo rombudo.

Swaddiwudhipong e Khan (2002) realizaram um sistemático exame dos efeitos do vento sobre edifícios altos e condições do fluxo ao redor da edificação através do software comercial FLUENT 5, utilizando os modelos de turbulência $k-\epsilon$ e LES com o modelo Smagorinsky. Os resultados foram comparados com ensaio experimental conduzido em túnel de vento.

Huang *et al.* (2007) realizaram um estudo numérico abrangente do efeito do vento sobre um edifício alto (*Commonwealth Advisory Aeronautical Council -CAARC*). As técnicas CFD com os modelos LES e RANS³ (*Reynolds Average Navier-Stokes*) foram adotadas para prever as cargas e o fluxo do vento em torno do edifício, objetivando explorar uma abordagem eficaz e confiável para a avaliação do efeito do vento sobre edifícios altos. Os resultados calculados foram comparados com dados experimentais que foram obtidos em sete túneis de vento.

Blocken (2014) fez uma análise dos últimos 50 anos da Engenharia do Vento Computacional, demonstrando que ela passou por uma transição bem-sucedida de um campo emergente para um campo estabelecido de pesquisa na área da Engenharia. Apresentou ainda uma avaliação sobre o passado e presente da Engenharia do Vento, descrevendo algumas das realizações iniciais e uma perspectiva não exaustiva sobre o futuro da EVC.

Nguyen *et al.* (2018) realizaram um amplo estudo de comparação entre os resultados obtidos da vibração induzida pelo desprendimento cadenciado de vórtice em estrutura retangular 5:1 por simulações computacionais e teste em túnel de vento. No método computacional foi utilizado um software CFD de código aberto, open-FOAM v2.2.2., e o fluxo ao redor do retângulo foi modelado utilizando o modelo de turbulência LES, onde as equações de Navier-Stokes são filtradas espacialmente

³Modelo de simulação de turbulência, apresentado na seção 4.3.2

pelo tamanho da célula. O teste em túnel de vento foi conduzido na Universidade de Nottingham, em um equipamento que simula a camada limite atmosférica. Foi utilizada a baixa seção de turbulência imediatamente a favor do vento da contração, sem geração de turbulência adicional. Porém os resultados obtidos ficaram para uma análise posterior.

No Brasil o tema também tem chamado a atenção dos pesquisadores e vários trabalhos são encontrados:

De Sampaio (1991) desenvolveu um novo método Petrov-Galerkin para as equações de Navier-Stokes para fluidos incompressíveis. O uso do parâmetro chamado de “*optimal upwind*” nas multidimensões é justificada por uma análise em escala do tempo dos processos físicos relevantes. O procedimento proposto contorna a condição da Babuska-Brezzi e permite a interpolação de ordem igual para que a pressão e a velocidade sejam usadas.

Braun (2002) formulou e aplicou um modelo numérico para a análise aeroelástica de seções de ponte em uma análise do escoamento bidimensional levemente compressível, utilizando um método explícito de dois passos com uma formulação Arbitrária Lagrangeana-Euleriana (ALE). A turbulência foi simulada diretamente para as grandes escalas, sendo que o modelo simples de Smagorinsky é incluído para simular as escalas de turbulência menores que a malha utilizada.

Hallak (2002) aplicou a metodologia definida como LES com modelo sub-malha numericamente implícito acoplada a um algoritmo que permite o estudo de problemas de interação fluido-estrutura. Os resultados obtidos para alguns perfis, em especial o perfil da ponte Rio-Niterói, compararam-se muito bem com seus respectivos resultados experimentais, contribuindo para reforçar a tendência de utilização de simulação numérica na análise aeroelástica de pontes.

Sanches (2006) desenvolveu um código computacional baseado no método dos elementos finitos (MEF) para análise bidimensional de interação fluido-estrutura para fluidos compressíveis, viscosos ou não, em formulação Euleriana, com base no algoritmo CBS (*Characteristic Based Split*). O código desenvolvido é adaptado para poder ser acoplado a um programa de formulação Lagrangeana para análise dinâmica de estruturas, o que foi feito através do emprego da descrição Lagrangeana - Euleriana arbitrária (ALE). Por fim procedeu o acoplamento com um código para

análise de estruturas, de formulação posicional e não linear geométrica, baseado no método dos elementos finitos.

Braun e Awruch (2009) realizaram uma simulação da ação do vento sobre o modelo de edifício padrão CAARC (*Commonwealth Advisory Aeronautical Council*). Foram realizadas análises numérica aerodinâmicas e aeroelásticas via fluidodinâmica computacional para demonstrar a aplicabilidade dessa técnica no campo da engenharia eólica. Para validar as simulações numéricas, os resultados obtidos foram comparados com medições numéricas da literatura e de ensaios conduzidos em túnel de vento.

Oliveira *et al.* (2010) utilizaram a fluidodinâmica computacional com modelo de turbulência LES e modelo de submalha implícito para avaliar os efeitos do vento no comportamento aerodinâmico da ponte Rio-Niterói, quando essa tem seu perfil não aerodinâmico alterado pela presença deste tipo de veículos de grande porte. Os registros mostraram que a presença de veículos de grande porte altera o seu perfil, tornando mais intensa a oscilação da ponte induzida pelo desprendimento cadenciado de vórtices. Os resultados estão apresentados em termos dos coeficientes aerodinâmicos de força e do número de Strouhal, para a seção da ponte e dos veículos analisados isoladamente e para a seção conjunta ponte mais veículo. Demonstraram em seu trabalho que a presença de veículos de grande porte sobre a estrutura da ponte fazem com que as amplitudes de vibração, devido ao vento, aumentem para uma mesma velocidade de incidência.

Hallak *et al.* (2013) analisaram o efeito da presença de veículos altos sobre a Ponte Rio-Niterói em seu comportamento aerodinâmico por meio de modelos de fluidodinâmica computacional (CFD) bidimensional. Foi utilizado o modelo de turbulência LES (*Large Eddy Simulation*) e para a descrição do movimento da estrutura em relação ao fluido foi adotado um referencial Arbitrário Lagrangiano-Euleriano (ALE). Os resultados obtidos a partir da aplicação do CFD ao perfil estrutural da ponte foram validados por resultados experimentais de ensaios em túnel de vento, que permitiu estudar o comportamento aerodinâmico da ponte na presença de veículos de grande porte, demonstrando que essa situação contribui para o aumento das amplitudes de oscilações.

Kich (2016) utilizou a fluidodinâmica computacional para análise da interação

fluido-estrutura de um modelo de prédio alto padrão denominado de CAARC realizando simulações numéricas de vento com condições semelhantes às utilizadas em experimentos reais em túneis de vento com o objetivo de comparar os resultados entre esses dois métodos. O trabalho avaliou também a escolha da malha de elementos finitos para a modelagem do problema, concluindo que malhas mais finas significaram uma melhor formulação, porém representaram grande exigência computacional.

Nascimento *et al.* (2017) estudaram numérica e analiticamente os esforços causados pelo vento sobre modelos de residências com telhado de duas águas, observando como a inclinação do telhado influencia as cargas. Para a análise foi utilizado o programa *UFPEventos*, que se baseia nos conceitos da norma brasileira ABNT NBR 6123/88. Os resultados numéricos foram obtidos via fluidodinâmica computacional através do programa de *HEXAFEM_3D_IFF*. Foram estudados modelos de edificações com inclinações do telhado de 30° , 45° e 60° e para cada inclinação de telhado foram utilizados ângulos de incidência do vento iguais à 0° e 90° . Constataram que a inclinação do telhado exerce considerável variação nas cargas resultantes do vento.

Lavôr (2017) avaliou a aplicabilidade de métodos teóricos de estimativa de respostas em termos de esforços solicitantes e deslocamento de topo em edifícios altos na direção do vento, considerando o seu aspecto dinâmico. Foram realizados estudos em modelos padrões como o *CAARC Standard Tall Building* e o *Basic Building*. A análise comparativa foi realizada entre os resultados do método do fator de rajada de A. G. Davenport com os resultados experimentais extraídos de ensaios de túnel de vento realizados por Oliveira (2009), Vieira (2016) e IAWQ (2002).

Costa (2018) realizou uma análise numérica da ação do vento sobre a seção transversal do tabuleiro de pontes suspensas com o auxílio de um programa CFD, verificando seu comportamento quando estiverem submetidas à ação dos esforços provenientes do vento na interação de um escoamento turbulento com o tabuleiro da ponte. Investigou a atuação dos esforços aerodinâmicos na estrutura da ponte a fim de obter os coeficientes aerodinâmicos de arrasto, sustentação e momento. Também foi analisado o comportamento do tabuleiro para o surgimento das vibrações induzidas por vórtice, permitindo o cálculo de sua frequência de desprendimento e determinação do número de Strouhal. Foram utilizados os modelos de ponte suspensa *Great Belt East*, localizada na Dinamarca e da ponte estaiada *Sunshine Skyway*, localizada nos Estados Unidos.

Alminhana *et al.* (2018) realizaram uma investigação numérico-experimental com o objetivo de avaliar o desempenho aerodinâmico de modelos de edifícios altos padrão CAARC com diferentes configurações de seção transversal. Realizaram, também, ensaios experimentais conduzidos no Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann, considerando os modelos de edifícios altos padrão CAARC com modificações de seções transversais baseadas em cantos chanfrados e recuados. Através desse estudo eles observaram que a ação do vento em edifícios altos é significativamente influenciada pela configuração geométrica dos cantos do edifício, o que pode levar a importantes reduções nas forças aerodinâmicas. Por fim, através de uma comparação direta de resultados entre a simulação numérica e o ensaio experimental, verificaram que ambos alcançaram uma convergência de resultados, indicando assim o potencial de uso de CFD investigação aerodinâmica de edifícios.

Para evitar os problemas em estruturas devido à ação do vento, tem-se principalmente três caminhos.

1. Enrijecimento da estrutura, tornando a estrutura menos flexível e, portanto, menos suscetível aos fenômenos aerolásticos. Essa medida, porém, nem sempre é possível ou desejável, considerando o projeto arquitetônico e o carregamento vertical admissível.
2. Adoção de perfil aerodinâmico. Essa medida visa evitar a ocorrência dos fenômenos aerolásticos na estrutura através de um perfil apropriado. Essa foi a medida adotada, por exemplo, na construção do Edifício Burj Khalifa, atualmente maior edifício do mundo.

Após vários estudos e interação entre os engenheiros da construção foi obtido um perfil aerodinâmico em “Y”, que evita a ocorrência de fenômenos aeroelásticos, mais precisamente de desprendimento cadenciado de vórtices, conforme ilustra a Figura 2.1 (Baker e Pawlikowski, 2015).

3. Implementação de sistemas de controle estrutural. Esses sistemas são usualmente utilizados para minimizar a vibração excessiva. Na literatura são encontradas diversas estratégias de sistemas de controle, que podem ser agrupados em três tipos, a saber:

- Sistema de controle ativo: é um sistema composto por um dispositivo que aplica força à estrutura, necessitando de uma fonte de energia externa.

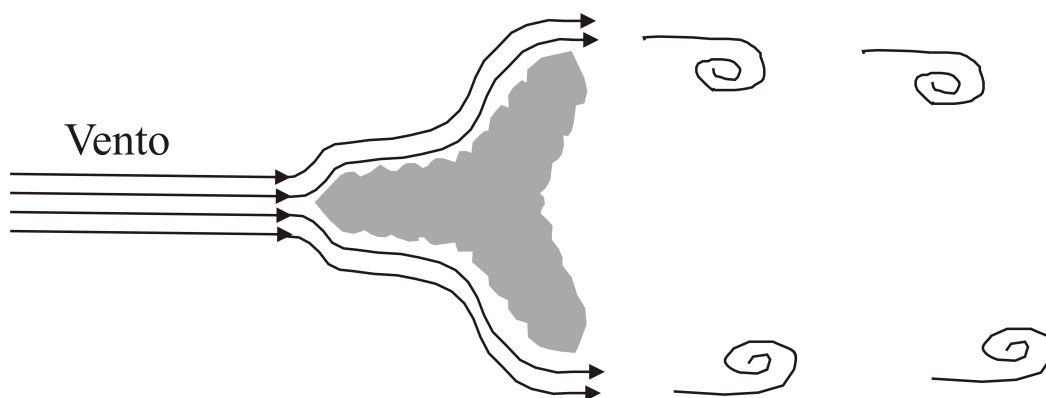


Figura 2.1: Perfil aerodinâmico do Edifício Burj Khalifa, ilustrando a corrente de vento e a desorganização do comportamento de desprendimento candeado de vórtice, adaptada de (Baker e Pawlikowski, 2015).

- Sistema de controle passivo: é um sistema caracterizado por independência de fonte externa de energia e consiste de um ou mais dispositivos que, incorporados à estrutura, absorvem ou consomem parte da energia transmitida pelo carregamento dinâmico.
- Sistema de controle semiativo: é um sistema que combina características de ambos os sistemas já mencionados.

No presente trabalho optou-se por analisar, através de simulações computacionais, modelos estruturais submetidos a carregamento de vento e controlados ativamente ou por dispositivos semiativos.

As simulações computacionais que avaliam o comportamento de sistemas estruturais controlados também têm ganhado espaço em pesquisas recentes. Algoritmos envolvendo os mais diversos tipos de controle de estruturas vêm sendo desenvolvidos e suas aplicações em estruturas reais vêm sendo objeto de estudo de diversos pesquisadores:

Wang *et al.* (1983) realizou estudo de controle de vibrações em prédios, usando a técnica de Alocação de Polos com aproximação sucessiva. Nesse estudo se destacou as vantagens desse sistema de controle com relação aos sistemas de controle passivo. Eles concluíram que, com uma aproximação sucessiva sistemática, as respostas podem ser reduzidas a valores inferiores às admissíveis e a força de controle necessária para controlar a estrutura parece ser razoável em comparação com o peso da estrutura analisada.

Moutinho (1998) desenvolveu diferentes técnicas de controle passivo de vibrações em estruturas, estudando de forma particular os Amortecedores de Massa Sintonizado (*Tuned Mass Dampers*), utilizando também técnicas de controle ativo, descrevendo os seus fundamentos teóricos e apresentando alguns sistemas de atuação e aplicações possíveis. Tendo por base a estratégia de controle preditivo, ambos aplicados a passarelas, Moutinho (1998) sistematizou e desenvolveu dois algoritmos de controle, um baseado numa estratégia simplificada apoiada numa formulação modal e outro baseado na teoria de espaços de estado, o que possibilitou a elaboração de dois programas de cálculo de simulação numérica para a implementação de um sistema de controle ativo em passarelas.

Symans e Constantinou (1999) realizaram uma descrição qualitativa e uma comparação dos sistemas de controle passivo, ativo e semiativo para o movimento do solo induzido por terremoto. Uma revisão detalhada da literatura de sistemas de controle semiativo é fornecida, disponibilizando referências para pesquisa teórica e experimental. A revisão foca, especificamente, nas descrições do comportamento dinâmico e as características distintivas de vários sistemas que foram testados experimentalmente. Os sistemas semiativos estudados incluem dispositivos de controle de rigidez, amortecedores eletroreológicos, amortecedores magnetorreológicos, dispositivos de controle de atrito, amortecedores viscosos de fluido, amortecedores de massa sintonizados e amortecedores de líquido sintonizados. A revisão demonstra claramente que os dispositivos de controle semiativos têm o potencial de melhorar o comportamento sísmico de estruturas civis em grande escala.

Moutinho (2007) descreve alguns sistemas de controle que têm sido implementados em estruturas e expõe o conteúdo de algumas normas portuguesas e estrangeiras que estabelecem critérios para a fixação de níveis máximos de vibração em estruturas do ponto de vista do seu bom funcionamento em serviço. Realiza também uma abordagem do estudo de sistemas de controle clássicos e modernos, tendo como objetivo a obtenção de ferramentas de análise e dimensionamento de sistemas ativos. Por fim, demonstra a utilidade de sistemas de controle mediante a sua implementação em modelos laboratoriais, assim como em estruturas.

Wang e Lin (2007) desenvolveram dois tipos de controle: o controle de estrutura variável (*Variable Structure Control - VSC*) o controle nebuloso por modos deslizantes (*Fuzzy Sliding Mode Control - FSMC*), para um edifício alto com sistema de

controle estrutural de amortecedor de massa ativo-sintonizado. A partir dos resultados obtidos em simulação foi constatado que os métodos VSC e FSMC controlam com sucesso as vibrações do sistema do edifício sob excitação induzida por terremotos, sendo o método FSMC mais econômico e prático do que o VSC devido à menor força controladora e energia de controle associada necessária.

Gkatzogias e Kappos (2016) identificaram e resumiram as tendências à época no uso de tecnologia de controle semiativo em engenharia de pontes como uma solução aprimorada de controle de resposta sísmica, combinando maior adaptabilidade e confiabilidade, em comparação com esquemas passivos e ativos. Estudos analíticos e experimentais representativos, bem como algumas aplicações em escala real de dispositivos de controle semiativos foram analisados. Uma breve descrição de estudos de referências relevantes foi apresentada.

Lu *et al.* (2018) realizaram uma série de testes em mesa de vibração para avaliar a resposta dinâmica de uma estrutura com um único grau de liberdade com e sem amortecedor, sendo utilizado em sua pesquisa o Amortecedor de Massa Composto (AMC), o Amortecedor de Massa Sintonizado (AMS) e o Amortecedor de Líquido Sintonizado (ALS) sob três tipos diferentes de ondas sísmicas. Verificaram que o desempenho de redução de vibração do AMC é geralmente melhor do que os tradicionais, independentemente da taxa de atenuação da resposta de pico ou da taxa de atenuação da resposta quadrática média. Realizaram também simulações numéricas do AMC, com certas simplificações, e verificaram que os resultados obtidos estão em boa concordância com os resultados experimentais.

Nacionalmente encontra-se uma gama de trabalhos relacionados ao assunto, abordando as várias diferentes técnicas de controle de vibrações.

Magluta (1993) realizou um estudo sobre as vantagens e limitações do uso de sistema de controle passivos para a absorção e redução dos níveis de vibrações, desenvolvendo para isso ferramentas teóricas e numéricas. As ferramentas foram aferidas através de comparação com resultados experimentais e de extensivo estudo paramétrico realizado com modelos estruturais simples submetidos a diversos tipos de carregamentos.

Barbosa (1996) realizou um estudo de controle ativo modal de vibrações estruturais, apresentando uma formulação para o controle com retroação aplicado a

sistemas estruturais discretizados pelo Métodos dos Elementos Finitos. O controle ótimo é obtido através da extremização de um funcional quadrático.

Gómez (2007) avaliou a eficiência de um amortecedor de massa sintonizado (AMS) na geometria de pêndulo para a redução de deslocamentos, velocidades e acelerações de uma estrutura quando submetida a excitações dinâmicas. Parâmetros ótimos do amortecedor tais como comprimento do cabo e razão de amortecimento do pêndulo são apresentados quando a estrutura está submetida a excitações ambientes aleatórias dadas por funções de densidade espectral de potência. Foram estudadas as excitações provocadas por sismos e pelo vento considerando uma função de densidade espectral constante (ruído branco) e depois mediante funções de densidade espectrais mais reais, como o espectro de Kanai-Tajimi (excitações sísmicas) e o espectro de Davenport (forças devidas ao vento).

Santos (2009) realizou simulações numéricas-computacionais para a atenuação de vibrações excessivas de lajes de concreto armado utilizando Amortecedor de Massa Sintonizado (AMS), buscando qual a configuração mais indicada que leva a uma redução mais eficiente das vibrações através desse sistema de controle. Utilizou como força de excitação a simulação de um carregamento dinâmico a partir de uma carga harmônica e modelo para simular o carregamento humano.

Carneiro (2010) verificou a eficiência do controle semiativo utilizando amortecedores magnetorreológicos (MR) e realizou comparações com sistemas de controles passivo e ativo. A eficiência desse controle aplicado a um modelo de um edifício de dois andares submetido a uma aceleração na base foi avaliada numericamente e demonstrou-se eficiente em reduzir os deslocamentos e acelerações do edifício. Foi analisado também o desempenho do controle ativo, empregando a estratégia do regulador linear quadrático (LQR), além de ter sido projetado um controlador semiativo do tipo *clipped optimal* baseado no LQR. Por fim, considerando a dificuldade de medir todas as variáveis de estado da estrutura numa situação real, foi proposto um observador para estimar o estado completo da estrutura a partir de informações parciais das medidas de saída e uma estratégia de controle semiativo que utiliza o regulador linear quadrático gaussiano (LQG).

Lima (2015) realizou uma modelagem numérica-computacional do comportamento pseudoelástico de ligas com memória de forma para o controle passivo de

vibrações de sistemas estruturais em grandes deslocamentos do tipo placas finas de interesse industrial. Foram discutidos os principais parâmetros de influência no que diz respeito à redução de amplitudes e ao surgimento de características não-lineares. A partir dos resultados, verificou que as ligas com memória de forma são capazes de reduzir as amplitudes de vibração em circunstâncias tanto onde o sistema tem comportamento linear quanto em casos onde o sistema apresenta não-linearidades.

Fernandes (2016) realizou simulações numéricas utilizando o software Octave para demonstrar a eficiência de um controlador do tipo AMS aplicado a uma estrutura sob influência de oscilações sísmicas. Como forma de minimizar as vibrações causadas pela excitação sísmica foi proposto um controle híbrido estrutural, sendo empregada a técnica de controle semiativo com o amortecedor magnetorreológico acoplado ao AMS. Ele comprovou que a estratégia de controle híbrido adotada demonstra eficiência para este tipo de situação e pode ser utilizada como forma de auxiliar na atenuação de danos provocados à estruturas.

Rabelo (2016) apresentou propostas de atenuação das vibrações nas arquibancadas do Estádio Nacional de Brasília, objetivando a redução das acelerações da estrutura com o emprego de Amortecedores de Massa Sintonizados (AMS) e Amortecedores de Massa Sintonizados Múltiplos (AMSM). Foram realizadas simulações numéricas para simular carregamentos dinâmicos de atividades do público nas arquibancadas e as acelerações foram calculadas em quatro pontos distintos, que foram escolhidos a partir dos maiores deslocamentos observados via análise modal. As vibrações são comparadas aos limites normativos e recomendações vigentes e então encontrada a situação mais crítica de carregamento. Foi realizado um estudo de atenuação das acelerações, tendo como base o carregamento mais desfavorável. Foram examinadas diversas configurações de AMS e AMSM com o objetivo de encontrar o arranjo que apresente a redução de vibração a níveis aceitáveis, tendo como base a menor da massa dos amortecedores. Concluiu que a inserção dos amortecedores reduz as acelerações a níveis aceitáveis em praticamente todos os casos estudados, mostrando-se uma solução bastante eficiente.

Pérez Peña (2017) estudou a técnica do acoplamento de estruturas para o controle de vibrações de edificações adjacentes interligadas por meio de amortecedores passivos e considerando a interação soloestrutura (ISE). A técnica consiste em ligar duas edificações vizinhas por meio de um dispositivo de acoplamento, com o

objetivo de diminuir os efeitos dinâmicos em função das propriedades mecânicas de cada estrutura. As edificações vizinhas foram consideradas como pórticos planos e a diferença nas propriedades mecânicas dos modelos numéricos é dada pela altura das edificações. O trabalho objetivou, também, estudar numericamente a influência da interação solo-estrutura no desempenho da técnica do acoplamento para o controle das respostas dinâmicas de duas edificações adjacente. Os resultados obtidos evidenciaram a sua importância na análise dinâmica de estruturas acopladas.

No Programa de Pós-graduação em Modelagem Computacional da UFJF o primeiro trabalho nessa área foi de Castro (2011), que realizou uma avaliação de algoritmos numéricos aplicados ao controle ativo de vibrações mecânicas. Posteriormente Felipe-Filho (2012) utilizou um método de controle passivo para simular computacionalmente o comportamento dinâmico de estruturas amortecidas através de materiais viscoelásticos. Posteriormente Nagahama (2013) realizou uma análise numérica e modelagem computacional de um sistema estrutural utilizando controle do tipo semiativo por amortecedor magnetorreológico.

Aliando os estudos de ação do vento sobre estruturas e a avaliação de sistemas de controle de vibrações, Xu *et al.* (1992) realizaram testes de modelos em túnel de vento e análises teóricas para investigar a eficácia de amortecedores de massa sintonizados na supressão do movimento de edificações induzido pela ação do vento. Foi utilizado o modelo aeroelástico de edifício alto CAARC *Standard Tall Building* em escala 1:400. Esse modelo e os modelos de amortecedores de massa sintonizados de diferentes parâmetros foram projetados e testados em túnel de vento com fluxo de camada limite atmosférico adequadamente simulado. O teste aeroelástico do modelo CAARC demonstrou a eficácia do sistema amortecedor de massa sintonizado na supressão da resposta dinâmica do edifício. O estudo paramétrico dos amortecedores, que possibilitou o projeto de um sistema eficiente de amortecedores de massa sintonizados, foi baseado em espectros de excitação que foram diretamente medidos a partir dos testes do modelo de túnel de vento. As análises teóricas apresentaram boa concordância com os resultados experimentais. Por fim, os resultados teóricos indicaram que a eficácia do amortecedor de massa sintonizado pode ser melhorada pela inclusão de um sistema de controle ativo.

Tamura (1998) discutiu os critérios de projeto a serem satisfeitos para as vibrações induzidas pelo vento. Fez análises do perfil aerodinâmico, design estrutural e

dispositivos auxiliares de amortecimento, para reduzir as respostas induzidas pelo vento dos edifícios. Apresentou algumas estatísticas sobre dispositivos de amortecimento e edifícios que as empregam no Japão, demonstrando a sua eficiência a partir de resultados de testes em escala real. Por fim, discutiu alguns pontos a serem observados no projeto de dispositivos de amortecimento e na avaliação de seu desempenho.

Inaudi *et al.* (2017) descreveu o procedimento de projeto de amortecedores viscosos não-lineares suplementares para melhorar o conforto de ocupantes de edifícios que apresentam acelerações devido à ação de forças aleatórias do vento. Um modelo estocástico de carga eólica foi desenvolvido para estimar a aceleração dos pavimentos. Os momentos de arrasto, sustentação e torção em cada pavimento foram definidos como processos estacionários aleatórios pela definição de sua matriz de densidade espectral cruzada. Os resultados em túnel de vento e as análises via fluidodinâmica computacional foram utilizadas para ajustar os modelos de carga estocásticos. Modelos estruturais de ordem reduzida da torre são desenvolvidos para estimar a função de resposta de frequência de cargas de piso a acelerações de piso nos cantos dos prédios. Finalmente, as reduções de aceleração dos pisos obtidas com amortecedores viscosos suplementares e um amortecedor de massa sintonizado foram avaliadas para atender aos padrões de desempenho dos ocupantes.

Kalehsar e Khodaie (2018) propuseram um novo sistema estrutural para reduzir as vibrações induzidas pelo vento de edifícios super altos. O sistema estrutural proposto é uma combinação de uma estrutura tubular externa e uma estrutura interna central, divididas em duas partes: uma superior e uma inferior. Na parte superior, as estruturas externas e centrais são isoladas umas das outras. Para demonstrar a eficácia da estrutura proposta, foi realizada uma comparação com uma estrutura controlada pelo sistema de amortecimento de massa sintonizado (AMS). Os resultados demonstraram que o sistema estrutural de autocontrole pode efetivamente reduzir as vibrações induzidas pelo vento de edifícios super altos e melhorar o conforto de ocupação durante uma forte excitação do vento.

No Brasil, o estudo de sistemas de controle aplicados às estruturas excitadas pelo vento também chama a atenção de seus pesquisadores:

Czarnobay (2006) realizou experimentos no túnel de vento Professor Joaquim

Blessmann, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, com um modelo do edifício alto padrão CAARC *Standard Tall Building* para avaliar as interações fluido-estrutura e o uso de sistema de controle de vibração. Para isso, primeiramente ele realizou o experimento sem nenhum atenuador e posteriormente com dois tipos de atenuadores com características diferentes instalados no modelo. Os atenuadores dinâmicos sintonizados (amortecedores de massa) mostraram-se eficazes na redução das vibrações transversais por desprendimento de vórtices, validando o túnel de vento como ferramenta de projeto para a prevenção e controle de fenômenos associados às vibrações induzidas pelo vento.

Czarnobay *et al.* (2008) também realizaram ensaios no Túnel de Vento Prof. Joaquim Blessmann, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, com um modelo em escala reduzida do CAARC *Standard Tall Building* a fim de investigar a parcela flutuante da resposta nas direções longitudinal e transversal ao vento incidente sem adição de amortecimento e com a utilização de atenuadores dinâmicos sintonizados (ADS). Foram simulados dois modelos de ADS do tipo amortecedores de massa, com frequências, razões de amortecimento crítico e razões de massa distintas. Concluíram que os ADSs do tipo amortecedor de massa são um sistema eficiente para controle de vibrações induzidas pelo vento. Essa eficiência foi muito maior nos casos em que as vibrações tinham bandas de frequência bem definidas, como na ressonância por desprendimento de vórtices alternados, para as quais foram observadas reduções de até 97,3% na parcela flutuante do deslocamento transversal ao vento incidente.

Battista e Pfeil (2010) desenvolveram um sistema de controle passivo de múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados, que foi instalado no vão central da Ponte Rio-Nitéroi. Antes dessa intervenção a Ponte Rio-Nitéroi apresentava oscilações para incidências de ventos transversais à ponte em velocidades relativamente baixas. Essas oscilações, que foram registradas pelo sistema automático de monitoramento a longo prazo e por câmeras de vídeo instaladas na ponte, revelaram a existência do fenômeno de “lock-in” e, portanto, a necessidade urgente de atenuar as oscilações aeroelásticas. A eficiência do sistema de controle instalado é demonstrada através de comparações de resultados obtidos para respostas temporais da estrutura original controlada e seu bom desempenho foi realmente constatado na Ponte Rio-Nitéroi.

Souza *et al.* (2012) realizaram análises numéricas para atenuar amplitudes de vibrações de uma estrutura esbelta de um edifício alto sob a ação do vento. Foi utili-

zado um sistema fluidodinâmico híbrido para o controle das oscilações da estrutura, concebido a partir do Atenuador de Coluna Líquida para controle passivo.

Alves (2015) desenvolveu dois códigos computacionais no programa de álgebra simbólica Maple. O primeiro código diz respeito ao controle de vibrações utilizando o amortecedor de massa sintonizado (AMS) para a ação do vento ou terremoto. O segundo código é para o controle de vibrações com o isolamento de base quando a estrutura sofre a ação de cargas sísmicas. A carga de vento foi descrita como sendo uma carga harmônica. Já a carga devido ao terremoto foram utilizados dados sismológicos de aceleração do solo do terremoto de Northridge ocorrido em 1994. De maneira geral, os resultados mostram que o AMS controla as vibrações das estruturas quando sujeitas à ação do vento. Entretanto, sua eficiência fica restrita aos esforços atuantes em frequência próximas ao que o dispositivo foi projetado.

Battista *et al.* (2018) forneceram uma explicação do modelo matemático numérico e da técnica aplicada para projetar e avaliar o desempenho de um controlador duplo instalado em torres de aço de telecomunicações altas e esbeltas existentes. O controlador duplo é composto por um pêndulo não linear e um novo tipo de controlador passivo descrito como um disco de movimento planar montado em molas de cisalhamento. Resultados de medições experimentais realizadas em duas torres de aço tubular delgadas sob ação de vento demonstram a eficiência dos controladores duplos em atenuar as amplitudes de oscilação de flexão das torres e consequentemente as amplitudes de tensão.

No Programa de Pós-graduação em Modelagem Computacional da Universidade Federal de Juiz de Fora, em dissertação de mestrado, o presente autor (Ribeiro, 2013) apresentou estudos preliminares sobre controle ativo de vibrações induzidas pelo vento.

Conclusão do capítulo Neste capítulo foram apresentados vários trabalhos de pesquisadores nacionais e internacionais sobre as áreas de pesquisa envolvidas nesta tese de Doutorado. A atenção que cada assunto abordado chama dos pesquisadores ressalta a sua importância para a comunidade científica.

No próximo capítulo encontra-se uma breve descrição do fenômeno aeroelástico denominado de Vibração Induzida por Desprendimento Cadenciado de Vórtices.

Capítulo 3

Comportamento de estruturas sob a ação do vento

Este capítulo visa abordar alguns dos fenômenos associados à interação entre a força de excitação do vento e o correspondente comportamento estrutural. Em função de suas características dinâmicas, identificam-se dois tipos de estruturas que apresentam comportamentos distintos sob a ação do vento:

- Estruturas que sob a ação do vento não desenvolvem forças de inércia e para as quais o vento atua como uma força quase-estática;
- Estruturas que apresentam oscilações induzidas pelo vento.

No primeiro caso, as forças induzidas pelo vento são consideradas como um carregamento estático equivalente às resultantes de pressão de vento, que dependem da velocidade extrema do vento estimada para um certo período de tempo.

No segundo caso, a ação do vento induz o surgimento de fenômenos aeroelásticos que podem comprometer a integridade estrutural, além de causar o desconforto humano. Um desses fenômenos é o de vibrações causadas pelo desprendimento cadenciado de vórtices. Esse fenômeno é detalhado no próximo item. Detalhes sobre outros fenômenos podem ser obtidos em literatura especializada sobre o tema ((Simiu e Scanlan, 1996), (Blevins, 1990) etc).

3.1 Vibrações induzidas pelo desprendimento cadenciado de vórtices

A metodologia apresentada neste trabalho considera estruturas submetidas ao fenômeno de desprendimento cadenciado de vórtices. Por esse motivo, neste item descreve-se detalhadamente este fenômeno, iniciando-se pela apresentação dos parâmetros adimensionais necessários para sua compreensão.

3.1.1 Parâmetros adimensionais

A Figura 3.1 ilustra um sistema massa-mola amortecido, onde u_0 é a velocidade relativa do vento, ρ é a massa específica do ar, D é a dimensão do modelo perpendicular ao escoamento do vento, B é a largura do modelo, m é a massa, u_0/f é o comprimento da onda por ciclo, f é a frequência e A_q é a amplitude do deslocamento.

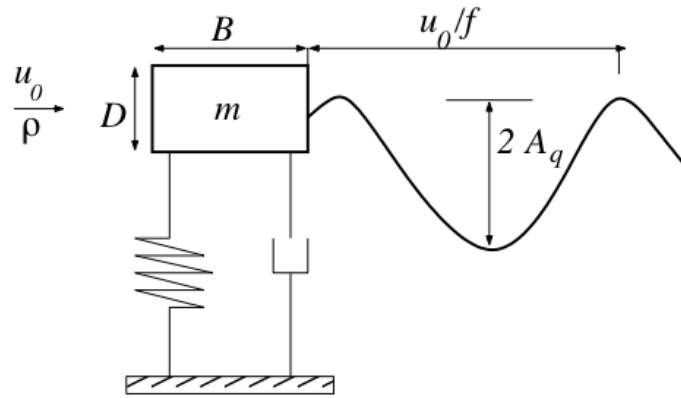


Figura 3.1: Sistema massa mola amortecido, adaptada de Blevins (1990).

Com base nessas informações, definem-se:

1. Razão de esbeltez: a esbeltez do corpo pode ser descrita por um parâmetro de esbeltez - Rz :

$$Rz = \frac{B}{D}, \quad (3.1)$$

onde B é a largura do modelo e D é a altura do modelo.

2. Velocidade reduzida - U_r

$$U_r = \frac{u_0}{fD}, \quad (3.2)$$

3.1 Vibrações induzidas pelo desprendimento cadenciado de vórtices 26

onde: u_0 é a velocidade do vento e D é a dimensão característica do modelo.

3. Amplitude adimensional - A^*

$$A^* = \frac{A_q}{D}, \quad (3.3)$$

onde A_q é amplitude de vibração do modelo.

4. Massa adimensional - m^*

$$m^* = \frac{\bar{m}}{\rho D^2}, \quad (3.4)$$

onde: ρ é a massa específica do fluido e \bar{m} é massa por unidade de comprimento.

5. Coeficiente de rigidez adimensional - k^*

$$k^* = \frac{\bar{k}}{\rho u_0^2}, \quad (3.5)$$

onde: \bar{k} é o coeficiente de rigidez por unidade de comprimento.

6. Coeficiente de amortecimento adimensional - c^*

$$c^* = \frac{\bar{c}}{\rho u_0 D}, \quad (3.6)$$

onde \bar{c} é o coeficiente de amortecimento por unidade de comprimento.

7. Número de Reynolds - Re

Em um corpo imerso em um meio fluido em movimento, existe uma fina camada de fluido situada nas proximidades do contorno do corpo denominada *camada limite*. Nesta região os efeitos da viscosidade do fluido se fazem sentir com maior intensidade retardando o seu movimento. A relação entre as forças de inércia e de viscosidade é denominada de número de Reynolds, dado pela expressão:

$$Re = \frac{u_0 D}{\nu}, \quad (3.7)$$

3.1 Vibrações induzidas pelo desprendimento cadenciado de vórtices 27

onde ν é a viscosidade cinemática do fluido equivalente à viscosidade absoluta dividida pela massa específica do fluido.

O número de Reynolds (Re) fornece a medida da espessura da camada limite e a transição entre escoamentos laminar e turbulento.

8. Número de Strouhal

É a frequência adimensional de desprendimento de vórtice e é definido por:

$$St = \frac{f_S D}{u_0}, \quad (3.8)$$

onde f_S é a frequência de desprendimento de um par de vórtices.

O número de Strouhal depende da forma da seção, do seu acabamento superficial, do número de Reynolds (Re) e das características do escoamento.

9. Coeficientes de arrasto C_D , de sustentação C_L e de torção C_M

As forças induzidas pelo vento sobre as estruturas são comumente tratadas através de coeficientes que as relacionam com a pressão dinâmica $q = 1/2\rho u_0^2$.

A Figura 3.2 é uma ilustração bidimensional de um corpo qualquer sujeito à ação do vento. Nesta figura α é o ângulo de ataque do vento. A força resultante induzida pelo vento sobre o corpo é decomposta nas direções paralela e perpendicular à direção do escoamento, resultando nas seguintes componentes de força generalizada:

F_D : força de arrasto (na direção do vento);

F_L : força de sustentação (na direção perpendicular ao vento);

M : Momento torsor.

Os subíndices D e L têm origem na nomenclatura em inglês das palavras *drag* (arrasto) e *lift* (sustentação). Os coeficientes C_D , C_L e C_M são dados por:

$$C_D = \frac{F_D}{q_p A}, \quad (3.9)$$

$$C_L = \frac{F_L}{q_p A}, \quad (3.10)$$

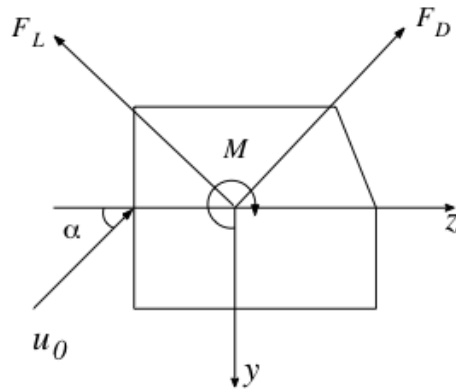


Figura 3.2: Decomposição das forças provocadas pelo vento em um corpo, adaptada de Hallak (2002)

$$C_M = \frac{M}{q_p D A}, \quad (3.11)$$

onde A é a área plana do modelo, dada pela multiplicação do comprimento do modelo pela dimensão característica, q_p é a pressão dinâmica obtida por $q_p = 1/2 \rho u_0^2$, sendo ρ a massa específica do ar e u_0 é a velocidade relativa do vento em relação à estrutura.

Quando os coeficientes C_D , C_L e C_M são influenciados pela frequência do movimento, eles são denominados coeficientes aeroelásticos.

3.1.2 Descrição do fenômeno de desprendimento cadenciado de vórtices

Os vórtices são pequenos turbilhões na esteira do fluxo causado pelo deslocamento da camada limite da superfície do corpo e são denominados de esteiras de Kármán, em homenagem ao pesquisador Theodore Von Kármán (1881 - 1963). A Figura 3.3 é uma ilustração deste fenômeno para diversos perfis não aerodinâmicos.

A formação do vórtice ocorre quando o gradiente de velocidade dentro da camada limite, associado à geometria do corpo imerso no fluido, promove separação dessa mesma camada limite. Em corpos com formato cilíndrico é difícil estudar a localização exata do ponto do desprendimento, pois este depende de uma série de fatores, tais como: rugosidade do objeto, velocidade do escoamento etc. Para corpos contendo arestas, que é o caso da maioria dos edifícios, a posição do desprendimento

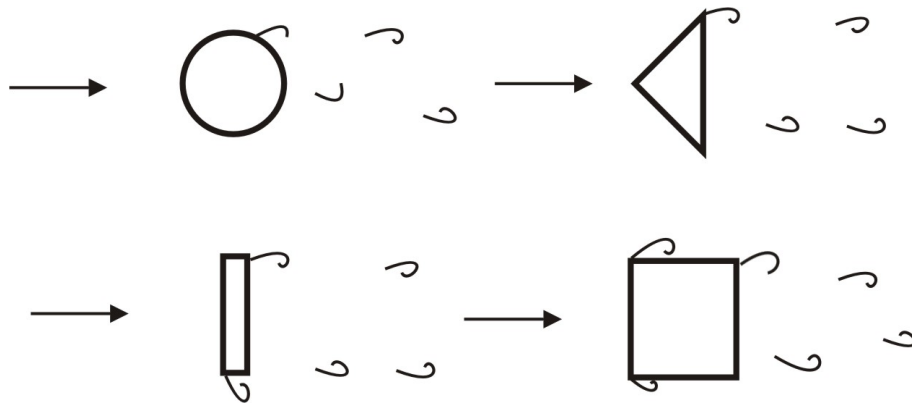


Figura 3.3: Vórtices de Van Kármán, extraído de Blessmann (1998)

se dá em uma ou algumas arestas.

Esses vórtices desprendem-se aleatoriamente ou de forma alternada, dependendo do número de Reynolds (Re), definido na Equação 3.7. A frequência de desprendimento de vórtices alternados depende do número adimensional de Strouhal (St) definido na Equação 3.8.

A Figura 3.4 ilustra a formação de vórtices para diferentes números de Reynolds.

Os vórtices gerados, ilustrados na Figura 3.3, originam forças periódicas oblíquas em relação à direção do vento médio. Considerando suas componentes, as forças alternadas na direção vento (forças de arrasto) ocorrem na frequência do desprendimento individual de vórtice ($2f_s$), enquanto que as forças alternadas na direção transversal ao vento (força de sustentação) ocorrem na frequência do desprendimento de cada par de vórtices (f_s). As componentes das forças tendem a produzir oscilações nas direções em que agem. Entretanto, a força na direção do vento, embora possa representar uma importante carga estática, apresenta flutuação pequena em comparação com a força na direção transversal ao vento.

Para corpos flexíveis com amortecimento estrutural reduzido poderá aparecer oscilação transversal considerável sempre que a frequência de desprendimento de um par de vórtices (f_s) coincidir ou ficar próxima de uma das frequências naturais da estrutura (f_n). Define-se então velocidade crítica como sendo aquela para a qual $f_s = f_n$ ou seja:

$$U_{crit} = \frac{f_n D}{St}. \quad (3.12)$$

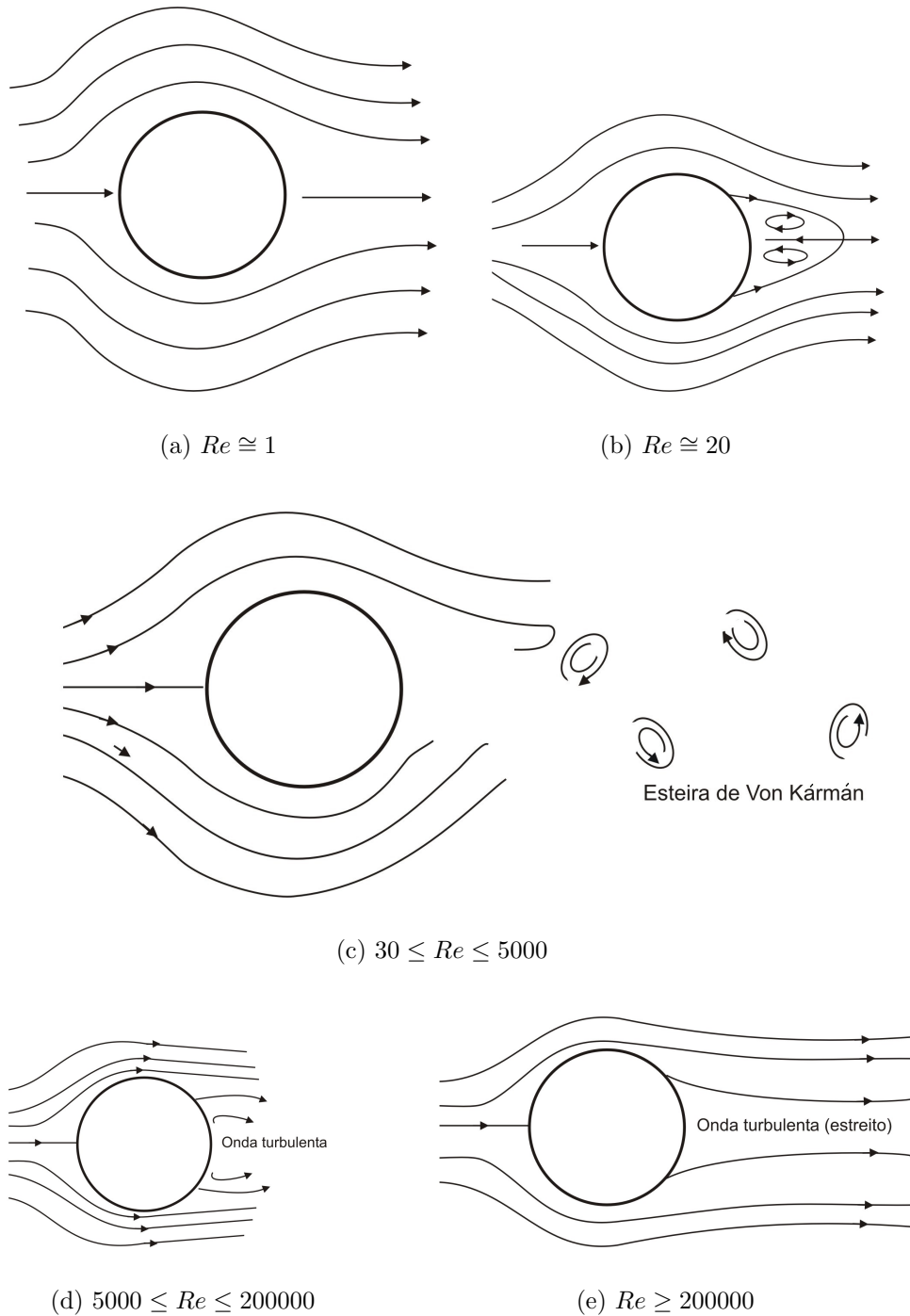


Figura 3.4: Desprendimento cadenciado de vórtices para diferentes números de Reynolds, adaptada de Simiu e Scanlan (1978).

3.1 Vibrações induzidas pelo desprendimento cadenciado de vórtices 31

Uma característica deste fenômeno é a chamada captura ou sincronização do desprendimento de vórtice na frequência (*lock-in*) na frequência natural de oscilação da estrutura, que ocorre na faixa de velocidades u_o para qual as amplitudes de vibração são significativas. A Figura 3.5 ilustra o fenômeno da captura.

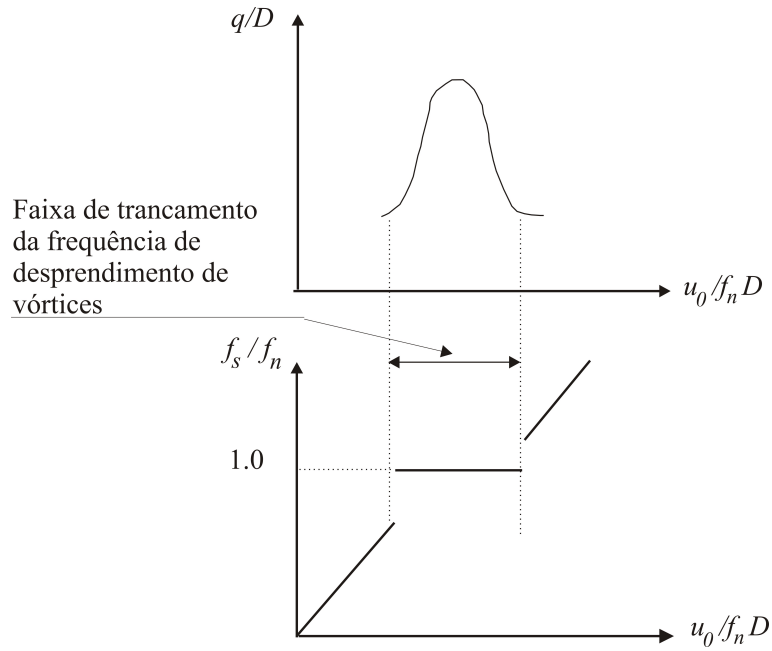


Figura 3.5: Crescimento da amplitude de oscilação e o fenômeno de captura da frequência de desprendimento de vórtices, adaptada de Hallak (2002).

3.1 Vibrações induzidas pelo desprendimento cadenciado de vórtices 32

Citam-se a seguir algumas estruturas (edifícios e torres) que apresentaram oscilações oriundas de desprendimento de vórtices. Estas estruturas tiveram suas vibrações atenuadas empregando-se mecanismos de controle estrutural.

- *World Trade Center* em Nova York. Duas torres gêmeas, uma de 415 metros e a outra de 417 metros, foram introduzidos atenuadores com materiais visco-elásticos
- *Citicorp Center* em Nova York. Foi utilizado um sistema absorvedor de massa auxiliar para atenuar as oscilações. Esse sistema constitui-se um mecanismo de dissipação de energia e consiste em um sistema vibratório secundário ligado à estrutura. Neste caso uma massa de concreto de 373.000 kg foi colocada na parte superior do edifício ligada à estrutura por um sistema mola-amortecedor.
- *Torre CN*, em Toronto, Canadá. Esta é uma torre mista com 553 metros de altura. Seu topo é um mastro de aço, de 102 metros de altura e 290 toneladas, com antenas de rádio e TV apoiado em concreto armado. As vibrações foram atenuadas empregando-se um dispositivo de massa auxiliar similar ao utilizado no *Citicorp Center*.
- Edifício *Taipei 101*, com 101 andares, localizado em Taipei, Taiwan. O edifício foi projetado para ser construído com um sistema de controle de vibrações, sendo implantado um pêndulo de 660 toneladas instalado entre o 87º e o 92º andar, o qual é controlado eletronicamente para compensar as oscilações causadas pelo vento ou por tremores. Com o uso deste sistema de controle de vibrações, os projetistas do edifício afirmaram que o prédio é capaz de suportar terremotos de até 7 graus na escala Richter e ventos de mais de 450 km/h, pois o absorvedor reduz em 60% os efeitos dos tremores na estrutura. As Figuras 3.6, 3.7 e 3.8 ilustram, respectivamente, o edifício, uma vista esquematizada do posicionamento e sua massa absorvedora.



Figura 3.6: Vista geral do edifício Taipei 101, extraída de Li *et al.* (2010).

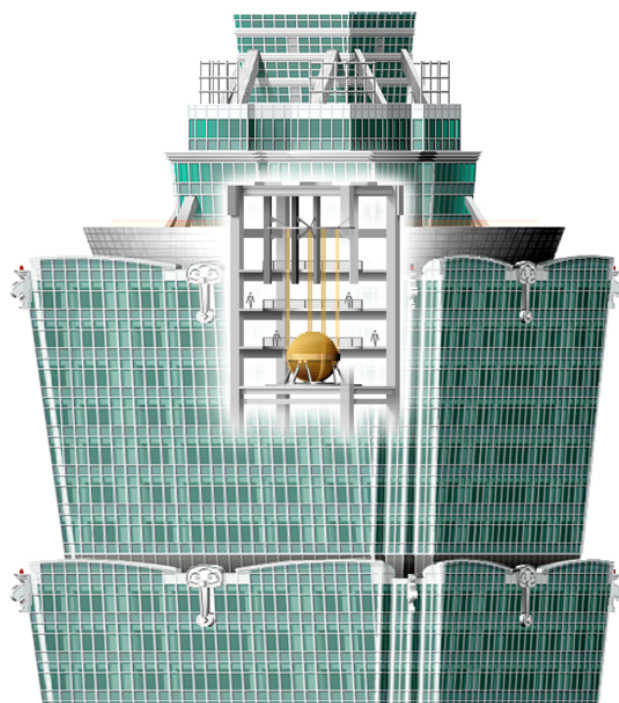


Figura 3.7: Vista esquematizada do posicionamento da massa sintonizada no edifício Taipei 101.



Figura 3.8: Vista em detalhe da massa sintonizada do edifício Taipei 101.

Conclusão do capítulo Neste capítulo foi apresentado o compartimento de estruturas sob a ação do vento, notadamente o fenômeno de desprendimento cadenciado de vórtices, que será utilizado neste trabalho.

Como já mencionado, a solução analítica das equações de Navier-Stokes é de difícil obtenção para situações reais. Por esse motivo, no próximo capítulo encontra-se uma descrição da metodologia de obtenção da resposta de interação fluido-estrutura via fluidodinâmica computacional (CFD).

Capítulo 4

Fluidodinâmica Computacional

Neste capítulo serão apresentados um breve histórico da fluidodinâmica computacional (*Computational Fluid Dynamics* - CFD), suas principais aplicações e uma visão geral da técnica utilizada no algoritmo CFD desenvolvido por De Sampaio *et al.* (2004) usado no presente trabalho.

4.1 Aspectos Gerais

Até pouco tempo atrás, os fenômenos de interação fluido-estrutura eram analisados somente em técnicas experimentais em túnel de vento. Atualmente, utilizam-se também recursos da Fluidodinâmica Computacional (CFD) para tratar os problemas clássicos da Engenharia do Vento. Este é um campo de pesquisa relativamente recente, cujo início se deu em meados da década de 1980, e o seu rápido crescimento na comunidade científica ocorreu, principalmente, em virtude de significativas melhoras nos modelos numéricos e do avanço na tecnologia dos computadores. Além disso, as dificuldades inerentes aos ensaios realizados em túneis de vento, tais como os altos custos, o tempo de análise e a impossibilidade de se estudar um número maior de problemas e com uma maior variabilidade de parâmetros também contribuíram para um maior crescimento na demanda por técnicas numéricas de análise (Braun, 2007).

Braun (2007) cita ainda que a Fluidodinâmica Computacional pode ser definida como o resultado do processo evolutivo na forma de abordagem dos problemas da Engenharia do Vento, a qual foi construída a partir das técnicas experimentais desenvolvidas nos túneis de vento. Através da abordagem computacional, as análises passam a ser feitas empregando-se técnicas numéricas de solução para as equações de conservação de quantidade de movimento e de massa, as quais regem o comportamento de fluidos em movimento e de estruturas imersas deformáveis. Consequentemente, a maioria das áreas de aplicação desenvolvidas pela Engenharia do Vento pode ser analisada no ambiente computacional.

Segundo Simiu e Scanlan (1996), a principal tarefa da Engenharia do Vento é fornecer informações a respeito do desempenho estrutural e das condições ambientais no entorno de estruturas sujeitas à ação do vento. Neste contexto, a Engenharia do Vento pode ser dividida em três grandes subáreas de aplicação: avaliação das condições ambientais devidas à circulação de vento, determinação das forças induzidas pelo vento sobre estruturas e resposta estrutural sob ação do vento. As duas últimas são de interesse do presente trabalho.

Segundo Braun (2007), a primeira publicação dedicada ao tema da Engenharia do Vento Computacional (EVC) aparece no volume 35 do “*Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*”, editado por Murakami (1990), onde são apresentados 14 trabalhos representando o estado-da-arte na época. Boa parte destes trabalhos é direcionada ao estudo e aplicação dos modelos de turbulência na simulação de escoamentos sobre corpos rombudos, evidenciando a importância deste aspecto na elaboração dos algoritmos. Mais tarde, em 1992, realiza-se na cidade de Tóquio, Japão, o primeiro Simpósio Internacional sobre Engenharia do Vento Computacional, criado com o objetivo de facilitar o intercâmbio de informações científicas entre pesquisadores das diferentes áreas da Fluidodinâmica Computacional aplicada à Engenharia do Vento. Os principais trabalhos deste congresso foram selecionados e compilados em um volume especial (46 & 47) do “*Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*”, sendo editado por Murakami (1993). O trabalho é dividido em seções voltadas aos fundamentos sobre modelagem da turbulência e métodos numéricos, além de aplicações relativas à determinação de cargas devidas ao vento sobre prédios e edifícios, investigações sobre vibrações e instabilidades aerolásticas induzidas pelo vento em pontes e prismas de diferentes seções e a simulação

das condições ambientais e conforto de pedestres sob a ação do vento.

A aerodinâmica de prédios e edifícios é seguramente uma das áreas de aplicação que reúne o maior número de publicações dentro da EVC. Um dos primeiros trabalhos se deve a Hanson *et al.* (1982), no qual é simulado numericamente um escoamento de vento ao redor de diferentes tipos de edifícios. Mais tarde, Summers *et al.* (1986) apresenta em seu trabalho a validação de uma simulação numérica da ação do vento sobre um modelo de um prédio. No mesmo ano, Hanson *et al.* (1986) publicam um dos primeiros resultados para uma simulação numérica tridimensional da ação do vento nesta área. Em Murakami *et al.* (1987) são apresentados resultados numéricos relativos à distribuição de pressão e de velocidade em torno de alguns modelos de prédios e no trabalho de Murakami e Mochida (1989) é mostrada a aplicação do modelo de turbulência em escoamentos turbulentos tridimensionais sobre edifícios.

A análise aerodinâmica/aeroelástica de pontes de grandes vãos tem atraído também a atenção de vários pesquisadores da EVC. Kawahara *et al.* (1984) estão entre os primeiros autores a analisar numericamente a ação do vento sobre uma seção de ponte. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é empregado, obtendo-se como resultado os coeficientes aerodinâmicos em função do ângulo de ataque e o número de Strouhal. Entretanto, é a partir de meados da década de 90 que ocorre uma explosão no número de publicações voltadas à análise numérica da ação do vento em pontes.

4.2 Simulação numérica de interação fluido-estrutura

Em consonância com a tendência de utilização de métodos computacionais para análise de fenômenos aerodinâmicos e aeroelásticos em estruturas, este trabalho aplica a CFD para a análise de estruturas esbeltas do tipo torres altas. Todavia, na utilização da CFD para estruturas civis, um dos principais desafios diz respeito à modelagem numérica da turbulência. Isto porque o número de Reynolds, parâmetro aerodinâmico adimensional que define a transição entre escoamentos laminares e turbulentos, normalmente atinge valores elevados.

Dentre os caminhos para a modelagem da turbulência do vento destaca-se a

chamada simulação das grandes escalas (LES - *Large Eddy Simulation*), descrita na Seção 4.3.3 e adotada na pesquisa. Nesta, as equações de Navier Stokes são filtradas e as escalas maiores são resolvidas pela discretização do modelo, enquanto as pequenas, não resolvíveis, são modeladas por meio de uma formulação estabilizada em elementos finitos e técnicas adaptativas no espaço e no tempo.

Outra preocupação diz respeito ao movimento relativo da estrutura, onde as equações de movimento estão descritas no referencial Lagrangiano, em relação ao fluido, em que as equações de equilíbrio, que são as de Navier Stokes, estão descritas no referencial Euleriano. Para compatibilizar os movimentos do fluido e da estrutura adota-se, portanto, um referencial misto conhecido como referencial lagrangiano-euleriano arbitrário (ALE - *Arbitrary Lagrangian-Eulerian*).

Em resumo, as técnicas computacionais em CFD consistem em discretizar as equações de Navier Stokes. O problema é definido em um domínio Ω com contorno Γ contendo nde dimensões no espaço Euclidiano. Na forma não conservativa, ou seja, utilizando as variáveis primitivas de pressão e velocidade, usando a convenção do somatório $a = 1, \dots, nde$ e $b = 1, \dots, nde$. e no referencial ALE, essas equações assumem a forma:

- Equação de conservação de quantidade de movimento:

$$\rho \left[\frac{\partial u_a}{\partial t} + (u_b) \frac{\partial u_a}{\partial x_b} \right] - \frac{\partial \tau_{ab}}{\partial x_b} + \frac{\partial p}{\partial x_a} = f_a, \quad (4.1)$$

- Equação de conservação de massa:

$$\frac{\partial \rho u_a}{\partial x_a} = 0. \quad (4.2)$$

Nestas equações a tensão viscosa é $\tau_{ab} = \mu(\partial u_a / \partial x_b + \partial u_b / \partial x_a)$, a densidade do fluido é indicada por ρ e as variáveis dependentes são os campos de velocidade u e pressão p .

Na Equação 4.1 o termo entre colchetes é a derivada total de u_a em relação ao tempo. Introduzindo a velocidade w_b , esta equação pode ser escrita como:

$$\frac{\partial u_a}{\partial t} + (u_b) \frac{\partial u_a}{\partial x_b} = \frac{du_a}{dt} + (u_b - w_b) \frac{\partial u_a}{\partial x_b}, \quad (4.3)$$

que leva para a equação no referencial ALE na seguinte forma:

$$\rho \left[\frac{du_a}{dt} + (u_b - w_b) \frac{\partial u_a}{\partial x_b} \right] - \frac{\partial \tau_{ab}}{\partial x_b} + \frac{\partial p}{\partial x_a} = f_a. \quad (4.4)$$

A velocidade $\mathbf{v} = \mathbf{u} - \mathbf{w}$ é a velocidade convectiva aparente, onde \mathbf{w} é a velocidade de referência do observador dada por $\mathbf{w} = \langle w_a, w_b \rangle$ e \mathbf{u} é a velocidade do vento dada por $\mathbf{u} = \langle u_a, u_b \rangle$. A derivada no tempo da Equação 4.1 é a derivada no tempo vista por este observador que se move com esta velocidade \mathbf{w} . A velocidade \mathbf{w} é definida convenientemente com o objetivo de ajustar a transição entre o referencial Euliano, distante do corpo em movimento e onde $\mathbf{w} = \mathbf{0}$, e o Lagrangiano, na superfície do corpo onde $\mathbf{w} = \mathbf{u}$. O fluido, devido ao efeito da viscosidade, é aderente à superfície do corpo onde a velocidade é nula.

Utilizando coordenadas bidimensionais com $u_1 = u$, $u_2 = v$ e $x_2 = y$ a Equação 4.1 terá a forma:

$$\rho \left[\frac{du}{dt} + (u - w_x) \frac{\partial u}{\partial x} + (v - w_y) \frac{\partial u}{\partial y} \right] - \mu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + \frac{\partial p}{\partial x} = f_x, \quad (4.5)$$

$$\rho \left[\frac{dv}{dt} + (u - w_x) \frac{\partial v}{\partial x} + (v - w_y) \frac{\partial v}{\partial y} \right] - \mu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + \frac{\partial p}{\partial y} = f_y. \quad (4.6)$$

A estrutura exposta ao fluxo é livre para mover-se na direção vertical y , mas o seu movimento é restringido na direção x . A rotação é também restringida. Assim, o movimento da estrutura é de um grau de liberdade, descrito como:

$$m \frac{d^2 q}{dt^2} + c \frac{dq}{dt} + kq = F_L, \quad (4.7)$$

onde m , c e k são a massa, coeficientes de amortecimento e rigidez por unidade de comprimento, respectivamente, e q é o deslocamento vertical. A força F_L representa a componente de força resultante do fluido sobre a superfície do corpo na direção transversal ao vento y e é responsável pela ligação dinâmica entre o fluido e o corpo

rígido em movimento. Esta força é calculada a partir da integração da tensão de viscosidade e componentes de pressão, obtidas do fluido, ao longo da superfície do corpo na direção vertical principal:

$$F_L = - \int_{\Gamma_C} \left[\mu \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) n_x + 2\mu \frac{\partial v}{\partial x} n_x - p n_y \right] d\Gamma, \quad (4.8)$$

onde $\mathbf{n} = \langle n_x, n_y \rangle$ é o vetor normal unitário na interface fluido-sólido (apontando do fluido ao sólido).

Para a descrição ALE do problema de interação fluido-estrutura adotou-se a proposta apresentada por Nomura e Hughes (1992), que define uma região externa Euleriana para o fluido longe da estrutura, uma região de transição, entre a região Euleriana e a estrutura, descrita no referencial ALE, e uma descrição Lagrangiana na interface fluido-sólido. Estas regiões estão representados na Figura 4.1

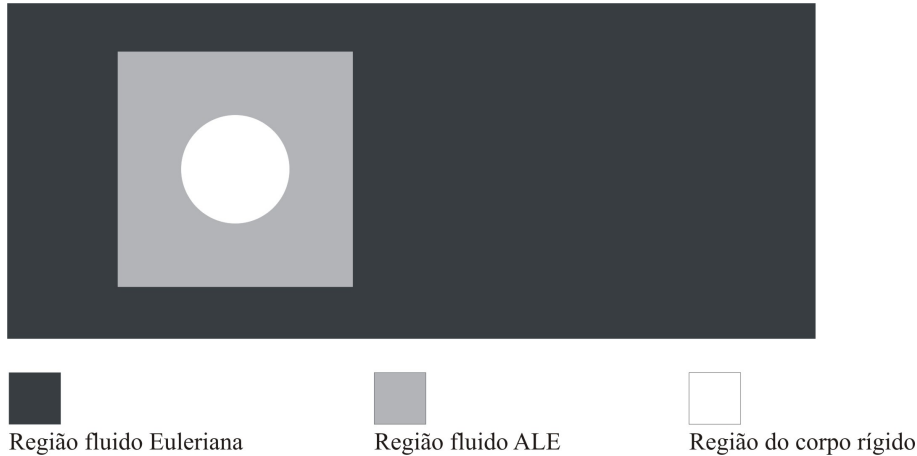


Figura 4.1: Divisão do problema no domínio em Euleriana, ALE e região do corpo rígido.

Vale a pena notar que a velocidade da malha deve variar entre zero, na região Euleriana, e a velocidade da estrutura na interface fluido-sólido. Aqui, no entanto, por causa de uma estratégia de remalhagem baseada no refinamento de uma malha do fundo, não só a malha corrente computacional deve ser deslocada, mas também a malha de plano de fundo que será utilizada para remalhagem. O algoritmo de Laplace é usado em ambos os casos para determinar uma transição suave e gradual de velocidade de malha (e posição).

As equações de Navier-Stokes 4.1 e 4.2 são discretizadas de acordo com a formu-

lação estabilizada de elementos finitos de De Sampaio *et al.* (2004). A derivação é apenas esboçada aqui e o leitor é remetido para a obra original para mais detalhes.

A formulação é obtida a partir da minimização de mínimos quadrados da equação de conservação da quantidade de movimento em relação à velocidade e à pressão. Na simulação bidimensional (2D), elementos triangulares foram utilizados para aproximar os campos de velocidade e de pressão. Uma equação de continuidade-pressão, aplicando o balanço de massa, é obtida combinando a aproximação de Galerkin padrão da equação de continuidade com a minimização do impulso residual em relação aos graus de liberdade de pressão. Esta tem a forma de uma equação de Poisson que evita as limitações associadas com a condição de estabilidade Babuska-Brezzi, permitindo o uso de interpolação de ordem igual para velocidade e pressão na formulação.

Considerando-se que os campos discretizados são escritos em termos de funções de forma, o método tem a forma de uma aproximação residual ponderada de Petrov-Galerkin da equação de movimento, utilizando a velocidade aparente convectiva $\mathbf{v} = \mathbf{u} - \mathbf{w}$ (De Sampaio e Coutinho, 1999).

O avanço de tempo segue um esquema segregado. A pressão é calculada primeiramente, e, em seguida, os novos componentes de velocidade são atualizados.

4.3 Modelos de turbulência

Segundo Hallak (2002), turbulência pode ser entendida como o movimento caótico dos fluidos e que pode apresentar uma grande variedade de escalas temporais e espaciais. Desta forma o escoamento turbulento é usualmente tratado como a superposição de um escoamento fundamental (médio) com as flutuações dinâmicas e estocásticas.

Na turbulência a energia cinética é retirada do escoamento médio pelos maiores turbilhões, sendo transferidas por um processo em cascata até os menores turbilhões, onde finalmente é dissipada na forma de calor pela viscosidade. O fenômeno é inerentemente tridimensional e variável no tempo. Devido a essas características físicas a criação de um modelo matemático de turbulência é uma tarefa difícil que vem exigindo o desenvolvimento de modelos específicos para cada situação e atraindo

a atenção de pesquisadores em todo mundo.

O comportamento turbulento do escoamento é função da relação entre as forças de inércia e de viscosidade, que definem o parâmetro adimensional do número de Reynolds. Para baixos valores desse parâmetro o escoamento é dito laminar. Para elevados valores de Reynolds as forças de inércia superam as de viscosidade e o escoamento torna-se turbulento, caracterizado por rápidas flutuações nas pressões e velocidades.

Dentre os caminhos para o estudo numérico de escoamento turbulento destacam-se três técnicas:

- modelo DNS (*Direct Numerical Simulation*)
- modelo RANS (*Reynolds Average Navier-Stokes*)
- modelo LES (*Large Eddy Simulation*)

4.3.1 Modelos DNS

Nesta técnica as equações de Navier-Stokes tridimensionais e transientes são resolvidas sem modelagem, em malhas bastante refinadas com passos de tempo bem pequenos, a fim de capturar toda a gama de escalas turbulentas.

A simulação numérica direta da turbulência é a técnica mais natural para resolver o escoamento turbulento. Na DNS as equações de Navier-Stokes são discretizadas diretamente e resolvidas numericamente. A malha deve ser suficientemente refinada para a solução das menores escalas do movimento, resultando no campo completo do escoamento turbulento, tridimensional, transiente, o qual é livre de qualquer tipo de modelagem, possuindo somente os erros da aproximação numérica. Porém, devido às grandes exigências de resolução espacial e temporal, a utilização prática da DNS limita-se aos escoamentos com baixo ou moderado número de Reynolds.

4.3.2 Modelos RANS

Neste modelo as equações médias de Reynolds são obtidas tomando-se médias temporais das equações de Navier-Stokes. Devido a não linearidade do termo con-

vectorial da conservação de quantidade de movimento a média temporal produz um termo de tensão adicional na equação média de Reynolds. Esse tensor, conhecido como Tensor de Reynolds, requer modelos de fechamento apropriado. Tais modelos de fechamento são baseados em considerações teóricas combinadas com conhecimentos empíricos e dados experimentais.

4.3.3 Modelo LES

O objetivo do método é o de simular explicitamente as grandes escalas do fluxo turbulento enquanto modela as pequenas. Para isso, usualmente é feita a filtragem das equações de Navier-Stokes para se obter as equações das grandes escalas de movimento. Entretanto, a não linearidade das equações de Navier-Stokes impossibilita a obtenção exata das quantidades filtradas e um termo análogo ao de tensão de Reynolds do RANS é produzido e deve ser modelado.

Na filtragem das equações, as escalas “filtradas” (resolvíveis ou grandes escalas) são definidas como:

$$\bar{f}_x = \int_{\Delta_f} f(x') G(x, x') d(x)', \quad (4.9)$$

onde $\bar{f}(x)$ indica uma quantidade filtrada e Δ_f é a largura do filtro. A função G é a função filtro, cujos tipos mais usuais são:

1. Filtro Gaussiano:

$$G_f(x) = \sqrt{\frac{6}{\pi \Delta_f^2}} e^{-\frac{6x^2}{\Delta_f^2}}; \quad (4.10)$$

2. Filtro no espaço real:

$$\hat{G}_f(x) = \begin{cases} 1/\Delta_f, & \text{se } x < \Delta_f/20 \\ 0, & \text{caso contrário} \end{cases} \quad (4.11)$$

De Sampaio e Coutinho (1999) em 1999 apresentaram uma metodologia LES em que a modelagem sub-malha é feita combinando-se uma formulação estabilizada

de elementos finitos com algoritmos adaptativos no espaço e no tempo. As pequenas escalas do problema são modeladas internamente pela própria formulação estabilizada sendo, por isso, denominado de LES com modelo sub-malha numericamente implícito, utilizado neste trabalho.

Conclusão do capítulo Neste capítulo foram apresentados aspectos gerais sobre a fluidodinâmica computacional (CFD) e as ferramentas para a sua simulação numérica.

Considerando que o presente trabalho visa avaliar numericamente a resposta dinâmica de uma estrutura causada pela indução do vento em estruturas esbeltas do tipo torres altas e submetida a sistemas de controle estruturais, no próximo capítulo apresenta-se, resumidamente, os conceitos de Dinâmica Estrutural e dos sistemas de Controle Estrutural utilizados neste trabalho.

Capítulo 5

Dinâmica das Estruturas e Sistemas de Controle Estrutural

Um sistema estrutural apresenta comportamento dinâmico quando submetido a carregamento que varia no tempo. Uma vez solicitado, o sistema mostra uma resposta que é descrita pelas acelerações, velocidades e deslocamentos de seus pontos característicos.

Um sistema tem comportamento dito linear quando é válido o princípio da superposição dos efeitos, ou seja: o sistema é linear se para uma excitação $f_e(t) = f_{e1}(t) + f_{e2}(t) + \dots + f_{eN}(t)$, a resposta do sistema é dada por $q(t) = q_1(t) + q_2(t) + \dots + q_N(t)$, onde t é a variável que descreve o tempo, $f_e(t)$ é a força de excitação atuante na estrutura, $q(t)$ a variável característica que descreve o estado ou resposta do sistema, sendo $q_i(t)$ a resposta para $f_i(t)$.

5.1 Dinâmica das estruturas

A modelagem de um sistema estrutural, em muitos casos, requer modelos refinados com muitos graus de liberdade. Entretanto, em problemas onde existe a predominância da resposta associada a um determinado modo de vibração, modelos simplificados com apenas um grau de liberdade generalizado (1GL) podem fornecer resultados interessantes com um baixo custo computacional.

Essa estratégia visa reduzir o esforço computacional das simulações numéricas. Entretanto, é necessário estar atento aos casos onde a resposta dinâmica de uma estrutura depende de mais de um grau de liberdade generalizado.

O comportamento de um sistema estrutural de 1 GL sujeito à ação de uma fonte de excitação externa com oscilações pode ser descrito por 3 propriedades físicas: a massa do sistema, a perda de energia mecânica ou amortecimento e sua rigidez, podendo resultar num modelo de 1GL mostrado na Figura 5.1.

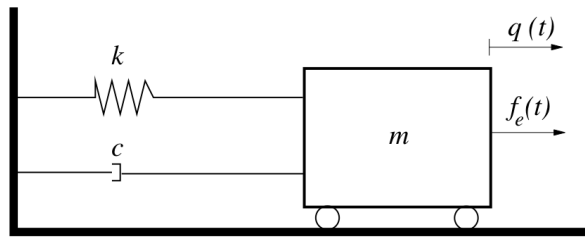


Figura 5.1: Modelo do sistema massa-mola-amortecedor para 1GL.

Neste caso, a equação de movimento de um sistema dinâmico linear de 1GL com amortecimento viscoso é escrita como:

$$m\ddot{q}(t) + c\dot{q}(t) + kq(t) = f_e(t), \quad (5.1)$$

onde t é o tempo, $q(t)$ é a resposta do sistema em termos de deslocamentos, $\ddot{q}(t)$ é a aceleração, $\dot{q}(t)$ é a velocidade, m , c , k são, respectivamente, propriedades físicas da estrutura (massa, coeficiente de amortecimento e constante de rigidez) e $f_e(t)$ são as forças externas resultantes aplicadas na estrutura.

Quando a estrutura é mais complexa, a aproximação por modelos de um grau de liberdade generalizado limita o estudo de seus comportamentos dinâmicos. Dessa forma, essas estruturas devem ser descritas por um modelo matemático com n graus de liberdade, como, por exemplo, o ilustrado na Figura 5.2.

Em um sistema com n graus de liberdade, tem-se um conjunto de n equações diferenciais que descrevem o comportamento dinâmico da estrutura. O sistema de equações diferenciais de movimento da estrutura são expressos pelo equilíbrio das forças atuantes em cada grau de liberdade. Para cada grau de liberdade tem-se quatro tipos de forças atuando em cada i -ésimo grau de liberdade da estrutura,

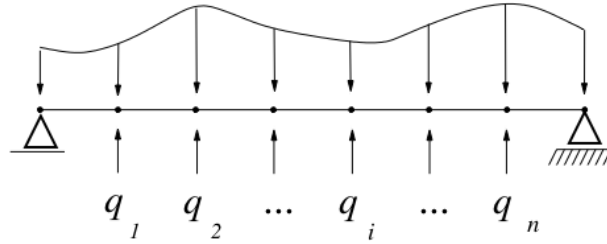


Figura 5.2: Exemplo de uma viga bi-apoiada com n graus de liberdade.

sendo: o carregamento externo f_e ; as forças de inércia f_I , de amortecimento f_A e elástica f_k . Dessa forma, para cada grau de liberdade as equações de equilíbrio são dadas por:

$$\begin{aligned}
 f_{I1}(t) + f_{A1}(t) + f_{k1}(t) &= f_{e1}(t), \\
 f_{I2}(t) + f_{A2}(t) + f_{k2}(t) &= f_{e2}(t), \\
 &\vdots \\
 f_{In}(t) + f_{An}(t) + f_{kn}(t) &= f_{en}(t).
 \end{aligned}
 \tag{5.2}$$

As Equações 5.2 podem ser reescritas na forma vetorial com a representação para vários graus de liberdade:

$$\mathbf{f}_I(t) + \mathbf{f}_A(t) + \mathbf{f}_k(t) = \mathbf{f}_e(t),
 \tag{5.3}$$

onde $\mathbf{f}_I(t) = \langle f_{I1}(t), f_{I2}(t), \dots, f_{In}(t) \rangle$, $\mathbf{f}_A(t) = \langle f_{A1}(t), f_{A2}(t), \dots, f_{An}(t) \rangle$, $\mathbf{f}_k(t) = \langle f_{k1}(t), f_{k2}(t), \dots, f_{kn}(t) \rangle$ e $\mathbf{f}_e(t) = \langle f_{e1}(t), f_{e2}(t), \dots, f_{en}(t) \rangle$.

Assumindo o comportamento linear para as estruturas e aplicando o princípio da superposição dos efeitos, o vetor de força elástica pode ser escrito na forma:

$$\mathbf{f}_k(t) = \mathbf{K}\mathbf{q}(t),
 \tag{5.4}$$

onde \mathbf{K} é a matriz de rigidez composta pelos coeficientes de influência de rigidez do sistema e \mathbf{q} é o vetor de deslocamento dos graus de liberdade da estrutura.

Da mesma maneira e admitindo o amortecimento viscoso, pode-se escrever:

$$\mathbf{f}_A(t) = \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}}(t), \quad (5.5)$$

$$\mathbf{f}_I(t) = \mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}}(t), \quad (5.6)$$

onde: \mathbf{C} é a matriz de coeficientes de amortecimento do sistema e $\dot{\mathbf{q}}$ é o vetor velocidade; \mathbf{M} é a matriz de massa do sistema e $\ddot{\mathbf{q}}$ é o vetor aceleração.

Substituindo as Equações 5.4, 5.5 e 5.6 na Equação 5.3, tem-se as equações de movimento escrita na forma matricial, conforme a Equação 5.7:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{q}(t) = \mathbf{f}_e(t). \quad (5.7)$$

Dessa forma a Equação 5.7 expressa as n equações diferenciais de movimento que definem a resposta de um sistema com vários graus de liberdade e trata-se da generalização do modelo de 1GL.

Na forma controlada, a Equação 5.7 é dada por:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{q}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{q}(t) = \mathbf{f}_e(t) + \mathbf{f}_c(t), \quad (5.8)$$

onde \mathbf{f}_c é o vetor de forças de controle obtido pelo sistema de controle estrutural adotado.

5.1.1 Equações diferenciais de equilíbrio para pórticos planos

A discretização de uma estrutura complexa em n graus de liberdade pode ser feita através do clássico Método dos Elementos Finitos (MEF) aplicado à Análise Estrutural. Por meio desse procedimento, uma estrutura complexa pode ser discretizada através de elementos denominados de elementos finitos.

A Figura 5.3 exibe um pórtico plano com três elementos, quatro nós, cada um com três graus de liberdade, sendo que os nós dos engastes têm todos os seus graus de liberdade impedidos.

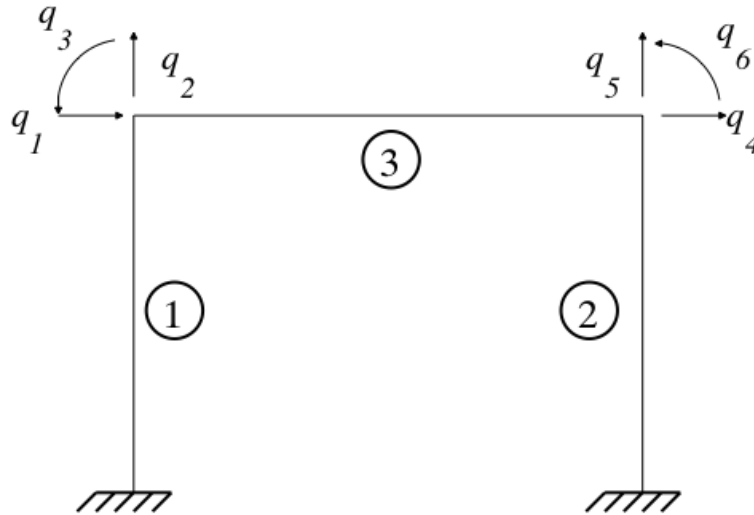


Figura 5.3: Pórtico plano com três elementos e com três graus de liberdade por nó.

A Figura 5.4 representa um elemento de pórtico plano, que possui três graus de liberdade por nó: duas translações e uma rotação.

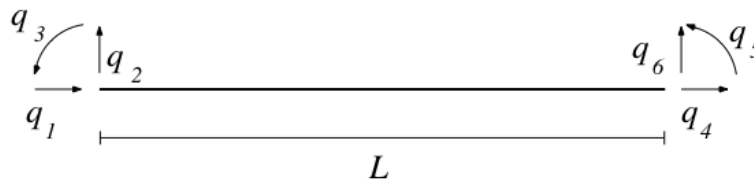


Figura 5.4: Elemento de pórtico plano com três graus de liberdade por nó.

Esses elementos são tratados como contínuos e os deslocamentos em qualquer ponto no interior de um elemento são funções dos deslocamentos nodais de seus extremos.

Aplicando o MEF para problemas de pórticos planos, chega-se a Equação 5.9.

$$\mathbf{M}^{\text{el}} \ddot{\mathbf{q}}^{\text{el}} + \mathbf{C}^{\text{el}} \dot{\mathbf{q}}^{\text{el}} + \mathbf{K}^{\text{el}} \mathbf{q}^{\text{el}} = \mathbf{f}_e^{\text{el}} \quad (5.9)$$

onde:

- $\ddot{\mathbf{q}}^{\text{el}} = \begin{Bmatrix} \ddot{q}_1 \\ \ddot{q}_2 \\ \ddot{q}_3 \\ \vdots \\ \ddot{q}_6 \end{Bmatrix}$, $\dot{\mathbf{q}}^{\text{el}} = \begin{Bmatrix} \dot{q}_1 \\ \dot{q}_2 \\ \dot{q}_3 \\ \vdots \\ \dot{q}_6 \end{Bmatrix}$, $\mathbf{q}^{\text{el}} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \vdots \\ q_6 \end{Bmatrix}$ e \mathbf{M}^{el} é a Matriz de Massa do elemento de pórtico plano no referencial local:

$$\mathbf{M}^{\text{el}} = \frac{\bar{m}L}{420} \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 \\ 0 & 156 & 22L & 0 & 54 & -13L \\ 0 & 22L & 4L^2 & 0 & 13L & -3L^2 \\ 70 & 0 & 0 & 140 & 0 & 0 \\ 0 & 54 & 13L & 0 & 156 & -22L \\ 0 & -13L & -3L^2 & 0 & -22L & 4L^2 \end{bmatrix}$$

- \mathbf{K}^{el} é a matriz de rigidez do elemento de pórtico plano no referencial local:

$$\mathbf{K}^{\text{el}} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

sendo:

- \bar{m} é a massa por unidade de comprimento do elemento;
- L é o comprimento do elemento;
- E é o módulo de elasticidade do material constitutivo do elemento;
- A é a área transversal do elemento; e
- I é o momento de inércia da seção transversal do elemento.

A matriz de amortecimento do elemento de pórtico plano no referencial local geralmente é dada por $\mathbf{C}^{\text{el}} = \alpha \mathbf{M}^{\text{el}} + \beta \mathbf{K}^{\text{el}}$, sendo α e β números reais.

As matrizes globais de massa, rigidez e amortecimento de uma estrutura discretizada em elementos finitos são obtidas pelo somatório das contribuições de cada n elemento, tomadas em um referencial global. De forma simbólica:

$$\mathbf{M} = \sum_{i=1}^n (\mathbf{R}_i^{\text{el}})^T \mathbf{M}_i^{\text{el}} \mathbf{R}_i^{\text{el}}, \quad (5.10)$$

$$\mathbf{K} = \sum_{i=1}^n (\mathbf{R}_i^{\text{el}})^T \mathbf{K}_i^{\text{el}} \mathbf{R}_i^{\text{el}}, \quad (5.11)$$

$$\mathbf{C} = \sum_{i=1}^n (\mathbf{R}_i^{\text{el}})^T \mathbf{C}_i^{\text{el}} \mathbf{R}_i^{\text{el}}, \quad (5.12)$$

onde \mathbf{R}^{el} é a matriz de rotação, que aplicada às matrizes \mathbf{M}^{el} , \mathbf{K}^{el} e \mathbf{C}^{el} , leva às matrizes para o referencial global da estrutura.

5.1.2 Frequências naturais e modos de vibração

Conhecendo as matrizes de massa (\mathbf{M}) e rigidez (\mathbf{K}) do modelo de estrutura, pode-se realizar uma análise modal para determinar as suas frequências fundamentais e modos de vibração.

Essa obtenção se dá através da resolução de um problema clássico de autovalor, dado por:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M})\phi = \mathbf{0} \quad (5.13)$$

onde:

- ω^2 representam os autovalores equivalentes ao quadrado das frequências de vibração; e
- ϕ representam os autovetores correspondentes aos modos de vibração do mo-

delo de estrutura.

Nota-se que ϕ é ortogonal, ou seja:

$$\phi \cdot \phi^T = \mathbf{I}, \quad (5.14)$$

onde \mathbf{I} é a matriz identidade n -dimensional.

Desta forma, pode-se obter as matrizes de Massa, Rigidez e Amortecimento diagonalizadas ($\bar{\mathbf{M}}$ e $\bar{\mathbf{K}}$ respectivamente), sendo dadas por:

$$\bar{\mathbf{M}} = \phi^T \mathbf{M} \phi, \quad (5.15)$$

$$\bar{\mathbf{K}} = \phi^T \mathbf{K} \phi, \text{ e} \quad (5.16)$$

Neste presente trabalho adotou-se o amortecimento proporcional à massa, sendo

$$\bar{\mathbf{C}} = \alpha \bar{\mathbf{M}}. \quad (5.17)$$

onde $\bar{\mathbf{C}}$ é a matriz de amortecimento da estrutura e α é um número real

Calculando-se:

$$\bar{\mathbf{f}} = \phi^T \mathbf{f}, \quad (5.18)$$

pode-se chegar a um sistema de equações diferenciais desacopladas de equilíbrio dinâmico mostrado na Equação 5.19:

$$\bar{\mathbf{M}}\ddot{\bar{\mathbf{q}}} + \bar{\mathbf{C}}\dot{\bar{\mathbf{q}}} + \bar{\mathbf{K}}\bar{\mathbf{q}} = \bar{\mathbf{f}} \quad (5.19)$$

sendo: $\ddot{\bar{\mathbf{q}}} = \phi^T \ddot{\mathbf{q}}$, $\dot{\bar{\mathbf{q}}} = \phi^T \dot{\mathbf{q}}$ e $\bar{\mathbf{q}} = \phi^T \mathbf{q}$

5.1.3 Equações de Estado

A representação de sistemas dinâmicos em espaço de estado tem como principal objetivo reescrever o sistema de equações do movimento inicial num sistema com um maior número de equações, mas de grau inferior. Essa operação é computacionalmente desejável, pois, apesar do número de equações ser superior, são de tratamento mais fácil (Moutinho, 2007).

A equação 5.7 pode ser reescrita através de equações diferenciais de primeira ordem, chamadas de equações de estado. A essa representação, mostrada na equação 5.20, dá-se o nome de espaço de estados.

$$\dot{\mathbf{x}} = \mathbf{A}\mathbf{x} + \mathbf{B}\mathbf{u}_e, \quad (5.20)$$

onde:

$$\mathbf{x}(t) = \begin{Bmatrix} \mathbf{q}(t) \\ \dot{\mathbf{q}}(t) \end{Bmatrix}; \quad (5.21)$$

$$\dot{\mathbf{x}}(t) = \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{q}}(t) \\ \ddot{\mathbf{q}}(t) \end{Bmatrix}; \quad (5.22)$$

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & \mathbf{I} \\ -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1}\mathbf{C} \end{bmatrix}; \quad (5.23)$$

sendo $\mathbf{0}$ uma matriz de zeros n -dimensional e \mathbf{I} uma matriz identidade n -dimensional.

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{M}^{-1} \end{bmatrix}; \quad (5.24)$$

$$\mathbf{u}_e(t) = \mathbf{f}_e(t). \quad (5.25)$$

De acordo com Ogata (2010), define-se:

Estado: O estado de um sistema dinâmico é o menor conjunto de variáveis, chamada de variáveis de estado, tais que o conhecimento dessas variáveis em um tempo $t = t_0$, juntamente com o conhecimento da entrada para $t \geq t_0$, determina completamente o comportamento do sistema para qualquer instante $t \geq t_0$.

Variáveis de estado: As variáveis de estado de um sistema dinâmico são aquelas que constituem o menor conjunto de variáveis capaz de determinar o estado desse sistema dinâmico. Se pelo menos n variáveis x_1, x_2, \dots, x_n , são necessárias para descrever todo o comportamento de um sistema dinâmico, então n variáveis formam um conjunto de variáveis de estado.

Vetor de estado: Se forem necessárias n variáveis de estado para descrever completamente o comportamento de um dado sistema, então essas n variáveis de estado poderão ser consideradas as n componentes de um vetor \mathbf{x} . Esse vetor é chamado de vetor de estado. Assim o vetor de estado é aquele que determina o estado do sistema $\mathbf{x}(t)$ para qualquer instante $t \geq t_0$, uma vez dado o estado em $t = t_0$ e especificada a entrada $u(t)$ para $t \geq t_0$.

As variáveis de entrada representam as ações exteriores aplicadas ao sistema, também conhecidas como perturbação ou excitação exterior. O vetor $\mathbf{u}_e(t)$ é constituído pelas diversas entradas no sistema designa-se de vetor de entrada.

Na forma controlada, o vetor de forças atuante na estrutura definido na Equação 5.25 torna-se:

$$\mathbf{u}_e(t) = \mathbf{f}_e(t) + \mathbf{f}_c(t), \quad (5.26)$$

onde \mathbf{f}_c é o vetor de força de controle obtido pelo sistema de controle estrutural.

Tradicionalmente os algoritmos de controle são implementados no espaço de estados. Este procedimento facilita a implementação computacional, pois reduz a ordem das equações diferenciais além de tornar mais compactas a escrita das equações que regem o comportamento de sistemas controlados.

5.2 Sistemas de Controle Estrutural

Ante à necessidade de atenuar as amplitudes de vibrações, muitas pesquisas têm sido desenvolvidas. Essas pesquisas possibilitaram dispositivos que instalados na estrutura apresentam redução das amplitudes de vibração. Serão apresentados aqui o Sistema de Controle Ativo (SCA) e o Sistema de Controle Semiativo, além de discutidas as principais características, suas vantagens, desvantagens e aplicações práticas.

5.2.1 Sistema de Controle Ativo

Nesses tipos de sistemas as forças de controle são introduzidas no sistema por meio de atuadores tais como macaco hidráulico, motor elétrico etc, que necessitam ser alimentados por uma fonte de energia externa.

Os sistemas de controle ativo denominado de malha fechada geralmente permitem alcançar uma melhor eficiência. Isto se deve ao fato de que, neste tipo de sistema, as forças de controle dependem diretamente das amplitudes de resposta do sistema estrutural e podem ser calibradas automaticamente, o que resulta em um maior grau de adaptabilidade. A Figura 5.5 ilustra o diagrama de blocos de um sistema de controle ativo de malha fechada.

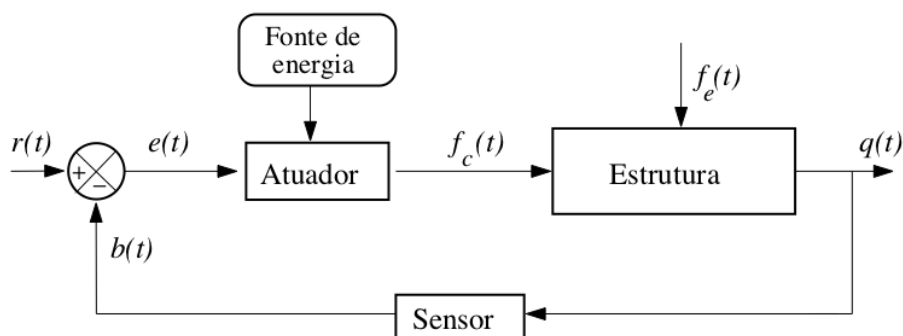


Figura 5.5: Esquema de Controle Ativo de Malha Fechada.

Este tipo de controle é composto por:

- sensores: que registram informações como deslocamentos, velocidades e/ou acelerações de determinados pontos da estrutura;

- controladores: que recebem as informações dos sensores e realizam o cálculo das forças de controle; e
- atuadores: que aplicam as forças de controle.

As forças de controle são funções da diferença entre um sinal de referência $r(t)$, resposta desejada, e a resposta real sensoriada $b(t)$, ou seja: $f_c(t) = f_c[r(t) - b(t)]$, conforme representado na Figura 5.5. São capazes, portanto, de aplicar na estrutura apenas as forças necessárias para manter níveis aceitáveis de deslocamentos, velocidades e acelerações, pois o sensoriamento da estrutura permite a reanálise da medida de erro dada por $e(t) = r(t) - b(t)$, sendo $b(t)$ o sinal sensoriado da estrutura a cada instante de tempo.

O edifício Kyobashi Seiwa, localizado em Tóquio, Japão, foi o primeiro caso de implementação da tecnologia de controle ativo em escala real. O sistema de controle é constituído por dois amortecedores de massa ativos (AMA): o principal é utilizado para atenuar o movimento transversal e pesa 4 toneladas força, enquanto o secundário é empregado para reduzir o movimento de torção e pesa 1 tonelada força. O papel do sistema ativo é reduzir a vibração do edifício sob a ação de ventos fortes e excitações sísmicas moderadas e, conseqüentemente, aumentar o conforto dos usuários da edificação (Spencer Jr e Soong, 1999). Uma ilustração do edifício e do seu sistema de controle é apresentada na Figura 5.6.

Entretanto, em caso de retardo na aplicação das forças de controle, podem perder sua eficácia no que se refere à redução das amplitudes de vibrações, ou até mesmo se transformarem em excitadores da estrutura (Dos Santos Neto *et al.*, 2012). Além disso, a elevada quantidade de energia indispensável ao funcionamento dos atuadores pode torná-los sistemas caros e complexos de serem instalados (Mulligan, 2007), e na ocorrência de falha geral de energia, fato que geralmente acontece na ocorrência de eventos sísmicos severos, esse sistema de controle torna-se inativo (Pestana, 2012).

Na seqüência são apresentadas as técnicas de controle adotadas neste trabalho:

Controle Ótimo:

O desempenho de um sistema de controle dinâmico é medido segundo alguns critérios de segurança ligados às amplitudes de resposta em termos de deslocamentos;



Figura 5.6: Edifício Kyobashi Seiwa e AMA, extraída de Spencer Jr e Soong (1999).

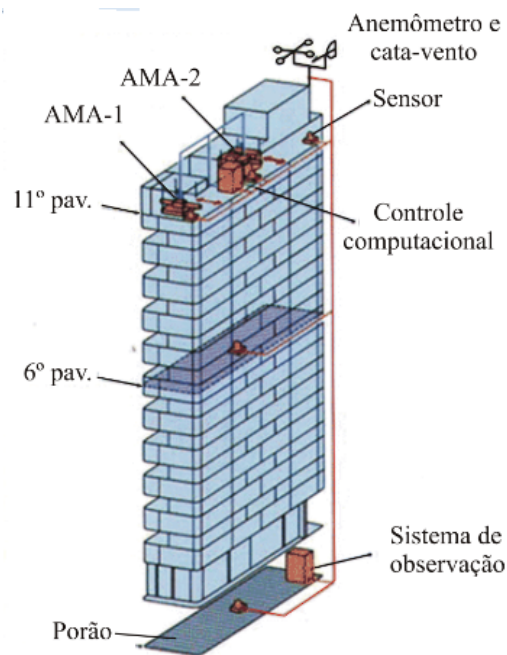


Figura 5.7: Edifício Kyobashi Seiwa e AMA, adaptada de Spencer Jr e Soong (1999).

conforto do usuário, relacionados com as amplitudes de velocidade e/ou acelerações; e praticidade, referente a limitações econômicas e/ou físicas na concepção do sistema de controle. Conceitua-se então um controlador ótimo como sendo: “A determinação de um controle admissível que leve o sistema a um estado desejado

$\bar{x}(t)$ e que minimize uma certa medida de desempenho” (Meirovitch, 1990).

A determinação da força de controle ótima (f_{co}), neste caso, é feita tomando-se como medidas de desempenho as amplitudes dos estados e da própria força de controle atuante em um sistema ativo de malha fechada. A minimização das amplitudes dos estados em um período de tempo compreendido entre t_0 e t_f pode ser feita tomando-se um funcional quadrático que inclui a parcela relativa às forças de controle como:

$$J = \int_{t_0}^{t_f} [\mathbf{x}^T(t)\mathbf{Q}\mathbf{x}(t) + \mathbf{f}_{co}^T(t)\mathbf{R}\mathbf{f}_{co}(t)]dt, \quad (5.27)$$

onde J é o funcional a ser minimizado; \mathbf{Q} e \mathbf{R} são matrizes de ponderação com dimensão $(2n, 2n)$ e (n, n) , respectivamente, sendo n o número de graus de liberdade do sistema.

Para a minimização do funcional J é necessário obter a matriz (\mathbf{P}), que é a solução da Equação Matricial de Riccati dada por:

$$\mathbf{P}\mathbf{A} + \mathbf{A}^T\mathbf{P} - \mathbf{P}\mathbf{B}\mathbf{R}^{-1}\mathbf{B}^T\mathbf{P} + \mathbf{Q} = \mathbf{0}. \quad (5.28)$$

Após determinar a Matriz de Riccati (\mathbf{P}), com dimensão $(2n, 2n)$, pode-se determinar a Matriz de Ganho da força de controle (\mathbf{G}), que possui dimensão $(n, 2n)$ e é definida da seguinte maneira:

$$\mathbf{G} = -\mathbf{R}^{-1}\mathbf{B}^T\mathbf{P}. \quad (5.29)$$

A força de controle é dada, então, pela Equação 5.30.

$$\mathbf{f}_{co}(t) = \mathbf{G}\mathbf{x}(t). \quad (5.30)$$

Chega-se, assim, ao controle ótimo do regulador linear com utilização de funcional quadrático. Para maiores detalhes, é sugerida a leitura da referência Meirovitch (1990) e Barbosa (1996).

5.2.2 Sistema de Controle Semiativo

Os dispositivos semiativos não são capazes de adicionar energia mecânica ao sistema controlado. As forças de controle são calculadas com base em medidas de amplitudes de respostas da estrutura, que necessita ser sensoriada. Porém, essas forças de controle não são aplicadas por atuadores, como no caso ativo, mas através da modificação, em tempo real e de acordo com uma regra pré-selecionada de decisão, das características mecânicas desses dispositivos.

Este tipo de controle oferece a adaptabilidade típica do sistema de controle ativo, porém sem demandar grandes fontes de suprimento de energia. Por não necessitarem de uma grande quantidade de energia para funcionar, vários dispositivos semiativos podem operar com bateria, o que é primordial durante eventos sísmicos em que a principal fonte de energia da estrutura pode falhar (Dyke, 1996).

As propriedades de amortecimento e rigidez dos sistemas semiativos, podem, então, ser variadas dinamicamente, gerando de maneira indireta as forças de controle, a fim de reduzir de maneira ótima as respostas do sistema estrutural. Por esse motivo, o controle semiativo, diferentemente do controle ativo, não tem potencial para desestabilizar uma estrutura (Dyke, 1996)

Segundo Nagahama (2013) a primeira aplicação em escala real do controle semiativo em uma estrutura civil ocorreu em 1990, no Edifício Kajima Research Institute em Tóquio, Japão (Ikeda, 2004), Figura 5.8.



Figura 5.8: Edifício Kajima Research Institute, extraída de Spence Jr. (2008).

Dentre os dispositivos de controle semiativo encontrados na literatura, pode-se citar:

- Amortecedores de orifício variável;
- dispositivos de controle com rigidez variável;
- amortecedores sintonizados com coluna líquida ajustável; e
- amortecedores de fluidos controláveis.

Os chamados fluidos controláveis possuem a capacidade de mudar, reversivelmente, seu comportamento reológico, modificando sua consistência do estado líquido ao semissólido por meio da aplicação de um campo elétrico ou magnético em um intervalo de tempo de poucos milissegundos. Dois tipos de fluidos podem ser empregados na fabricação de amortecedores controláveis: os fluidos eletorreológicos (ER), cujas propriedades são modificadas graças à aplicação de uma corrente elétrica, e os fluidos magnetorreológicos (MR), cujas características mudam devido à variação do campo magnético aplicado. Dispositivos que empregam fluidos controláveis receberam grande atenção dos pesquisadores por causa do seu baixo custo de fabricação e porque suas válvulas funcionam sem partes móveis (Carneiro, 2010).

Neste trabalho foi usada técnica de controle semiativo com amortecedores magnetorreológicos, apresentada na sequência.

Amortecedores Magnetorreológicos (MR)

A descoberta e os desenvolvimentos iniciais dos fluidos e dos amortecedores magnetorreológicos (MR) são da autoria de Rabinow (1948), no final da década de 1940. Esses fluidos possuem como principal particularidade a sua habilidade para mudar de maneira reversível, de um estado líquido linear viscoso de livre fluxo para um estado semi-sólido, em milissegundos, quando expostos a um campo magnético. São compostos por partículas micrométricas magneticamente polarizáveis dispersas em um meio oleoso. Quando um campo magnético é aplicado no fluido, formam-se cadeias de partículas orientadas paralelamente pelo campo, como apresentado na Figura 5.9. Uma vez constituídas as cadeias, o movimento do líquido é restringido, aumentando assim a resistência ao fluxo. A taxa de mudança está diretamente relacionada à magnitude do campo. Retirado o campo magnético, o fluido retorna às suas propriedades originais.

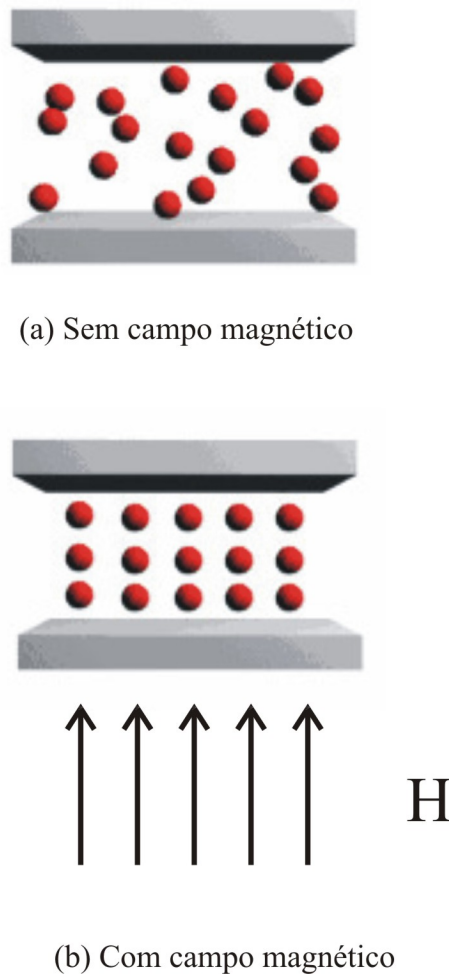


Figura 5.9: Fluido MR: (a) sem presença de campo magnético; e (b) sob influência de um campo magnético H - Figura adaptada de Valência (2011).

Geralmente, os amortecedores MR são constituídos por um cilindro com um pistão, dentro do qual se encontra o fluido MR. Sobre a superfície lateral do cilindro são dispostas bobinas nas quais circula uma corrente elétrica que corresponde à criação de um campo magnético.

As principais características dos amortecedores MR, segundo Valência (2011), estão listadas a seguir:

- geralmente são operados com pequenas fontes de energia;
- possuem altos níveis de tensão de escoamento;
- apresentam desempenho estável em um amplo intervalo de temperatura, pois os fluidos MR operam adequadamente em temperaturas que oscilam de -40° a 150°C ;

- podem exercer forças de controle altas;
- são dispositivos simples que não apresentam partículas móveis além do pistão, o que os tornam mais seguros e de fácil manutenção;
- o tempo de resposta é de poucos milissegundos; e
- não são sensíveis a impurezas químicas comuns no processo de fabricação e/ou no uso regular dos aparelhos.

Essas propriedades fazem dos amortecedores MR uma ferramenta ideal para o controle de sistemas estruturais, pois com eles é possível administrar forças de amortecimento de forma simples, rápida e segura, a um custo relativamente baixo. Sua capacidade de adaptação é ideal para o projeto de sistemas de controle semiativo, pois, mesmo em configuração passiva, ou seja, sob a aplicação de voltagem constante ou na ausência de voltagem, os amortecedores MR continuam sendo dispositivos dissipadores de energia.

Técnicas de Controle Semiativo adotadas

Para desenvolver algoritmos de controle que consigam obter máximo proveito das características únicas dos amortecedores MR, dentre elas a capacidade de adaptar suas propriedades, é necessário obter um modelo matemático que reproduza seu comportamento adequadamente. Essa é uma tarefa desafiadora, pois os amortecedores MR apresentam um comportamento tipicamente não-linear, histerético e de difícil modelagem (Nagahama, 2013).

Spencer Jr *et al.* (1997) apresentaram uma revisão de diversos modelos para amortecedores fluidos controláveis e propuseram um novo modelo para esse tipo de dispositivo. Partindo do modelo mais simples até o modelo que descreve de forma mais acurada o comportamento do amortecedor magnetorreológico, os autores analisaram o modelo de Bingham; uma extensão ao modelo de Bingham; o modelo de Bouc-Wen e propuseram o modelo Bouc-Wen modificado, que é apresentado na Figura 5.10. Pormenores da modelagem pode ser encontrado na referência (Spencer Jr *et al.*, 1997).

O modelo de Bouc-Wen modificado é governado pela Equação 5.31

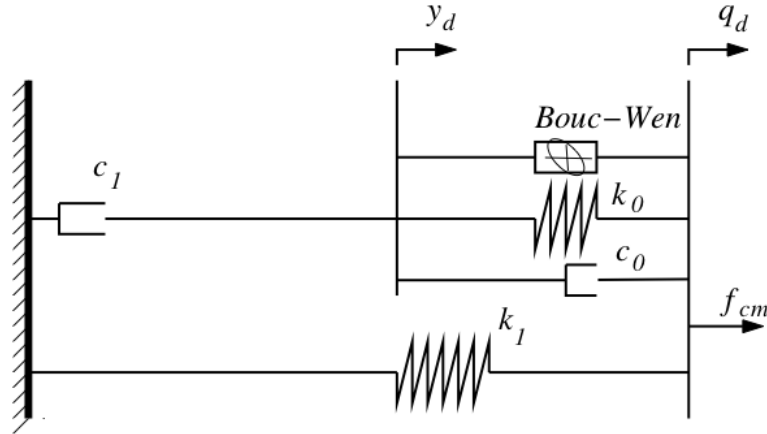


Figura 5.10: Modelo de Bouc-Wen modificado, adaptada de Spencer Jr *et al.* (1997).

$$f_{cm} = \alpha\zeta + c_0(\dot{q}_d - \dot{y}_d) + k_0(q_d - y_d) + k_1(q_d - x_0), \quad (5.31)$$

onde f_c representa a força de controle total gerada pelo sistema, c_0 é o coeficiente de amortecimento viscoso observado em altas velocidades, k_0 controla a rigidez a grandes velocidades, k_1 é a rigidez do acumulador, q_d e y_d são os deslocamentos do amortecedor, x_0 é o deslocamento inicial da mola com rigidez k_1 associado à presença do acumulador e ζ é uma variável auxiliar governada pela Equação 5.32:

$$\dot{\zeta} = -\gamma|\dot{q}_d - \dot{u}_d|\zeta|\zeta|^{n-1} - \beta(\dot{q}_d - \dot{u}_d)|\zeta|^n + A(\dot{q}_d - \dot{u}_d), \quad (5.32)$$

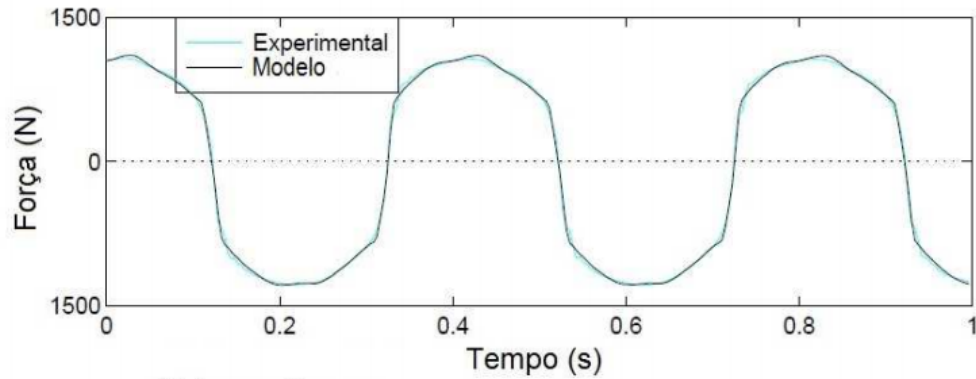
na qual a velocidade \dot{y}_d é dada pela Equação 5.33:

$$\dot{y}_d = \frac{1}{c_0 + c_1}[\alpha\zeta + c_0\dot{q}_d + c_0\dot{x}_d + k_0(q_d - y_d)], \quad (5.33)$$

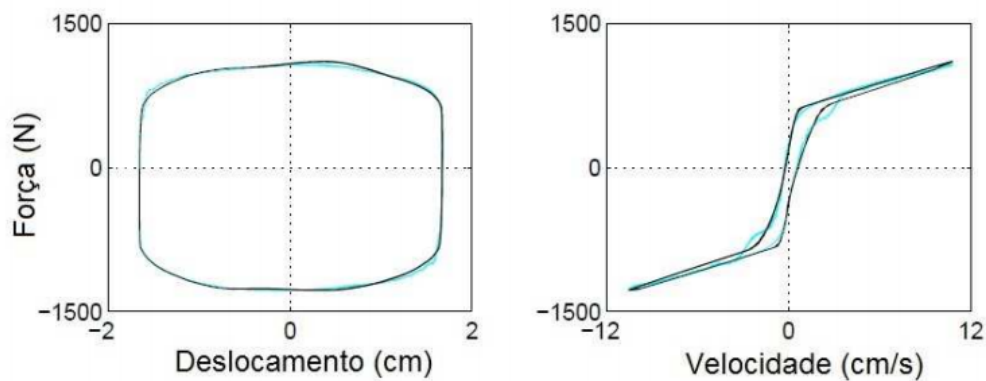
sendo c_1 o amortecimento viscoso observado em baixas velocidades, incluído no modelo para produzir o efeito *roll-off*, α é uma variável auxiliar definida pela Equação 5.37 e n , γ , β e A são constantes.

Na Figura 5.11 encontra-se uma comparação entre os resultados experimentais e os resultados numéricos do modelo Bouc-Wen modificado. Nota-se que esse modelo previu o comportamento do amortecedor satisfatoriamente em todas as regiões, inclusive na região onde a aceleração e a velocidade têm sinais opostos e a magnitude

da velocidade é pequena.



(a)



(b)

Figura 5.11: Resultados comparativos obtidos por Spencer Jr *et al.* (1997) de seu modelo numérico (Bouc-Wen modificado) e o obtido por experimento.

Estratégia de Controle Semiativo

Sabe-se que as forças de controle dos amortecedores magnetorreológicos não são controladas de maneira direta. Para induzir esses dispositivos a desenvolver forças de controle próximas às forças ótimas, visando a redução de vibrações da estrutura, é necessário adotar estratégias adequadas de seleção de voltagem do controle. O controle semiativo realizado pelo emprego de amortecedores MR é um problema essencialmente não-linear devido às propriedades não-lineares desse tipo de dispositivo (Nagahama, 2013).

Por esse motivo o projeto desse tipo de controle requer a adoção de uma estratégia de seleção de sinal de comando adequada à não-linearidade do amortecedor.

Pode-se citar como estratégias de controle não-lineares algoritmos do tipo:

- controle *bang-bang*;
- controle *clipped optimal*;
- controle *bi-state*; e
- controle adaptativo não-linear.

Neste trabalho optou-se por utilizar a estratégia de controle *Clipped Optimal*, que é descrita na sequência.

Algoritmo *Clipped Optimal*

Nesta estratégia calcula-se a força de controle ótima do sistema por meio de um sistema de comportamento linear, minimizando um funcional quadrático. Esse procedimento é conhecido na literatura como LQR (*linear quadratic regulator*).

Para induzir os amortecedores MR a desenvolver forças próximas às forças de controle ótimas obtidas via LQR, o sinal de comando dos amortecedores deve ser selecionado de maneira cuidadosa, visto que os mesmos são mecanismos altamente não-lineares.

Dyke (1996) utilizou um algoritmo em que a decisão da voltagem é tomada após uma comparação entre as forças no amortecedor f_c e a força ótima f_{co} . A seleção do sinal de comando v que administra a voltagem de cada amortecedor é apresentada graficamente na Figura 5.12, sendo V_{max} a voltagem associada à saturação do campo magnético do dispositivo de controle.

Dessa forma, a voltagem aplicada permanece constante quando o amortecedor fornece a força ótima. Se a magnitude da força produzida pelo amortecedor for menor que a magnitude da força ótima e as duas forças tiverem o mesmo sinal, a voltagem aplicada é a máxima possível (V_{max}), incrementando assim a força produzida pelo

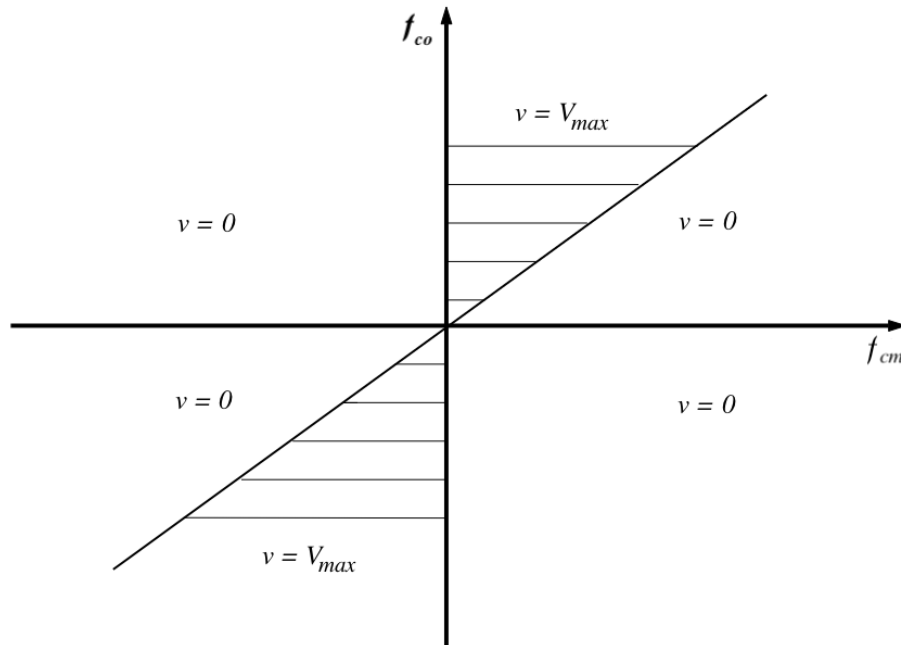


Figura 5.12: Representação gráfica do critério de seleção da voltagem de amortecedores.

amortecedor a fim de igualá-la ou aproximá-la à força de controle desejada. Em caso contrário, a voltagem é nula ($v = 0V$).

O critério para a seleção da voltagem dos amortecedores MR é dado por:

$$v = V_{max}H\{(f_{co} - f_{cm})f_{cm}\}, \quad (5.34)$$

onde $H(x)$ é a função degrau unitário com $x = (f_{co} - f_{cm})f_{cm}$, f_{co} é a força de controle desejada (ótima) e f_{cm} é a força de controle produzida pelo amortecedor MR.

Ainda que o controle LQR seja uma estratégia de controle linear, a não-linearidade característica dos amortecedores MR é alcançada mediante o algoritmo de seleção de voltagem *Clipped Optimal*, o qual compara as forças geradas pelo amortecedor às forças ótimas desejadas para selecionar a voltagem e, dessa maneira, tomar uma decisão que as aproxime (Nagahama, 2013).

Na seção seguinte encontram-se as propriedades do modelo de amortecedor magnetorreológico utilizado neste trabalho.

Propriedades e parâmetros do amortecedor utilizado

Para atenuar a magnitude das respostas dinâmicas da estrutura, foram utilizados os dados de um amortecedor magnetorreológico comercialmente disponível e fabricado pela empresa Lord Corporation cuja descrição é **MR RD-1005-3** Carneiro (2010). O amortecedor está apresentado na Figura 5.13 e suas principais propriedades estão descritas na Tabela 5.1:



Figura 5.13: Amortecedor MR RD-1005-3. Figura extraída de Nagahama (2013).

Propriedades do amortecedor	Valores
Comprimento mínimo (mm)	155
Comprimento máximo (mm)	208
Diâmetro do corpo (mm)	41,4
Força máxima (N)	4448
Temperatura de operação (°C)	Máxima 71
Corrente máxima (A)	Contínua 1 e Intermitente 2
Voltagem máxima (V)	12DC
Resistência elétrica a temperatura ambiente (Ohms)	5
Tempo de resposta (ms)	< 15

Tabela 5.1: Propriedades do amortecedor MR - Tabela retirada de Valência (2011).

Em sua tese de doutorado, Basili (2006) *apud* Nagahama (2013) identificou experimentalmente os parâmetros que caracterizam o comportamento desse amortecedor. Alguns desses parâmetros permaneceram constantes sob diversas condições de operação, não dependendo do valor da voltagem aplicada: k_0 , n e a força no acumulador $k_1(x_d - x_0)$. Já os parâmetros A , β e γ , assumiram valores fixos sugeridos na literatura (Spencer Jr *et al.*, 1997). Os parâmetros que assumiram valores constantes estão descritos na Tabela 5.2:

Tabela 5.2: Parâmetros do amortecedor MR que independem da voltagem - extraída de Carneiro (2010).

A (m)	$\beta(m)$	γ (m)	$k_1(x_d - x_0)$ (N)	k_0 (N/m)	n
20000	10000	10000	60	2020	2

No trabalho desenvolvido por Spencer Jr *et al.* (1997) ficou evidenciado que a alteração na voltagem representa modificações em algumas propriedades dos amortecedores. As Equações 5.35, 5.36 e 5.37 mostram que a voltagem influencia no cálculo da força de controle f_{cm} (Equações 5.31, 5.32 e 5.33). Logo, é possível comandar as forças geradas pelos amortecedores de maneira indireta modificando a voltagem aplicada no dispositivo.

$$c_0 = (1, 24v^2 + 4, 15v + 1, 62) \times 10^3(Ns/m), \quad (5.35)$$

$$c_1 = (111, 53v^2 + 37, 68v + 11, 87) \times 10^3(Ns/m), \quad (5.36)$$

$$\alpha = (58v^2 + 112v + 51) \times 10^3(N), \quad (5.37)$$

Conclusão do capítulo Neste capítulo foi apresentada a modelagem do sistema estrutural dinâmico utilizada neste trabalho. A técnica de espaço de estados e discretização de elemento de pórtico plano via Método dos Elementos Finitos encontram-se de forma resumida e para melhores detalhes o leitor é remetido para as referências Ogata (2010) e Bathe (1982), respectivamente.

No próximo capítulo encontra-se uma validação da metodologia proposta apresentada em duas seções. Na primeira seção apresenta-se uma validação do método de fluidodinâmica computacional adotado com resultados apresentados na literatura. Posteriormente, são demonstradas passo-a-passo as validações da estratégia de obtenção da resposta dinâmica estrutural de um modelo de pórtico plano com n graus de liberdade a partir das forças de interação fluido estrutura obtidas de um modelo bidimensional.

Capítulo 6

Metodologia proposta

A metodologia desenvolvida no presente trabalho encontra-se esquematicamente ilustrada na Figura 6.1 e consiste basicamente em:

1. A partir de uma estrutura a ser analisada, calculam-se os parâmetros de massa (m), rigidez (k) e amortecimento (c) de um modelo com um grau de liberdade generalizado associado. De posse desse modelo e aplicando a fluidodinâmica computacional, determina-se a velocidade crítica do vento (U_{crit}) que gera um desprendimento cadenciado de vórtices com frequência próxima à da primeira frequência natural da estrutura analisada (ressonância). Esse modelo será denominado “Modelo (1)”.
2. Para um instante de tempo inicial t_i calcula-se a força de interação fluido-estrutura $f_e(t_i)$ através da fluidodinâmica computacional. Nesse instante inicial a força de controle $f_c(t_i)$ é considerada nula.
3. Calcula-se o vetor de forças nodais de excitação $\mathbf{f}_e(t_i)$ a partir de $f_e(t_i)$ com a equação:

$$\mathbf{f}_e(t_i) = \boldsymbol{\phi} \mathbf{f}_e^*(t_i); \quad (6.1)$$

onde:

- $\boldsymbol{\phi}$ é a matriz de autovetores associados aos modos de vibração do modelo da estrutura - Modelo (4) - descrito no próximo item.

$$\bullet \mathbf{f}_e^*(t_i) = \begin{Bmatrix} f_e(t_i) \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix}_{N \times 1},$$

onde N é o número de graus de liberdade do Modelo (4).

4. Aplicam-se as forças nodais de excitação $\mathbf{f}_e(t_i)$ num modelo estrutural constituído de elementos de pórtico plano (adotado nesse trabalho). Obviamente os parâmetros modais relativos à primeira frequência natural do modelo descrito nesse item devem corresponder aos valores de m , k e c do Modelo (1). Nesse instante inicial as forças de controle $\mathbf{f}_c(t_i)$ são consideradas nulas. Esse modelo será denominado de “Modelo (4)”.
5. Para o modelo apresentado no item (4), calcula-se o vetor de deslocamentos $\mathbf{q}(t_i)$ (resposta dinâmica da estrutura). Espera-se que as respostas dinâmicas do Modelo (4) ($\mathbf{q}(t_i)$) e do Modelo 1 ($q(t_i)$) possam ser relacionadas pela equação:

$$\mathbf{q}(t_i) \cong \phi \mathbf{q}^*(t_i). \quad (6.2)$$

$$\text{onde } \mathbf{q}^*(t_i) = \begin{Bmatrix} q(t_i) \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix}_{N \times 1}.$$

Numa situação ideal onde a excitação só tenha uma componente no domínio da frequência exatamente em ressonância com a primeira frequência natural do Modelo (4), a Equação 6.2 seria exata. Entretanto, flutuações em torno da frequência de excitação podem levar a diferenças entre as respostas $\mathbf{q}(t_i)$ obtidas através do Modelo (4) e as aproximadas pela Equação 6.2. Essa importante observação será analisada nesse trabalho durante a validação da metodologia proposta.

6. Aplicando-se um algoritmo de controle e partindo-se das respostas $\mathbf{q}(t_i)$ do Modelo (4) calculam-se as forças de controle nodais $\mathbf{f}_c(t_i)$. Os algoritmos de controle estrutural utilizados neste trabalho serão apresentados ao longo do texto.

7. Calcula-se a magnitude da força de controle generalizada para o primeiro modo de vibração:

$$f_c(t_i) = \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{f}_c(t_i),$$

onde $\boldsymbol{\phi}_1^T = \left\{ \phi_{11} \quad \phi_{21} \right\}$.

8. Para o instante de tempo t_{i+1} , repetem-se os passos (2) e (7), sendo que:
- no item (2) o Modelo (1) será submetido às forças $f_e(t_{i+1})$ e $f_c(t_i)$;
 - no item (4) o Modelo (4) será submetido às forças $\mathbf{f}_e(t_{i+1})$ e $\mathbf{f}_c(t_i)$.
9. Observa-se que nesse procedimento incremental, as forças de controle estão sempre defasadas de um passo de tempo. Dessa forma, é importante o controle do incremento temporal para que essa defasagem não gere erros significativos.

Na próxima seção encontra-se um exemplo base com a aplicação de todos os passos desta metodologia proposta.

6.1 Exemplo base

Inicialmente define-se uma estrutura com sistema de controle ativo de vibrações oriundas de cargas de vento que servirá de base para o detalhamento da metodologia.

Trata-se de uma torre alta de seção quadrada como o ilustrado na Figura 6.2, que será denominado de exemplo base.

Os dados geométricos dos exemplo base são:

- $D = 3,0$ m;
- $h = 20$ m;

onde D é a dimensão da seção quadrada e h é a altura do modelo de torre.

Na sequência cada uma das etapas da metodologia proposta é explicitada em face à estrutura mostrada na Figura 6.2. Por questões de praticidade para o leitor do texto, a Figura 6.1 é aqui rerepresentada na Figura 6.3 adaptada à estrutura do exemplo base.

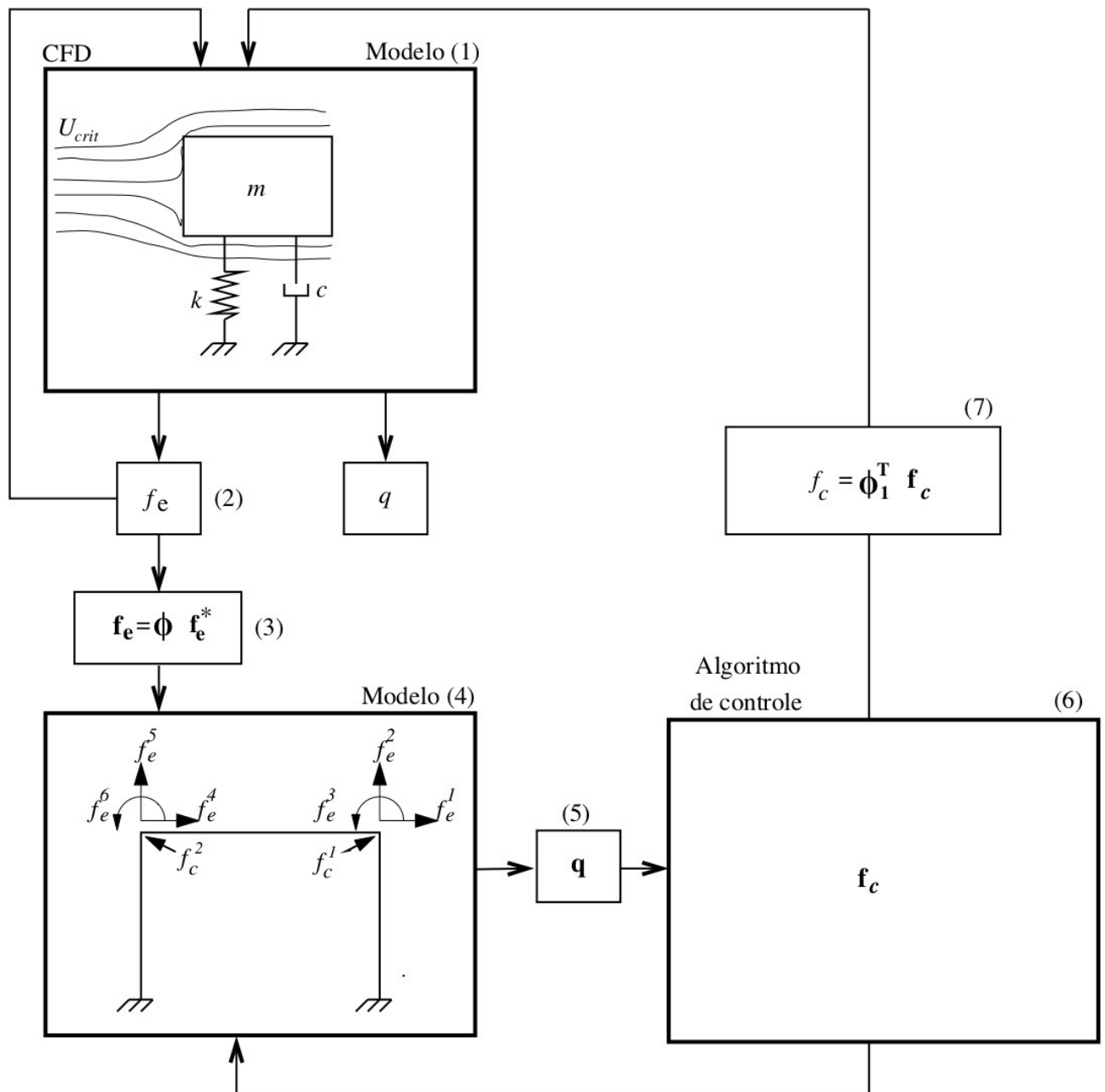


Figura 6.1: Esquematização do fluxograma da metodologia aplicada.

6.1.1 Determinação do Modelo (1) e sua velocidade crítica

- U_{crit}

O Modelo (1) possui características de massa (m), rigidez (k) e amortecimento (c) associadas ao primeiro modo de vibração da estrutura analisada. No presente exemplo base esses valores são:

- $m = 5.828,6$ kg;

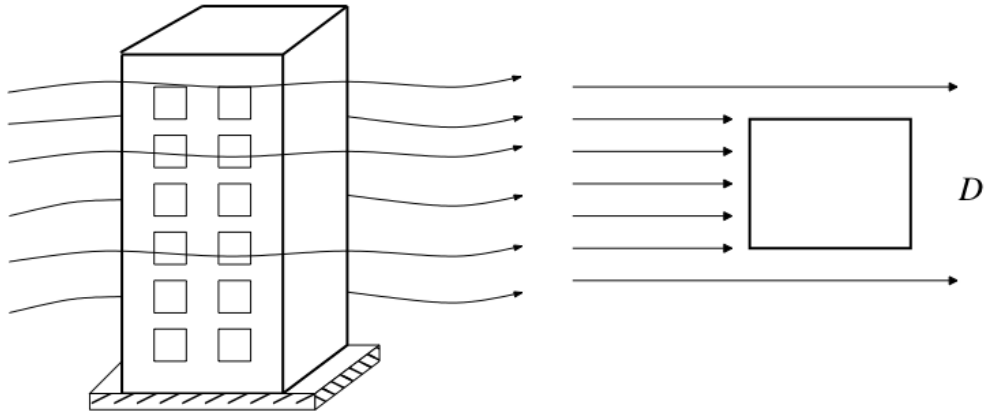


Figura 6.2: Ilustração do modelo de edifício alto utilizado como exemplo base.

- $k = 134,59 \text{ kN/m}$;
- $c = 560,13 \text{ Ns/m}$.

Esses valores são obtidos partindo-se dos parâmetros do Modelo (4) adotado (ver Figura 6.3) e serão detalhados no item 6.1.4.

Do ponto de vista prático, a determinação do Modelo (4) é o primeiro passo da metodologia proposta. Esse é o modelo que simula o comportamento dinâmico da estrutura analisada e que possibilita a introdução de forças nodais de controle em qualquer nó da estrutura. Entretanto, tomando-se o algoritmo implementado, onde o início do processo incremental se dá pelo cálculo da força de excitação generalizada, optou-se por apresentar a metodologia partindo-se do Modelo (1).

De posse dos parâmetros modais do Modelo (1), o próximo objetivo é determinar a velocidade de vento que gera um desprendimento cadenciado de vórtices próximo à frequência natural do primeiro modo de vibração da estrutura analisada, em outras palavras, gerando uma excitação de vento em ressonância com o Modelo (1).

Inicialmente realiza-se um ensaio aerodinâmico, ou seja, com a estrutura em repouso, para obter os parâmetros que permitam construir um modelo aeroelástico da estrutura, o que significa um modelo dinâmico com a estrutura oscilando.

As análises aerodinâmicas foram adimensionalizadas em termos das escalas de referência. A escala de referência de comprimento foi a aresta da estrutura, denominada de D no presente trabalho. A velocidade de referência do vento u_0 é a escala de referência de velocidade, ρu_0^2 é a escala de referência de pressão. O tempo é

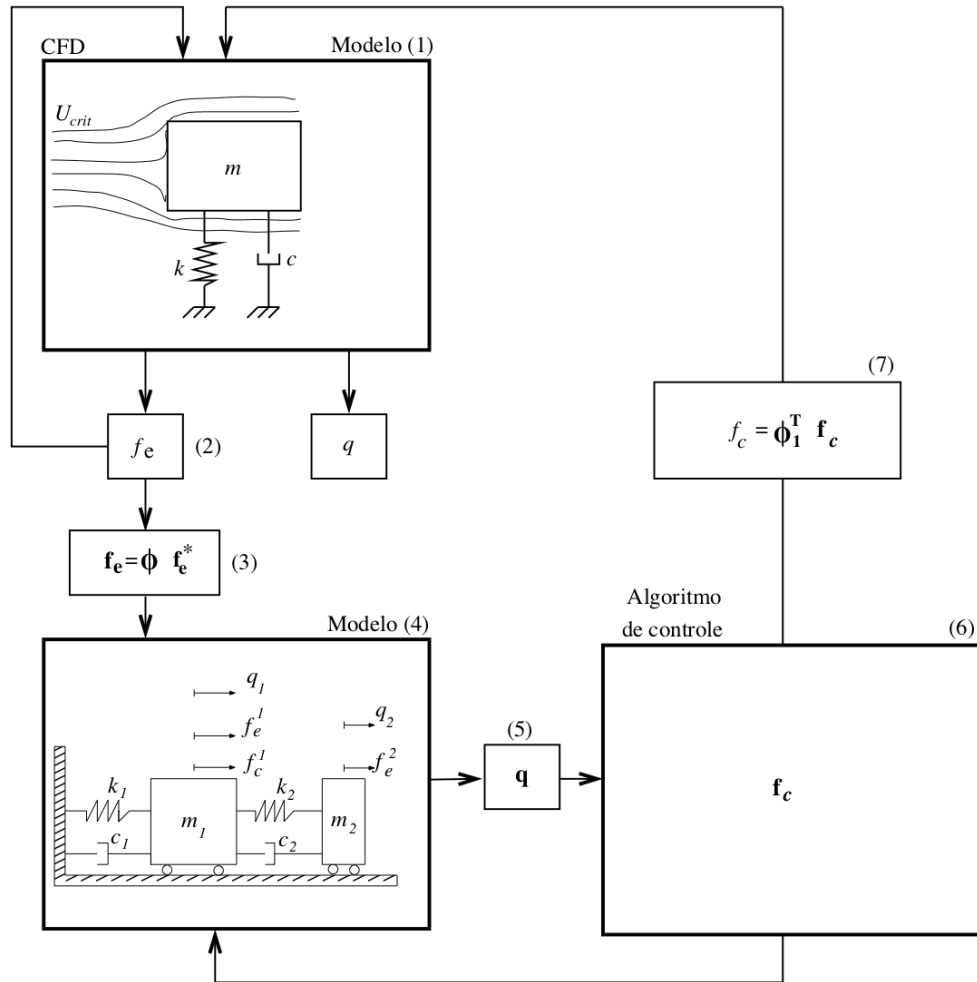


Figura 6.3: Esquemática da metodologia proposta aplicada ao exemplo base.

adimensionalizado em relação à D/u_0 .

Considerando o modelo aerodinâmico bidimensional, a Figura 6.4 apresenta o domínio computacional adotado. Uma velocidade uniforme com componentes $u_1 = u_0$ e $u_2 = 0$ é prescrita na face AB. Os subíndices 1 e 2 referem-se aos eixos horizontal e vertical, coincidentes com as direções x e y , respectivamente, do corpo. Nas faces AC e BD, impõe-se a condição $u_2 = 0$ e na face CD, prescrevem-se os valores de tensão de superfície livre na direção y e pressão nula. Na superfície impermeável do corpo, obedece-se à condição de não deslizamento, fazendo $u_1 = 0$ e $u_2 = 0$.

A Figura 6.4 ilustra o domínio adotado. Essa configuração foi utilizada com base no trabalho desenvolvido por Sohankar (2008).

A Figura 6.5 apresenta a malha inicial com 13.417 nós e 26.208 elementos e a Figura 6.6 exibe o detalhamento da malha de elementos finitos em volta do modelo

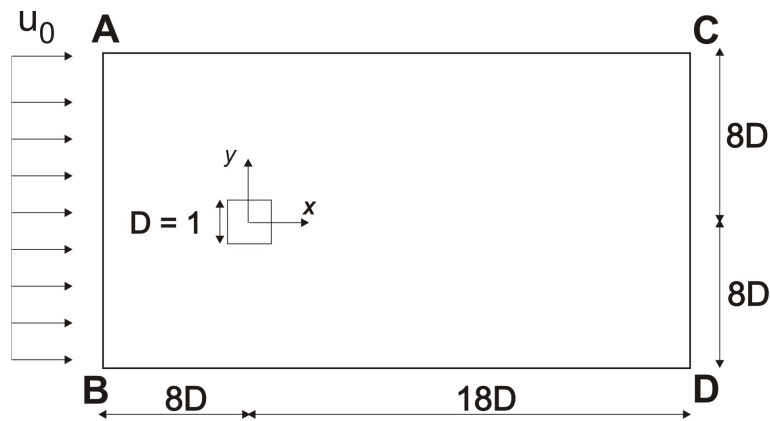


Figura 6.4: Modelo aerodinâmico bidimensional.

de estrutura.

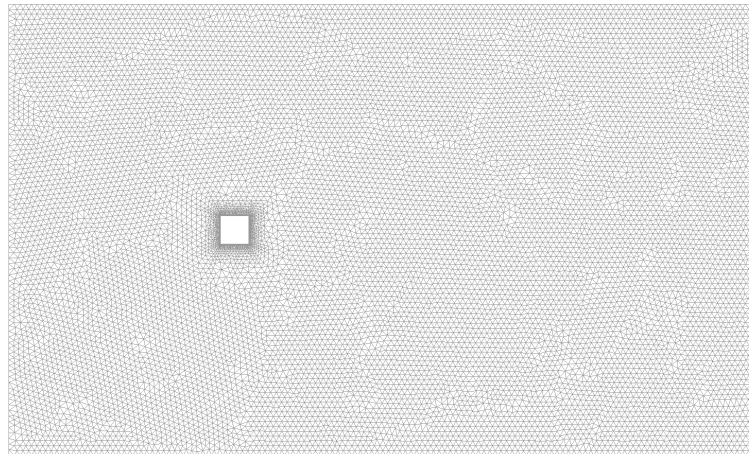


Figura 6.5: Malha de elementos finitos em volta da estrutura.

Para todos os casos aqui descritos foram utilizadas as seguintes propriedades do fluido:

- $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$;
- $\mu = 1,01 \times 10^{-5} \text{ kg/m.s}$;

onde ρ é a massa específica do fluido e μ é a viscosidade absoluta, ambas em condições normais de temperatura e pressão.

Na simulação desta etapa, manteve-se a estrutura em repouso e foi obtida a resposta no tempo do coeficiente de sustentação (C_l). De acordo com a teoria apresentada na Seção 3.1.2, estimou-se a frequência de desprendimento de vórtices que,

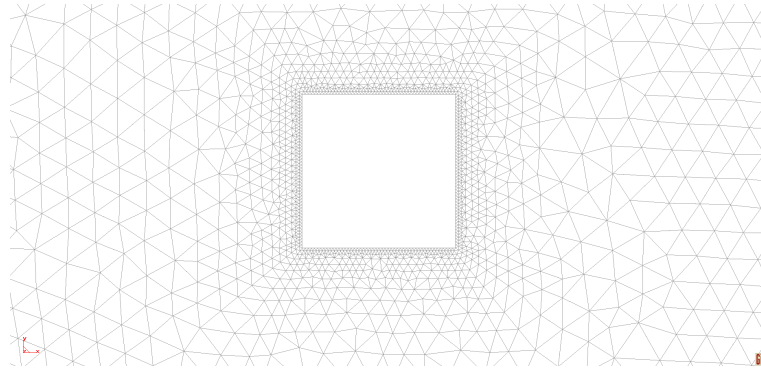


Figura 6.6: Detalhe da malha de elementos finitos em volta da estrutura.

na forma adimensional e de acordo com a Equação 3.8, é conhecida como o número de Strouhal. Desta forma a velocidade crítica do vento (U_{crit}) é obtida de acordo com a Equação 3.12. Com essas informações, pode-se construir o modelo dinâmico, denominado de aeroelástico e obter os deslocamentos no domínio do tempo (q).

A Figura 6.7 apresenta a resposta no domínio do tempo de C_l e a Figura 6.8 a sua densidade espectral. O número de Strouhal obtido do espectro de C_l foi de 0,12.

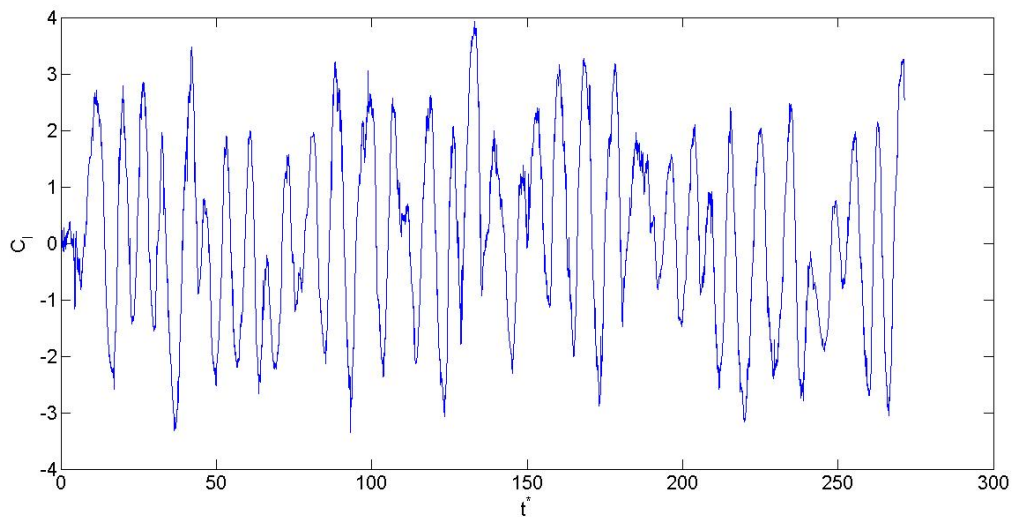


Figura 6.7: Histórico de C_l pelo tempo adimensionalizado t^* .

Na sequência, exibe-se na Tabela 6.1 um comparativo entre os resultados disponíveis na literatura sobre simulações e ensaios experimentais aerodinâmicos para obstáculo de seção quadrada e o resultado obtido na simulação aerodinâmica desse trabalho, identificado por LES_R .

Onde $C_{L'}$ é o desvio padrão do coeficiente de sustentação e $C_{D'}$ é o desvio padrão

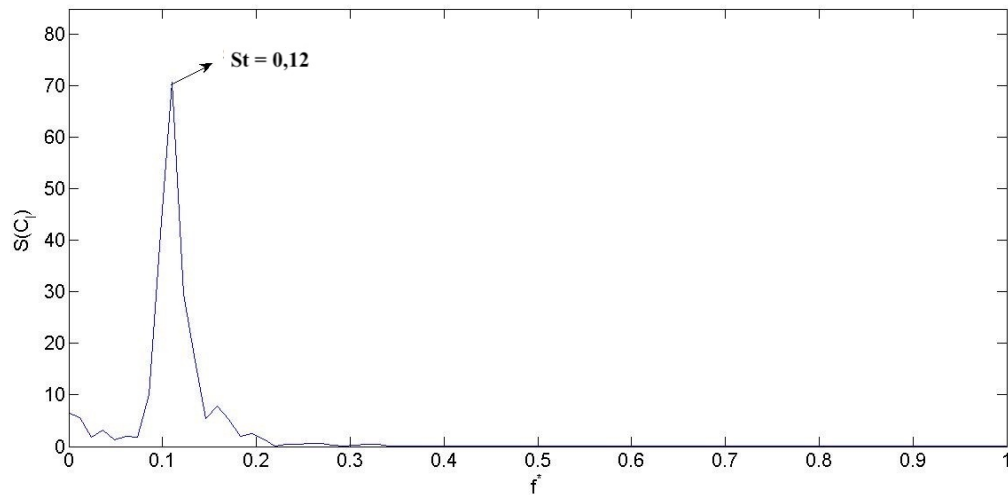


Figura 6.8: Espectro do histórico de C_l representado na Figura 6.7.

Tabela 6.1: Comparação do resultado obtido para a análise aerodinâmica com os valores apresentados na literatura.

LES	Re	C_D	C_L	$C_{D'}$	$C_{L'}$	S_t
Rodi <i>et al.</i> (1997)	22×10^3	1,7 – 2,8	--	0,10–0,27	0,4 – 1,8	0,07-0,15
Voke (1997)	$21,4 \times 10^3$	2,0 – 2,8	--	0,12–0,36	1,0 – 1,7	0,13-0,16
Hallak (2002)	10^6	2,6	0,13	0,6	1,45	0,16
LES_R	10^6	3,25	0,14	1,06	1,41	0,12
Experimental	Re	C_D	C_L	$C_{D'}$	$C_{L'}$	
Norberg (1993)	13×10^3	2,11	--	--	--	0,131
Lyn <i>et al.</i> (1995)	$21,4 \times 10^3$	≈ 2.1	--	--	--	0,13
Norberg (1993)	22×10^3	2,1	--	--	--	0,13
Bearman e Osaju (1982)	22×10^3	2,1	--	--	1,2	0,13
McLean e Gartshore (1992)	23×10^3	--	--	--	1,3	--
Luo <i>et al.</i> (1994)	34×10^3	2,21	--	0,18	1,21	0,13
Vickery (1966)	10^5	2,05	--	0,17	1,3	0,12
Lee (1975)	$1,76 \times 10^5$	2,04	--	0,22	1,19	0,122

do coeficiente de arrasto.

Conforme demonstra a Tabela 6.1, os valores de Strouhal (S_t) e C_L do algoritmo utilizado se apresentaram próximos aos valores experimentais e numéricos disponíveis na literatura para obstáculos de seção quadrada. A maior discrepância foi

verificada no valor do coeficiente de arrasto (C_D).

Uma vez determinados esses parâmetros, pode-se determinar a velocidade crítica do vento (U_{crit}) de acordo com Equação 3.12, sendo obtido:

- $U_{crit} = 19,12$ m/s.

6.1.2 Cálculo da força de interação fluido-estrutura generalizada $f_e(t_i)$

A metodologia proposta tem um caráter incremental. Assim sendo, para o instante inicial de tempo (t_i) calcula-se a força de interação fluido-estrutura generalizada ($f_e(t_i)$) no instante t_i .

Na fluidodinâmica computacional os parâmetros de massa (m), rigidez (k) e amortecimento (c) são comumente utilizados como parâmetros adimensionalizados pelas escalas de referência. Na Seção 3.1.1 encontram-se as descrições desses parâmetros.

Para obter essa força de interação fluido-estrutura é utilizado um programa de fluidodinâmica computacional em elementos finitos desenvolvido por De Sampaio (1991) e aprimorado por Hallak (2002), que permite a simulação em Dinâmica dos Fluidos acoplada a um algoritmo que permite o movimento da estrutura imersa em meio fluido.

As equações de Navier-Stokes, exibidas no Capítulo 4, foram descritas no referencial ALE (Lagrangiano-Euleriano Arbitrário), que é um referencial genérico que busca compatibilizar o problema dinâmico do corpo, em referencial Lagrangiano, ao problema dinâmico do fluido ao seu redor, em referencial Euleriano.

O modelo de turbulência utilizado é o LES com modelagem sub-malha numericamente implícita. Essa modelagem sub-malha das escalas irresolvíveis é inerente à formulação estabilizada do tipo Petrov-Galerkin combinada com algoritmos adaptativos no espaço e no tempo.

Foi utilizada uma malha com 13.417 nós e 26.208 elementos.

6.1.3 Cálculo das forças nodais de excitação - $\mathbf{f}_e(t_i)$

Partindo-se das forças de excitação generalizadas calculadas anteriormente, pode-se chegar às forças nodais a serem aplicadas no Modelo (4). Para tanto, calcula-se a matriz de autovetores associados aos modos de vibração do Modelo (4), o que fornece nesse caso:

$$\boldsymbol{\phi} = \begin{bmatrix} 0,8846 & -0,1525 \\ 1 & 1,3292 \end{bmatrix}. \quad (6.3)$$

O vetor de forças nodais fica então definido como:

$$\mathbf{f}_e(t_i) = \boldsymbol{\phi} \mathbf{f}_e^*(t_i), \quad (6.4)$$

onde: $\mathbf{f}_e^*(t_i) = \begin{Bmatrix} f_e(t_i) \\ 0 \end{Bmatrix}$.

Nota-se que considera-se apenas o primeiro grau de liberdade generalizado para o cálculo das forças nodais. Esse procedimento simplificado é válido para casos onde a estrutura se comporta, predominantemente, em ressonância entre a excitação e a sua primeira frequência natural, o que é o caso neste exemplo base.

6.1.4 Determinação do Modelo (4)

O Modelo (4) constitui uma representação mais complexa da estrutura analisada. Nesse exemplo base optou-se por um modelo estrutural com dois graus de liberdade, uma vez que o intuito dessa parte do texto é de detalhar a metodologia adotada.

Assim, para o exemplo base tem-se o Modelo (4) é mostrado na Figura 6.9 e seus parâmetros são:

- $m_1 = 12.000$ kg;
- $k_1 = 303,19$ kN/m;
- $m_2 = 1.000$ kg;

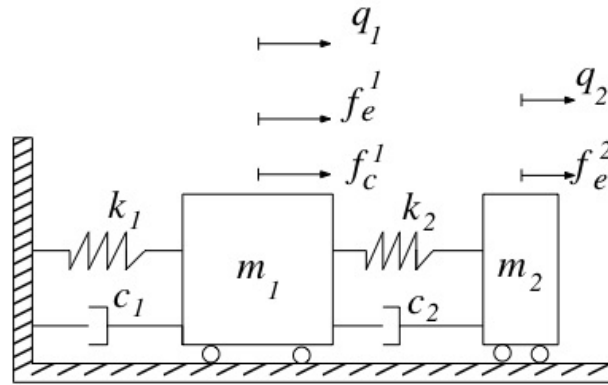


Figura 6.9: Modelo (4) do Exemplo base adotado.

- $k_2 = 200 \text{ kN/m}$;

As matrizes de massa e rigidez para o Modelo (4) ficam então:

- $\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 12.000 & 0 \\ 0 & 1.000 \end{bmatrix} \text{ [kg]},$

- $\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 503.190 & -200.000 \\ -200.000 & 200.00 \end{bmatrix} \text{ [kN/m]}.$

Resolvendo-se o problema de autovalor descrito na Seção 5.1.2, chega-se à matriz ϕ da Equação 6.3. Então pode-se calcular os parâmetros do Modelo (1) através das Equações 5.15 a 5.17, resultando em:

$$\bar{\mathbf{M}} = \begin{bmatrix} 5.828,6 & 0 \\ 0 & 1.096,8 \end{bmatrix} \text{ [kg]}, \quad (6.5)$$

$$\bar{\mathbf{K}} = \begin{bmatrix} 134.590 & 0 \\ 0 & 240.020 \end{bmatrix} \text{ [kN/m]}, \quad (6.6)$$

$$\bar{\mathbf{C}} = \begin{bmatrix} 560,13 & 0 \\ 0 & 105,4 \end{bmatrix} \text{ [Ns/m]}, \quad (6.7)$$

sendo $\bar{\mathbf{C}} = \alpha \bar{\mathbf{M}}$, com $\alpha = 0,0961$ que fornece uma taxa de amortecimento à estrutura de 1%, considerando-se apenas o primeiro modo de vibração.

Os valores de massa (m), rigidez (k) e amortecimento (c) do Modelo (1) são os termos $\bar{\mathbf{M}}(1, 1)$, $\bar{\mathbf{K}}(1, 1)$ e $\bar{\mathbf{C}}(1, 1)$

6.1.5 Cálculo dos deslocamentos nodais da estrutura - $\mathbf{q}(t_i)$

As equações diferenciais de equilíbrio dinâmico podem ser reescritas na forma de espaço de estados, conforme foi demonstrado na Seção 5.1.3, sendo:

$$\dot{\mathbf{x}} = \mathbf{A}\mathbf{x} + \mathbf{B}\mathbf{u}_e, \quad (6.8)$$

Desta forma, as matrizes de estado \mathbf{A} e \mathbf{B} obtidas são:

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ -41,9325 & 16,6667 & -0,1089 & 0 \\ 200 & -200 & 0,1 & -0,10 \end{bmatrix} \quad (6.9)$$

$$\mathbf{B} = 10^{-3} \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0,0833 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (6.10)$$

E o vetor de estado é definido como:

$$\mathbf{x}(t_i) = \begin{Bmatrix} \mathbf{q}(t_i) \\ \dot{\mathbf{q}}(t_i) \end{Bmatrix}; \quad (6.11)$$

onde

- $\dot{\mathbf{q}}(t_i) = \begin{Bmatrix} \dot{q}_1(t_i) \\ \dot{q}_2(t_i) \end{Bmatrix}$; e
- $\mathbf{q}(t_i) = \begin{Bmatrix} q_1(t_i) \\ q_2(t_i) \end{Bmatrix}$.

A integração numérica da Equação 6.8 foi realizada utilizando-se o método de Runge Kutta de 4^o ordem, que é um método de integração numérica explícito e consiste de cálculos simples e repetitivos que dependem do estado inicial conhecido e dos parâmetros da estrutura.

6.1.6 Cálculo das forças de controle - $\mathbf{f}_c(t_i)$

Tendo em vista que o objetivo desta Seção 6.1 é a validação da metodologia proposta, optou-se por analisar forças de controle aplicadas somente no grau de liberdade 1. Nesta parte do texto foi utilizado somente o sistema de Controle Ativo (Controle Ótimo) e a sua formulação encontra-se na Seção 5.2.1. A análise de desempenho da técnica de Controle Semiativo, bem como do posicionamento dos atuadores, serão avaliados no próximo capítulo, onde o Modelo estrutural (4) será definido por elementos de pórtico plano, possibilitando assim análises mais refinadas acerca dos algoritmos de controle e da localização dos controladores.

No instante inicial essa força de controle é considerada nula. Nos instantes seguintes a força de controle é calculada a partir da obtenção dos deslocamentos nodal da estrutura (5).

6.1.7 Cálculo da força de controle generalizada - $f_c(t_i)$

A partir das forças de controle nodais calculadas na etapa anterior, faz-se o cálculo da força de controle generalizada para a aplicação no Modelo (1). A generalização é obtida pela equação $f_c = \boldsymbol{\phi}_1^T \mathbf{f}_c$, sendo:

$$\boldsymbol{\phi}_1 = \begin{Bmatrix} 0.8846 \\ 1 \end{Bmatrix}.$$

Os passos descritos nos itens 6.1.2, 6.1.3, 6.1.5, 6.1.6 e 6.1.7 são repetidos até que se atinja o tempo total de simulação.

6.2 Validação da metodologia apresentada

Conforme já destacado no Capítulo 1, a hipótese básica adotada é que as simulações computacionais da interação fluido-estrutura são realizadas para velocidades de vento que provoquem o desprendimento cadenciado de vórtices numa frequência suficientemente próxima da primeira frequência natural da estrutura, de forma que a interação fluido-estrutura possa ser modelada através de um grau de liberdade generalizado.

A partir desse ponto do texto, as respostas do Modelo (4) da estrutura alcançadas através da integração numérica da Equação 6.8 serão denominadas por \mathbf{q}^{M_4} e a aproximação das respostas obtidas desprezando-se a contribuição dos modos de vibração diferentes do primeiro, ou seja, calculadas partindo-se do Modelo (1), serão denominadas de \mathbf{q}^{M_1} . Espera-se que:

$$\mathbf{q}^{M_4}(t_i) \cong \mathbf{q}^{M_1}(t_i), \quad (6.12)$$

lembrando que:

$$\mathbf{q}^{M_1}(t_i) = \phi \mathbf{q}^*(t_i),$$

$$\text{onde: } \mathbf{q}^*(t_i) = \begin{Bmatrix} q(t_i) \\ 0 \end{Bmatrix}.$$

6.2.1 Comparação entre \mathbf{q}^{M_1} e \mathbf{q}^{M_4} sem controle de vibrações

A Figura 6.10 apresenta a comparação entre os históricos de deslocamentos de $q_1^{M_1}$ e $q_1^{M_4}$. Já a Figura 6.11 exhibe a comparação das respostas de deslocamento $q_2^{M_1}$ e $q_2^{M_4}$.

Como esperado, as comparações mostradas nas Figuras 6.10 e 6.11 mostram que a hipótese básica adotada no presente trabalho é válida, tendo em vista a proximidade das respectivas respostas.

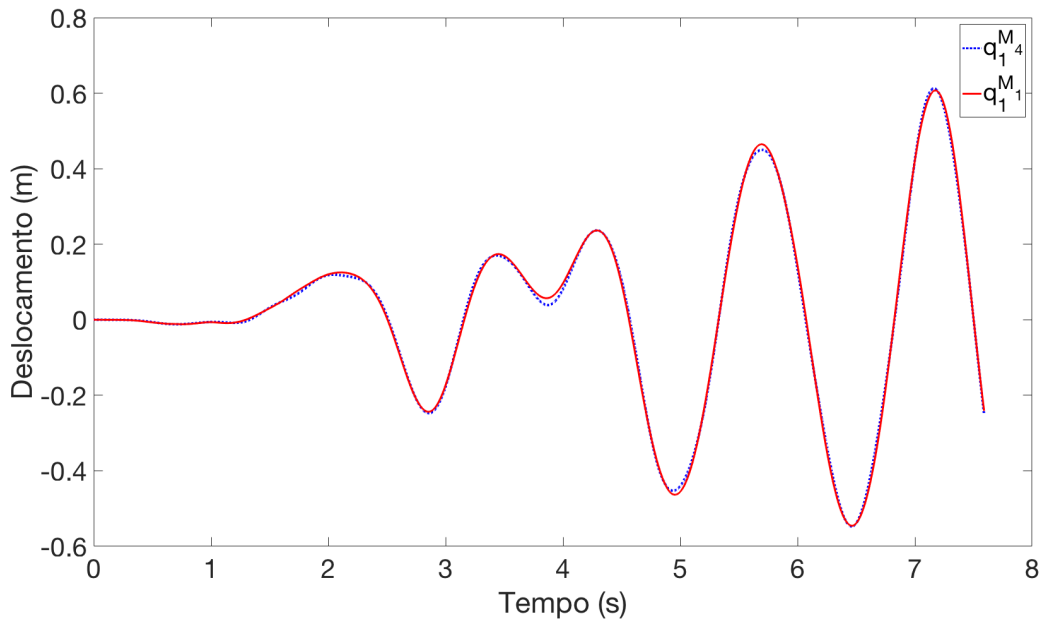


Figura 6.10: Histórico de deslocamentos $q_1^{M_1}$ e $q_1^{M_4}$ sem sistema de controle. O deslocamento $q_1^{M_1}$ possui o valor RMS 0,2081 e o deslocamento $q_1^{M_4}$ possui o valor RMS 0,2055.

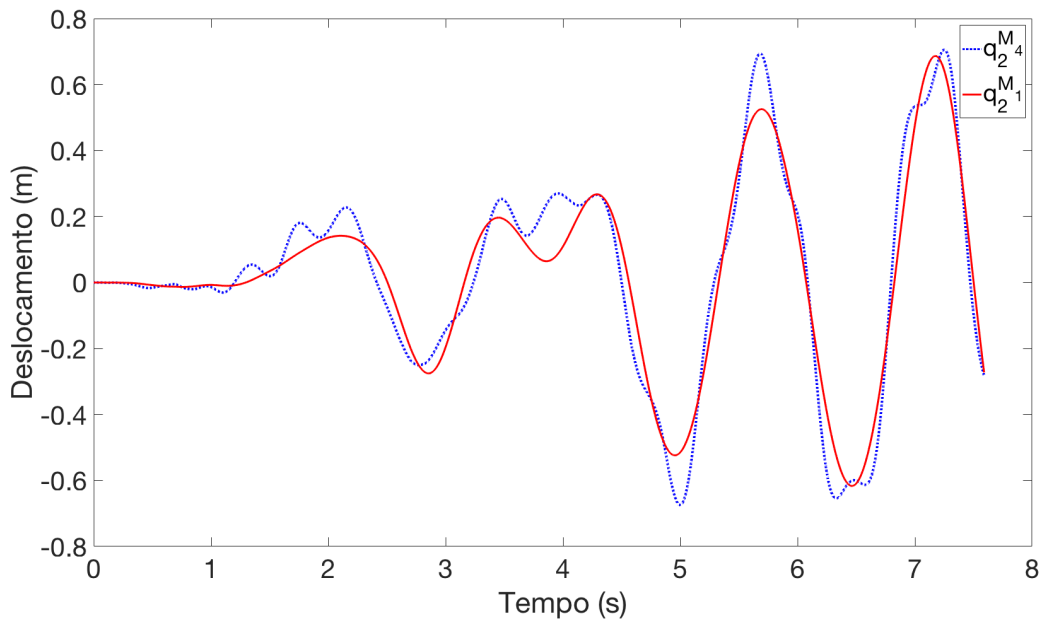


Figura 6.11: Histórico de deslocamentos $q_2^{M_1}$ e $q_2^{M_4}$ sem sistema de controle. O deslocamento $q_2^{M_1}$ possui o valor RMS 0,2352 e o deslocamento $q_2^{M_4}$ possui o valor RMS 0,2698.

6.2.2 Comparação entre $q_1^{M_1}$ e $q_1^{M_4}$ com sistema de controle de vibrações

A Figura 6.12 apresenta as comparações entre as respostas $q_1^{M_1}$ e $q_1^{M_4}$ controladas. As respostas controladas para o grau de liberdade 2 são mostradas na Figura 6.13

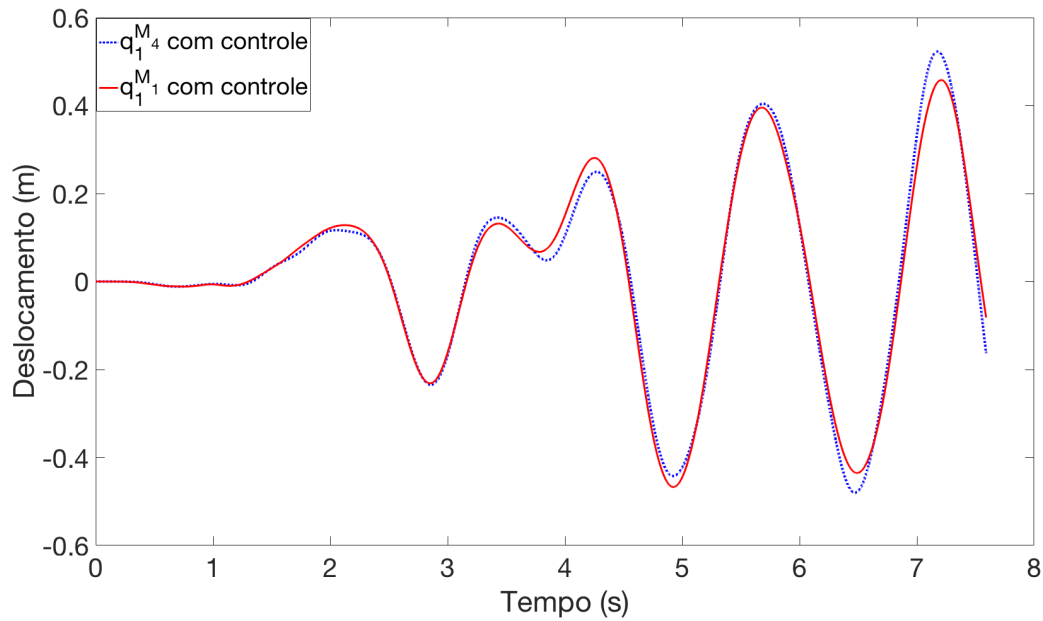


Figura 6.12: Histórico dos deslocamentos $q_1^{M_1}$ e $q_1^{M_4}$ com sistema de controle ativo, sendo o valor RMS do deslocamento do Modelo (1) igual a 0,1857 e o valor RMS do deslocamento do Modelo (4) igual a 0,1890.

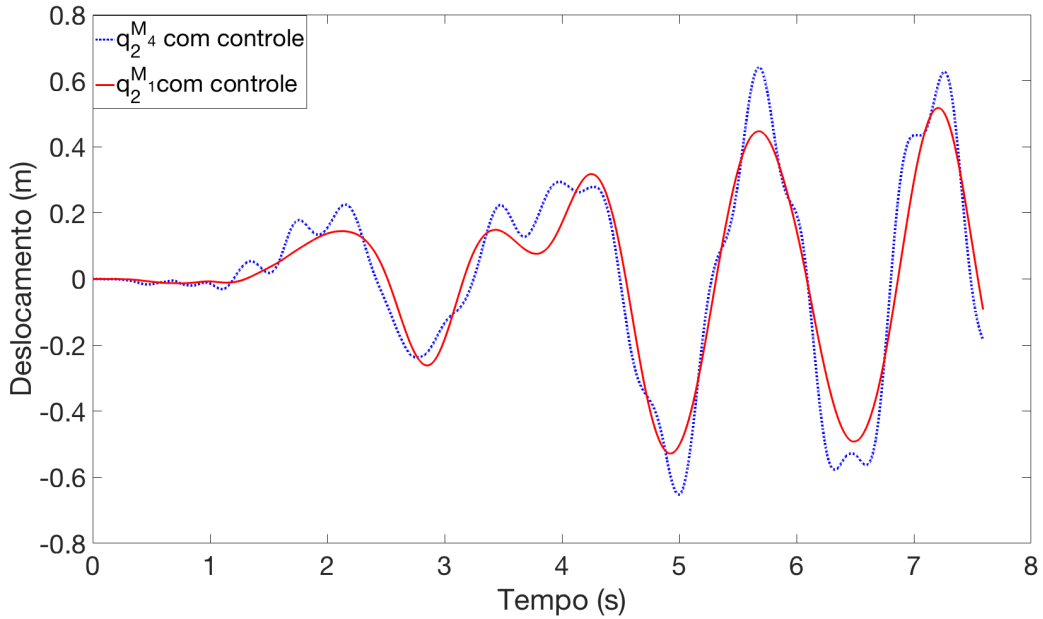


Figura 6.13: Histórico dos deslocamentos $q_2^{M_1}$ e $q_2^{M_4}$ com sistema de controle ativo, sendo o valor RMS do deslocamento do Modelo (1) igual a 0,2099 e o valor RMS do deslocamento do Modelo (4) igual a 0,2509.

Novamente observa-se uma boa proximidade entre \mathbf{q}^{M_1} e \mathbf{q}^{M_4} , ambos com controle ativo de vibrações.

Entende-se então que a metodologia proposta nesse trabalho é válida, desde que a hipótese básica definida no Capítulo 1 seja atendida.

Conclusão do capítulo Os resultados obtidos para a simulação de interação fluido-estrutura via fluidodinâmica computacional apresentam convergências com os resultados numéricos e experimentais presentes na literatura, conforme exhibe a Tabela 6.1.

A Figura 6.10 exhibe a comparação dos deslocamentos $q_1^{M_1}$ e $q_1^{M_4}$ sem a aplicação de controle de vibrações, mostrando uma discreta divergência entre as respostas. Essa pequena divergência contribui para o fortalecimento da premissa básica deste trabalho, que é a predominância do primeiro modo de vibração.

A comparação entre as respostas $q_2^{M_1}$ e $q_2^{M_4}$ é mostrada na Figura 6.11. Observa-se que as diferenças entre as respostas são ligeiramente superiores quando comparadas com as mostradas na Figura 6.10. Pode-se atribuir essas diferenças mais significativas ao fato de que a massa relativa ao grau de liberdade q_2 do Modelo (4) (m_2) é

consideravelmente menor que m_1 , fazendo com que esse grau de liberdade seja mais facilmente influenciado pela componente frequencial relativa à segunda frequência natural do Modelo (4) (frequência mais alta) que o grau de liberdade q_1 . Uma análise semelhante pode ser feita quando se analisa as respostas controladas \mathbf{q}^{M_1} e \mathbf{q}^{M_4} apresentadas nas Figuras 6.12 e 6.13.

Face ao exposto, considera-se que para a análise de situações críticas onde há ressonância entre o desprendimento cadenciado de vórtices e a primeira frequência natural da estrutura, a metodologia proposta fornece resultados que simulam satisfatoriamente tanto o comportamento dinâmico sem controle, quanto o controlado ativamente.

Capítulo 7

Exemplos numéricos

Neste capítulo, a metodologia proposta é aplicada à dois modelos estruturais como o mostrado na Figura 7.1.

Tratam-se de dois modelos de torres, uma com altura $h = 30$ m e lado $D = 1$ m e a outra com $h = 60$ m e lado $D = 5$ m. Esses modelos serão abordados nos exemplos numéricos 1 e 2 do presente capítulo.

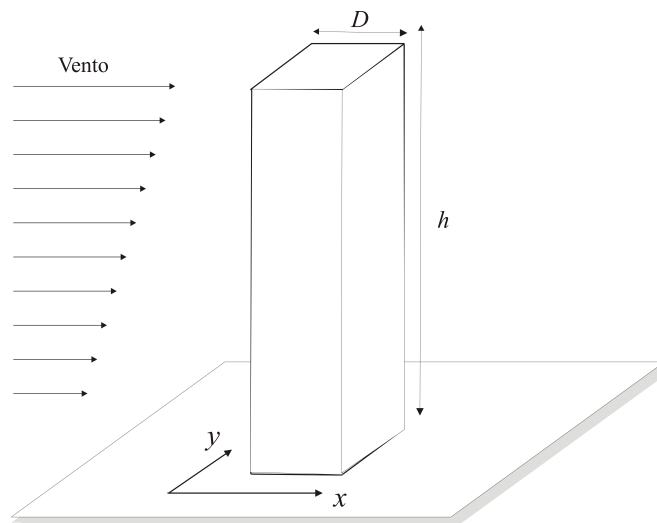


Figura 7.1: Ilustração da estrutura (torre) analisada neste capítulo.

A Figura 7.2 exibe a orientação dos deslocamentos horizontais usados nos exemplos numéricos. Como se vê nesta figura, esses deslocamentos são perpendiculares ao fluxo do vento.

O objetivo central desses exemplos é avaliar os desempenhos dos sistemas de

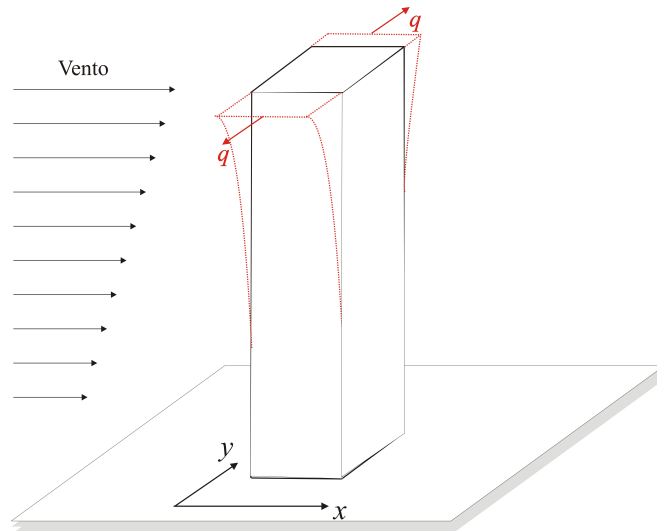


Figura 7.2: Ilustração do deslocamento horizontal da estrutura na direção perpendicular à incidência do vento. Vento na direção x e deslocamento (q) na direção y .

controle abordados neste trabalho (controle ativo e semiativo), bem como analisar o posicionamento dos controladores.

Tendo em vista que as respostas da estrutura controlada \mathbf{q}^{M_4} e \mathbf{q}^{M_1} tendem a serem próximas, conforme mostrado no capítulo precedente, e sob as condições críticas de ressonância estabelecidas nas hipóteses básicas desta tese, serão apresentados a partir deste ponto do texto somente as respostas \mathbf{q}^{M_4} .

7.1 Exemplo numérico 1

A Figura 7.3 mostra o Modelo (4) adotado para este primeiro exemplo. Os elementos de pórtico considerados na análise são de mesmo comprimento e possuem as seguintes características:

- $E = 210 \text{ GPa}$;
- $I = 67.226 \text{ cm}^4$;
- $\bar{m} = 109,0 \text{ kg/m}$; e
- $A_p = 139,7 \text{ cm}^2$.

onde: E é o módulo de elasticidade, I é o momento de inércia, \bar{m} é a massa por unidade de comprimento e A_p é a área da seção transversal do elemento de pórtico plano.

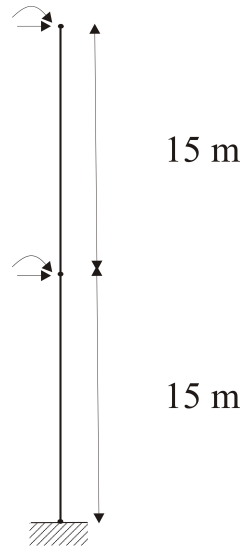


Figura 7.3: Ilustração do Modelo (4) do Exemplo numérico 1.

Conforme já mencionado, para este exemplo as dimensões apresentadas na Figura 7.1 são: $D = 1$ m e $h = 30$ m.

Neste modelo os deslocamentos verticais foram desconsiderados.

Partindo-se do Modelo (4), foi possível obter os parâmetros do Modelo (1), de maneira análoga àquela mostrada no capítulo anterior, chegando-se a:

- $m = 730,78$ kg;
- $k = 14,47$ kN/m;
- $c = 65,03$ Ns/m.

O coeficiente c foi adotado para se obter uma estrutura com taxa de amortecimento $\xi = 1\%$.

A frequência natural do primeiro modo de vibração é $0,7082$ Hz. Assim, de posse dos dados geométricos da estrutura e os parâmetros aerodinâmicos apresentados no Capítulo 6, pode-se obter a velocidade crítica do vento:

- $U_{crit} = 5,9$ m/s.

Realiza-se com essa velocidade crítica a análise aeroelástica e por meio da metodologia de interação fluido-estrutura apresentada no Capítulo 4 é obtido o histórico de deslocamentos mostrado na seção seguinte.

7.1.1 Resposta da estrutura sem controle de vibrações

A Figura 7.4 apresenta o histórico de deslocamentos do nó superior da estrutura examinada para a velocidade crítica do vento calculada ($U_{crit} = 5,9$ m/s).

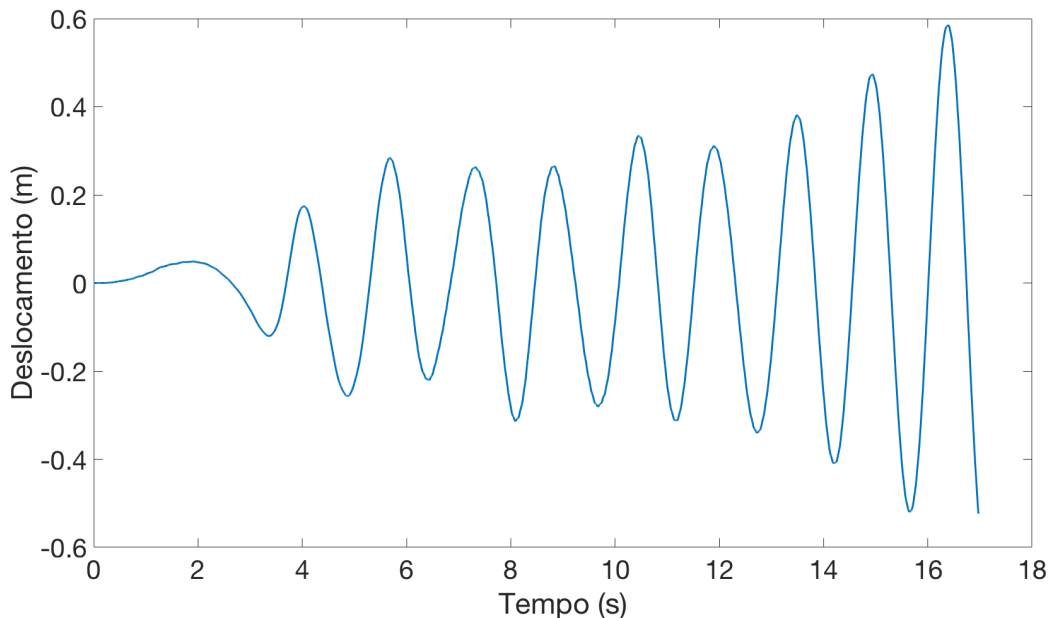


Figura 7.4: Histórico dos deslocamentos da estrutura analisada sem controle de vibrações, apresentando deslocamento máximo de 0,5853 m e deslocamento com valor RMS de 0,1921 m.

Na seção seguinte avalia-se o emprego de sistemas de controle ativo de vibrações para este exemplo numérico.

7.1.2 Resposta da estrutura com controle ativo de vibrações

Três configurações de posicionamento de atuadores (controladores ativo de vibrações) foram considerados:

- Configuração 1: um atuador aplicando forças de controle na direção horizontal no nó central da estrutura;

- Configuração 2: um atuador aplicando forças de controle na direção horizontal no nó superior da estrutura; e
- Configuração 3: dois atuadores aplicando forças de controle na direção horizontal, sendo um deles no nó central e o outro no nó superior.

Para todos os casos deste exemplo foram utilizadas as matrizes de ponderação $\mathbf{Q} = 10^7 \mathbf{I}_{4 \times 4}$ e $\mathbf{R} = \mathbf{I}_{4 \times 4}$.

As Figuras 7.5 a 7.7 apresentam as respectivas respostas controladas em termos de deslocamentos do nó superior da estrutura para as configurações 1 a 3, comparadas com a resposta não controlada mostrada na Figura 7.4.

As Tabelas 7.1 a 7.3 mostram os valores máximos e valores RMS dos deslocamentos do nó superior e das forças de controle, respectivos às Figuras 7.5 a 7.7.

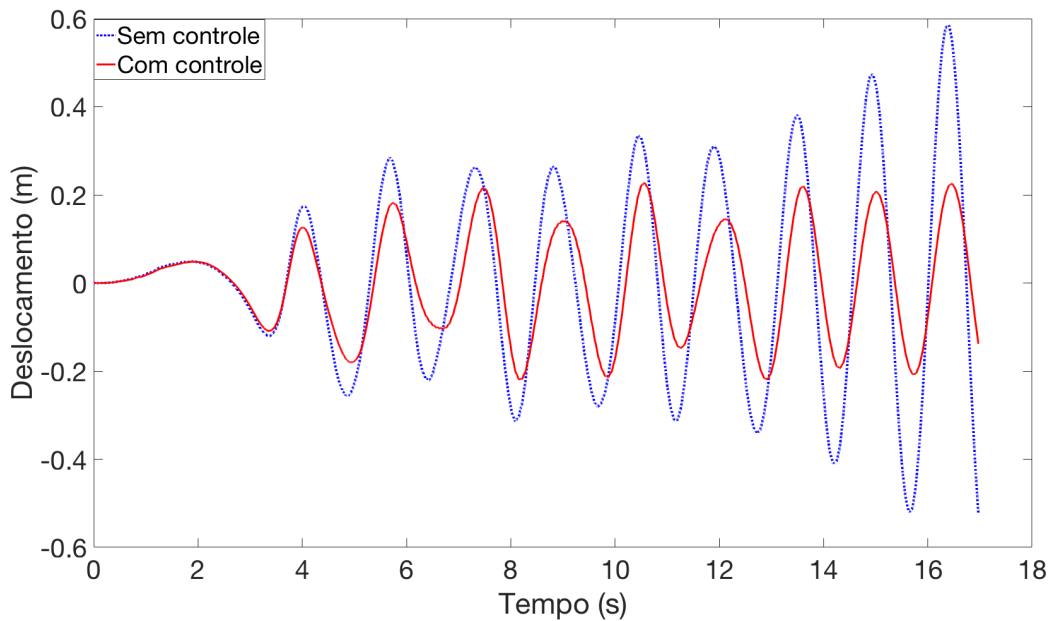


Figura 7.5: Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistema de controle ativo de vibrações quando presente atuador no nó central da estrutura.

Tabela 7.1: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuador aplicado no nó central

Localização do atuador	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	$f_{c_{rms}}$ (N)	$f_{c_{max}}$ (N)
Sem controle	0,1921	0,5853	–	–
Nó central	0,1037	0,2272	473,8	1.128,5

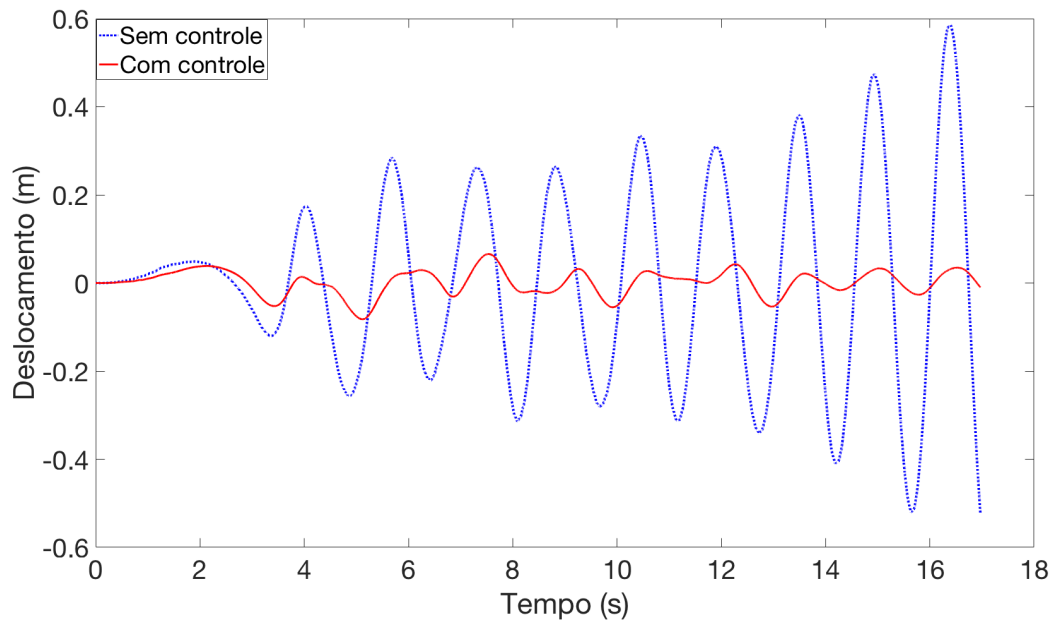


Figura 7.6: Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistema de controle ativo de vibrações quando presente atuador no nó superior da estrutura.

Tabela 7.2: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuador aplicado no nó superior

Localização do atuador	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	$f_{c_{rms}}$ (N)	$f_{c_{max}}$ (N)
Sem controle	0,1921	0,5853	–	–
Nó superior	0,0219	0,0658	285,3	790,2

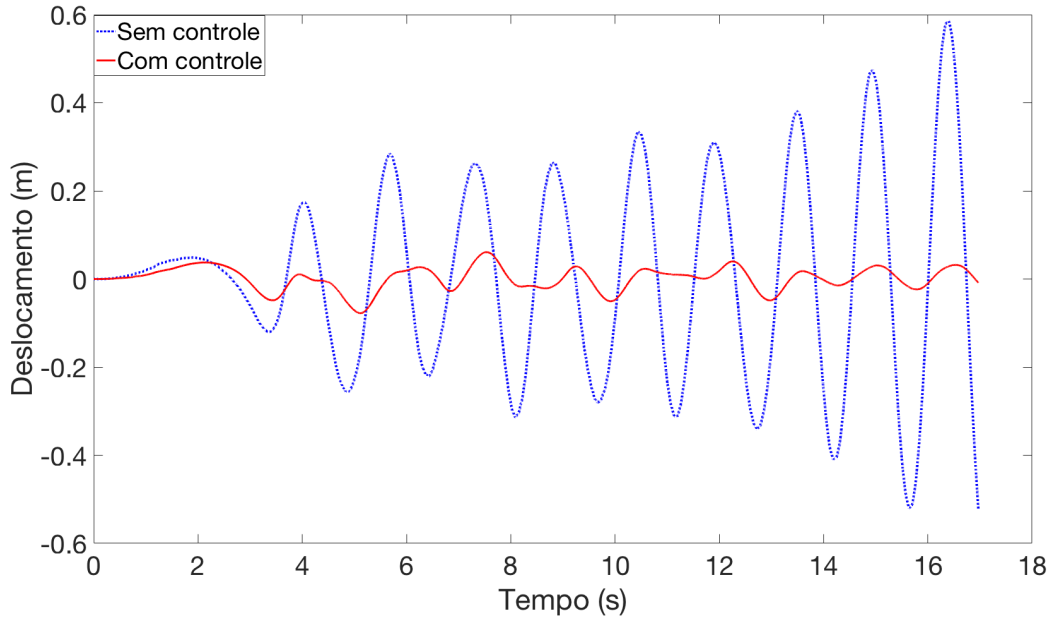


Figura 7.7: Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistema de controle ativo de vibrações quando presentes atuadores nos nós central e superior da estrutura.

Tabela 7.3: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados nos nós central e superior

Localização do atuador	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,1921	0,5853	–	–
Nós central e superior	0,0202	0,0610	259,6	732,4 (Nó superior)
			89,8	237,7 (Nó central)

7.1.3 Resposta da estrutura com controle semiativo de vibrações

Neste exemplo aplica-se a técnica de controle semiativo *Clipped Optimal* para a seleção de voltagem do atuador magnetorreológico e foram utilizadas as mesmas três configurações demonstradas na Seção 7.1.2.

Para todos os casos desse exemplo foram utilizadas as matrizes de ponderação $\mathbf{Q} = 10^8 \mathbf{I}_{4 \times 4}$ e $\mathbf{R} = \mathbf{I}_{4 \times 4}$ para a obtenção da força de controle ótima.

As Figuras 7.8 a 7.10 apresentam as respectivas respostas controladas em termos

de deslocamentos horizontais dos nós superiores da estrutura para as configurações 1 a 3, comparadas com a resposta não controlada mostrada na Figura 7.4.

As Tabelas 7.4 a 7.6 mostram os valores máximos e valores RMS dos deslocamentos horizontais dos nós superiores e das forças de controle, respectivos às Figuras 7.8 a 7.10.

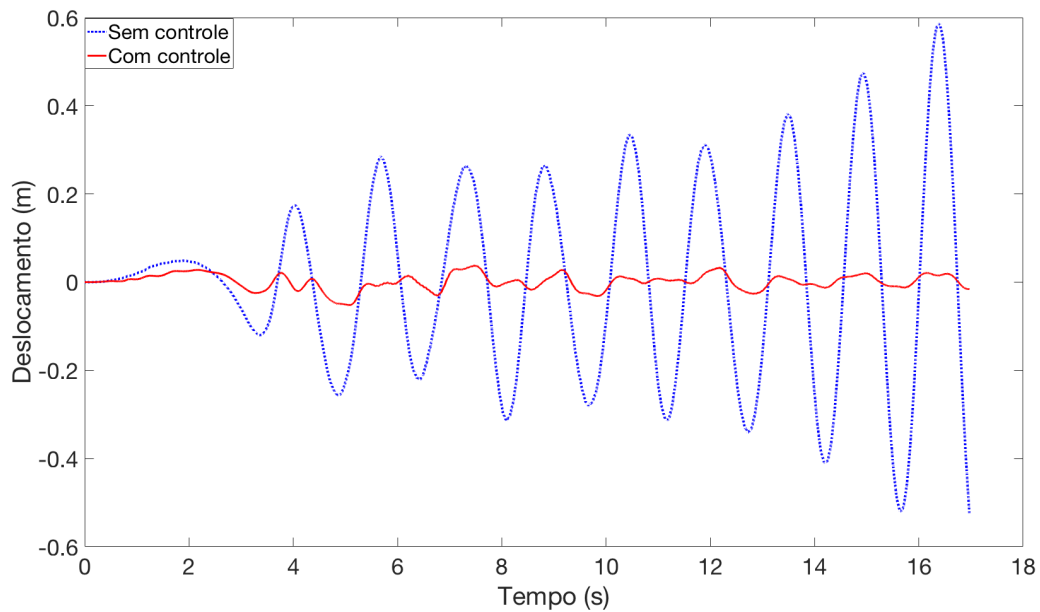


Figura 7.8: Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistema de controle semiativo de vibrações quando presente e atuador no nó central da estrutura.

Tabela 7.4: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuador aplicado no nó central

Localização do atuador	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	$f_{c_{rms}}$ (N)	$f_{c_{max}}$ (N)
Sem controle	0,1921	0,5853	–	–
Nó central	0,0200	0,0760	1.822,1	5.787,5

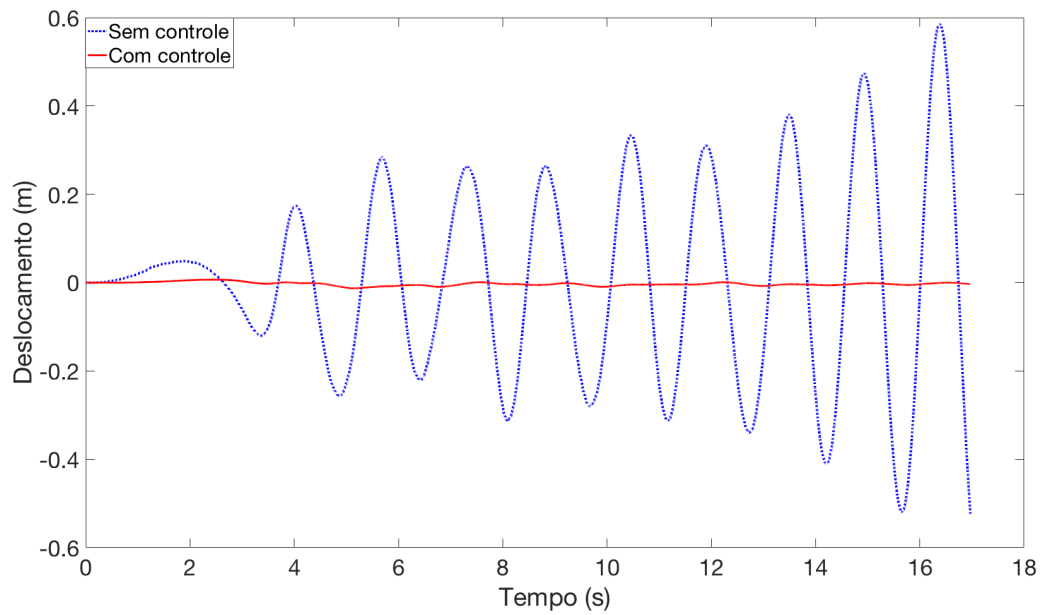


Figura 7.9: Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistema de controle semiativo de vibrações quando presente atuador no nó superior da estrutura.

Tabela 7.5: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuador aplicado no nó superior

Localização do atuador	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	$f_{c_{rms}}$ (N)	$f_{c_{max}}$ (N)
Sem controle	0,1921	0,5853	–	–
Nó superior	0,0027	0,00114	669,5	4.040,0

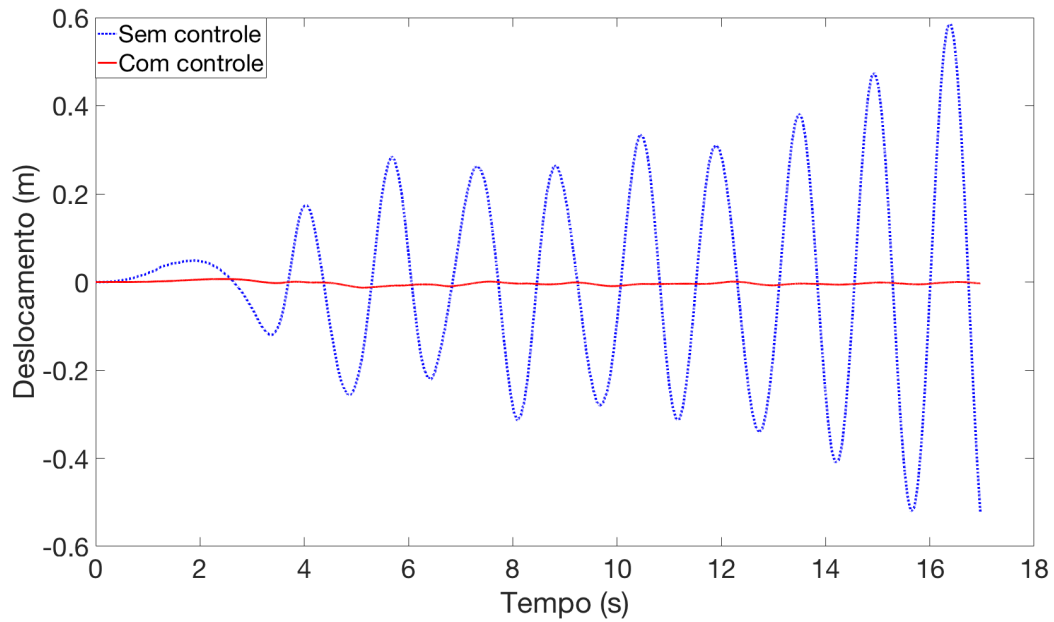


Figura 7.10: Histórico de deslocamentos da estrutura sem e com sistemas de controle semiativo quando presentes atuadores nos nós central e superior da estrutura.

Tabela 7.6: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados nos nós central e superior

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	$f_{c_{rms}}$ (N)	$f_{c_{max}}$ (N)
Sem controle	0,1921	0,5853	–	–
Nós central e superior	0,0041	0,0129	595,6	3.826,1 (Nó superior)
			222,5	733,71 (Nó central)

7.1.4 Análise dos resultados do Exemplo 1

A Tabela 7.7 exhibe os resultados consolidados de deslocamentos da estrutura (valores RMS e máximo) sem e com os sistemas de controle de vibrações utilizados para as três configurações de posicionamento de atuadores. Para os casos controlados, constam também as respectivas informações de forças de controle.

Tabela 7.7: Comparativo dos resultados de deslocamentos máximos (q_{max}), valores RMS dos deslocamentos (q_{rms}), força de controle máxima (f_{cmax}) e valores RMS das forças de controle (f_{crms}).

Posição do atuador	$q_{rms}(m)$	$q_{max}(m)$	$f_{cmax}(N)$	f_{crms} (N)
Sem atuador	0,1921	0,5853	–	–
Conf. 1 - Ativo	0,1037	0,2272	1.128,5	473,8163
Conf. 2 - Ativo	0,0219	0,0658	790,1853	285,267
Conf. 3 - Ativo	0,0202	0,0610	732,3908 237,7143	259,5831 (Nó superior) 89,88 (Nó central)
Conf. 1 - Semiativo	0,0200	0,0760	5.787,5	1.822,1
Conf. 2 - Semiativo	0,0027	0,0114	4.040,0	669,5
Conf. 3 - Semiativo	0,0041	0,0129	3.826,1 733,71	595,6 (Nó superior) 222,5 (Nó central)

Verifica-se pela Tabela 7.7 que através da metodologia proposta pode-se avaliar a melhor configuração de posicionamento atuadores de uma estrutura excitada pela ação do vento, com as forças de interação fluido-estrutura obtidas. Nesta tabela se vê os resultados de redução de deslocamentos e as forças de controle necessárias para essa redução, podendo ser indicada a melhor configuração.

Análise dos resultados obtidos com controle ativo de vibrações

Quando utilizado o atuador somente no nó superior a redução do deslocamento foi de aproximadamente 88,6%. Quando instalados somente no nó central a redução foi de apenas 46,02% e com uma força de controle de aproximadamente 41% maior, mostrando a melhor efetividade da configuração anterior.

Quando instalados atuadores em ambos os nós, a redução na resposta de deslocamento foi de 89,46% quando comparada com a situação sem sistema de controle. Essa configuração apresenta redução com menos de 1% superior à configuração com

atuador presente somente no nó superior, porém destaca-se que ambas as magnitudes de forças de controle dessa configuração são inferiores quando aplicadas isoladamente (Configurações 1 e 2).

A escolha da melhor configuração baseia-se também em outros critérios, tais como economia de energia e/ou força máxima de controle por atuador. Desta forma, entende-se que a Configuração 2 apresentou os melhores resultados para a redução de deslocamentos desse exemplo.

Análise dos resultados obtidos com controle semiativo de vibrações

Para a configuração 1 utilizada neste exemplo numérico foi obtida uma força de controle superior à máxima do atuador magnetorreológico utilizado. Portanto, essa configuração não se tornaria exequível utilizando somente um atuador.

Por outro lado, as configurações 2 e 3 apresentaram redução considerável das amplitudes de vibração e em ambos os casos as forças de controle máxima se mantiveram abaixo da admissível do atuador magnetorreológico utilizado.

A configuração 2 apresentou 98,6% de redução das amplitudes de vibração, enquanto que a configuração 3 apresentou 97,9% de redução. A configuração 3 apresentou força de controle máxima 5% menor que a máxima da configuração 2, mostrando-se como boas configurações para a atenuação de vibrações.

Levando em consideração a redução de deslocamentos e a respectiva força de controle necessária, a configuração 2 com sistema de controle semiativo apresentou a melhor eficiência na redução das amplitudes de vibração.

Na sequência encontra-se o exemplo numérico 2, onde estão mostrados estudos semelhantes ao presente neste exemplo.

7.2 Exemplo numérico 2

Para este exemplo o Modelo (4) é constituído de um pórtico plano com 45 elementos e 32 nós (Figura 7.11), os elementos verticais possuem 4,0 metros de comprimento e os elementos horizontais possuem 5,0 metros de comprimento.

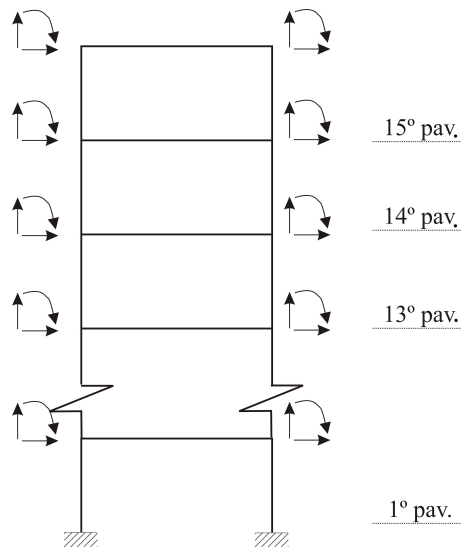


Figura 7.11: Ilustração do pórtico plano discretizado em elementos finitos com 32 nós.

A Tabela 7.8 exhibe as propriedades dos elementos verticais e horizontais do pórtico plano adotado neste exemplo.

Tabela 7.8: Propriedades dos elementos do pórtico plano

Propriedade	Elementos verticais	Elementos horizontais
I (cm ⁴)	67.226,0	4.937,0
E (GPa)	210,0	210,0
A (cm ²)	139,7	42,0
\bar{m}	109,0	32,7

Partindo-se do Modelo (4), foi possível obter os parâmetros do Modelo (1), de maneira análoga àquela mostrada no capítulo anterior, chegando-se a:

- $m = 483,36$ kg;
- $k = 8,76$ kN/m;
- $c = 82,34$ Ns/m;

O coeficiente c foi escolhido de forma que a estrutura apresentasse taxa de amortecimento $\xi = 2\%$.

A frequência natural do primeiro modo de vibração é de 0,6777 Hz. Assim, de

posse dos dados geométricos da estrutura e os parâmetros aerodinâmicos apresentados no Capítulo 6, pode-se obter a velocidade crítica do vento:

- $U_{crit} = 28,24$ m/s.

Realiza-se com essa velocidade crítica a análise aeroelástica e por meio da metodologia de interação fluido-estrutura apresentada no Capítulo 4 é obtido o histórico de deslocamentos mostrado na seguinte seção.

As respostas de deslocamentos apresentadas na sequência referem-se aos deslocamentos transversais ao fluxo do vento e do nó superior da estrutura examinada (Figura 7.2). Neste exemplo as cargas de vento devido ao desprendimento cadenciado de vórtice são suportadas por dois pórticos, conforme ilustra a Figura 7.12.

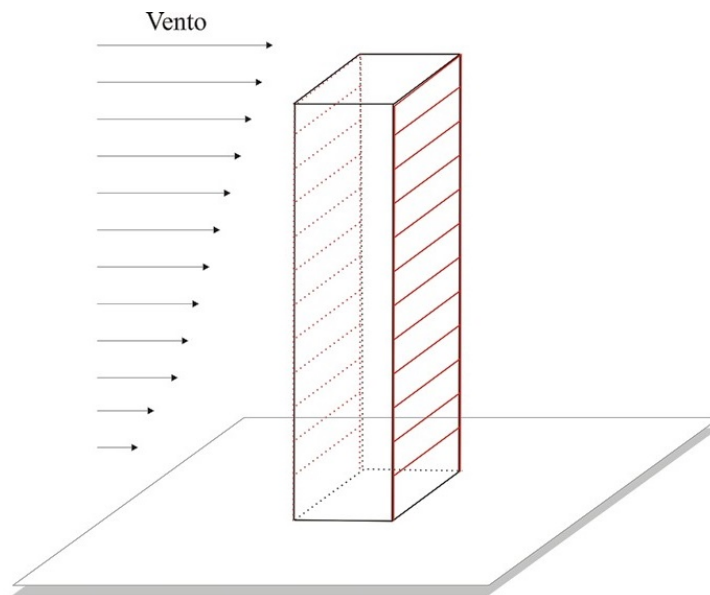


Figura 7.12: Ilustração da disposição dos pórticos planos.

7.2.1 Resposta sem controle de vibrações

A Figura 7.13 exibe a resposta da estrutura sem controle de vibrações. Destaca-se novamente que se exibe os deslocamentos referentes aos nós superiores da estrutura, conforme orientação exibida na Figura 7.2.

Para avaliar a aplicação de sistemas de controle de vibrações de acordo com a metodologia proposta neste trabalho, a próxima seção apresenta os resultados

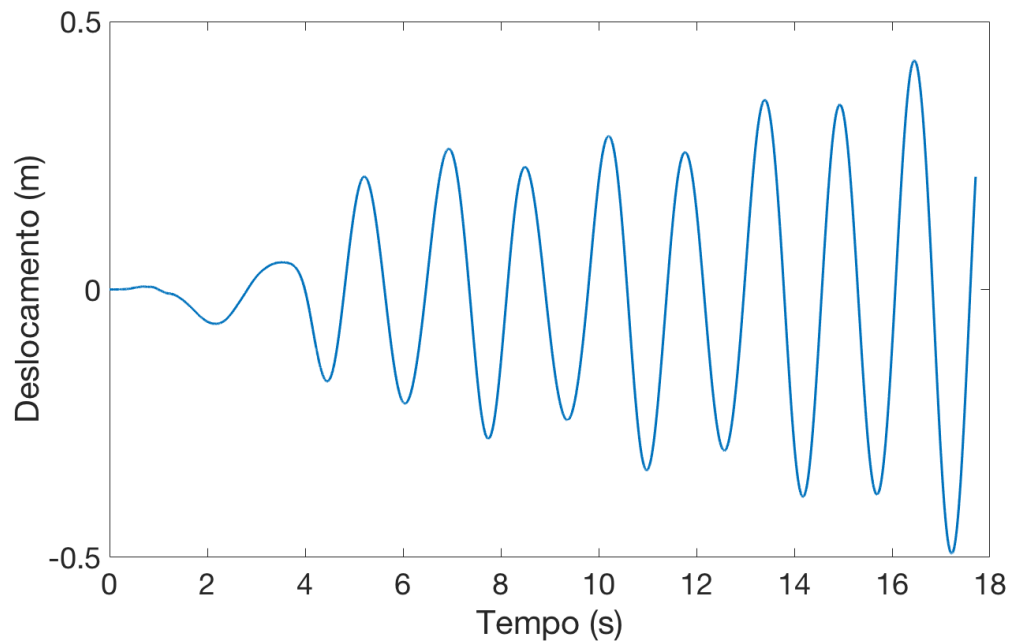


Figura 7.13: Histórico de deslocamento dos nós superiores da estrutura examinada sem controle de vibrações, apresentando o deslocamento máximo de 0,4928 m e deslocamento com valor RMS de 0,2124 m.

obtidos aplicando-se duas técnicas de controle (ativo e semiativo). Faz-se ainda uma análise de diferentes configurações de posicionamento e número de atuadores.

7.2.2 Resultados com sistema de controle ativo

Neste exemplo foram utilizadas sete configurações de posicionamento de atuadores (controladores ativo de vibração):

- Configuração 1: atuadores aplicando forças de controle na direção horizontal (y) nos nós do 15^o pavimento;
- Configuração 2: atuadores aplicando forças de controle na direção horizontal (y) nos nós do 14^o pavimento;
- Configuração 3: atuadores aplicando forças de controle na direção horizontal (y) nos nós do 13^o pavimento;
- Configuração 4: atuadores aplicando forças de controle na direção horizontal (y) nos nós do 12^o pavimento;
- Configuração 5: atuadores aplicando forças de controle na direção horizontal (y) nos nós do 11^o pavimento;
- Configuração 6: atuadores aplicando forças de controle na direção horizontal (y) nos nós do 12^o ao 14^o pavimentos;
- Configuração 7: atuadores aplicando forças de controle na direção horizontal (y) nos nós do 13^o e 14^o pavimentos;

Para todos os casos foram utilizadas as matrizes de ponderação $\mathbf{Q} = 10^8 \mathbf{I}_{90 \times 90}$ e $\mathbf{R} = \mathbf{I}_{90 \times 90}$.

As Figuras 7.14 a 7.20 apresentam as respectivas respostas controladas em termos de deslocamento horizontal do nó superior da estrutura para as sete configurações aqui descritas.

Da mesma forma, as Tabelas 7.9 a 7.15 mostram os valores máximos e RMS dos deslocamentos horizontais do nó superior e das forças de controle respectivos às Figuras 7.14 a 7.20.

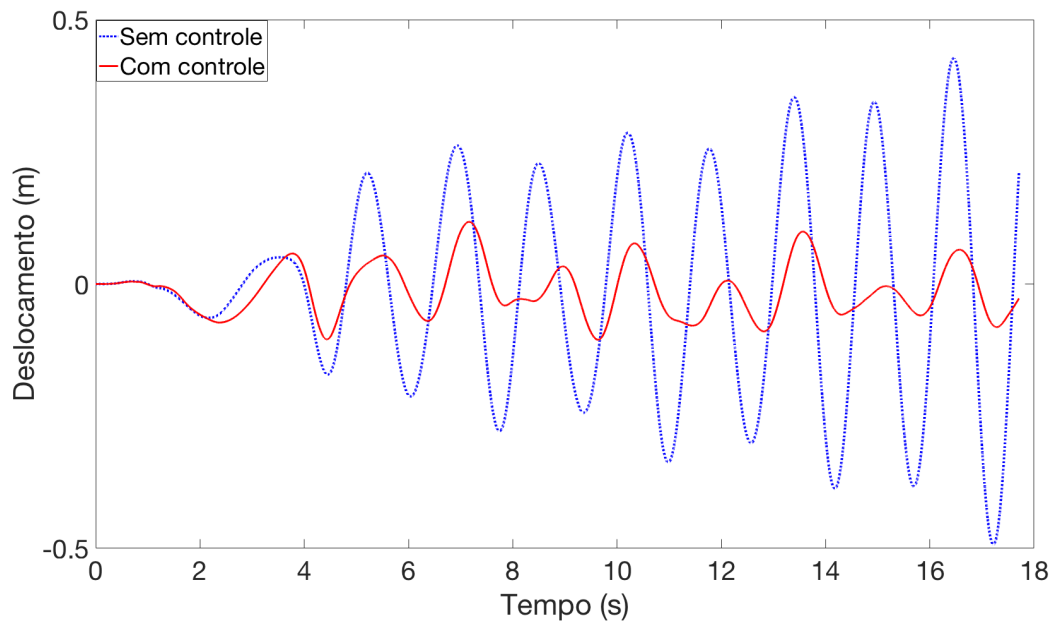


Figura 7.14: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada sem e com controle de vibrações ativo no 15º pavimento.

Tabela 7.9: Resultados de deslocamentos e forças de controle para aplicação de atuadores no 15º pavimento

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
15º pavimento	0,0520	0,1176	2.058,6	4.645,9

Tabela 7.10: Resultados de deslocamentos e forças de controle para aplicação de atuadores no 14º pavimento

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
14º pavimento	0,0555	0,1260	2.099,6	4.696,7

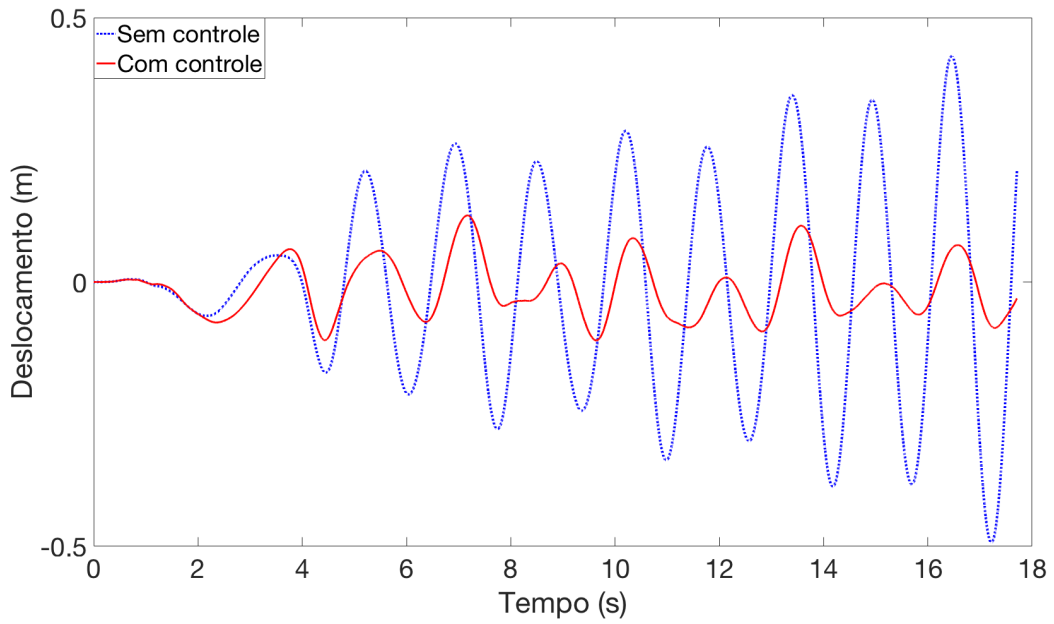


Figura 7.15: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle de ativo vibração no 14º pavimento.

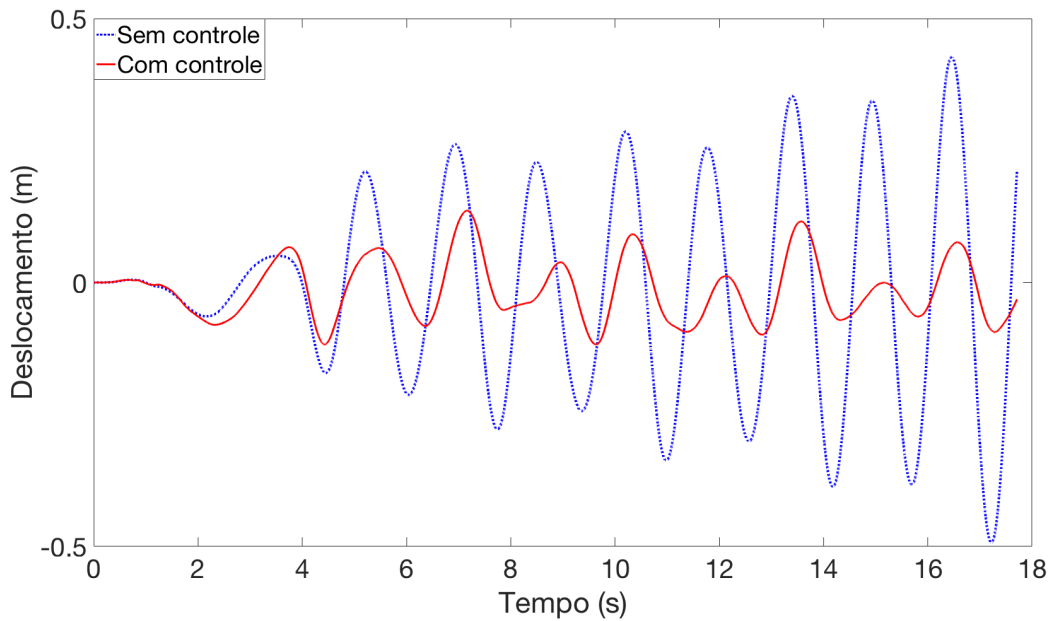


Figura 7.16: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle ativo de vibrações no 13º pavimento.

Tabela 7.11: Resultados de deslocamentos e forças de controle para aplicação de atuadores no 13º pavimento

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	$f_{c_{rms}}$ (N)	$f_{c_{max}}$ (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
13º pavimento	0,0599	0,1361	2.158,9	4.772,0

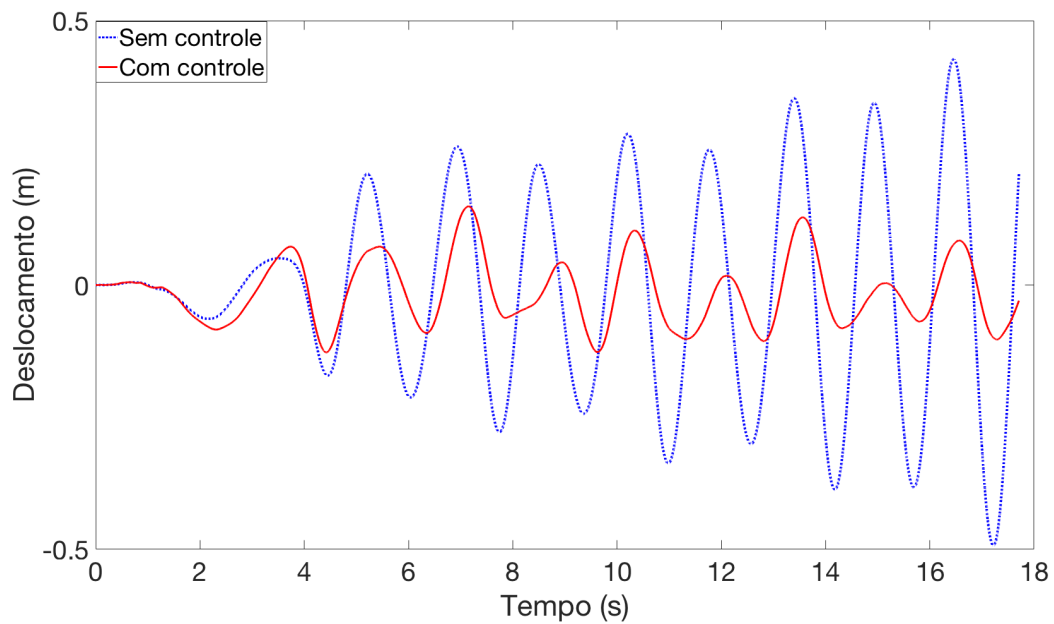


Figura 7.17: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle ativo de vibrações no 12º pavimento.

Tabela 7.12: Resultados de deslocamentos e forças de controle para aplicação de atuadores no 12º pavimento

Localização dos e atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	$f_{c_{rms}}$ (N)	$f_{c_{max}}$ (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
12º pavimento	0,0656	0,1486	2.239,6	4.881,8

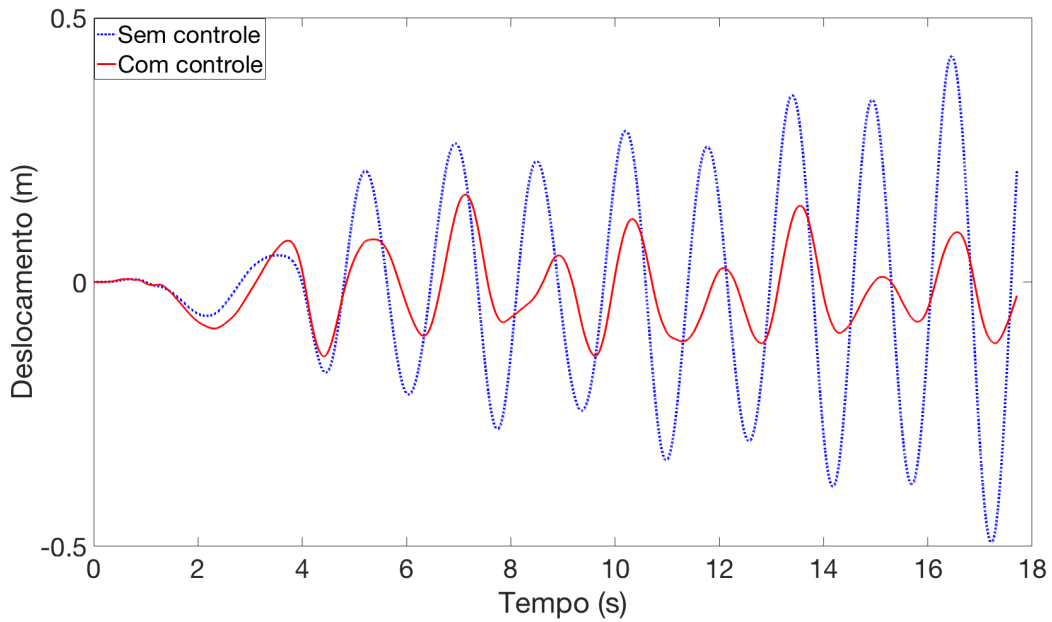


Figura 7.18: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle ativo de vibrações no 11º pavimento.

Tabela 7.13: Resultados de deslocamentos e forças de controle para aplicação de atuadores no 11º pavimento

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
11º pavimento	0,0732	0,1654	2.343,6	5.013,0

Até o presente momento desse exemplo numérico foram exibidos somente resultados referentes aos posicionamentos de atuadores em um pavimento isolado. Os dois próximos itens exibem as respostas obtidas quando avaliadas a presença de atuadores em mais de um pavimento.

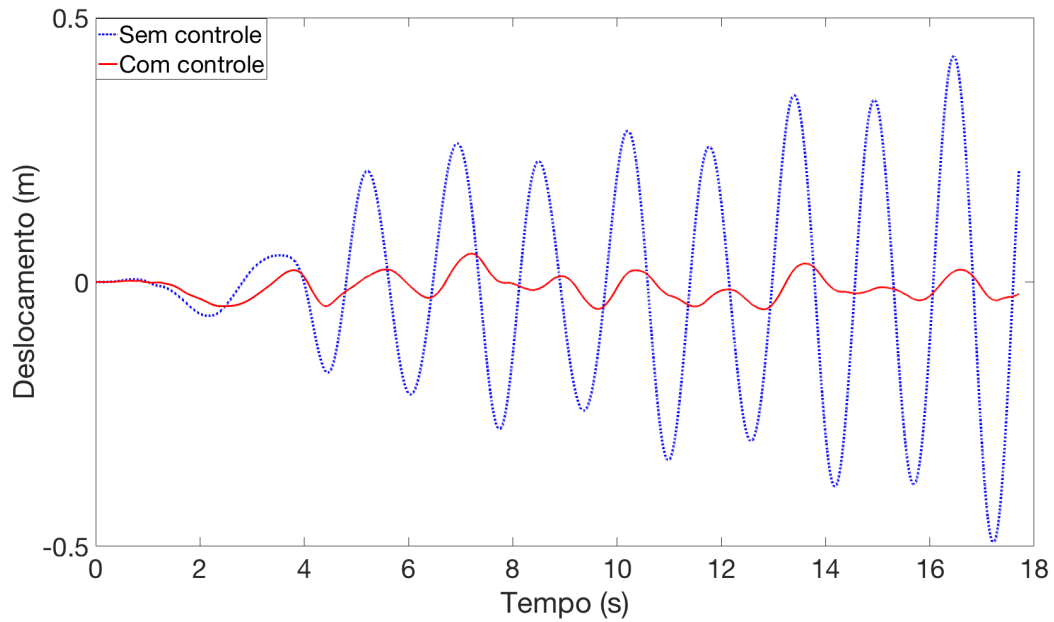


Figura 7.19: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle ativo de vibrações do 12^o ao 14^o pavimento.

Tabela 7.14: Resultados de deslocamento e força de controle para aplicação de atuadores do 12^o ao 14^o pavimento

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
12 ^o ao 14 ^o pavimento	0,0251	0,0535	825,2	2.048,4 (14 ^o pav.)
			791,0	2.011,6 (13 ^o pav.)
			755,2	2.001,8 (12 ^o pav.)

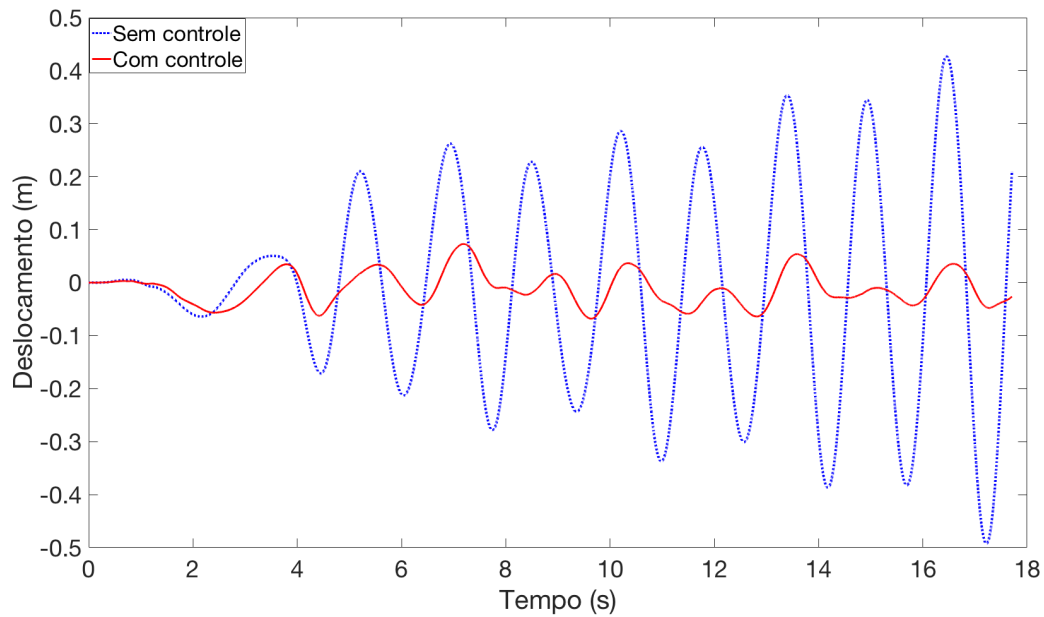


Figura 7.20: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle ativo de vibrações do 13^o e 14^o pavimentos.

Tabela 7.15: Resultados de deslocamento e força de controle para aplicação de atuadores do 13^o e 14^o pavimento

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
12 ^o ao 14 ^o pavimento	0,0332	0,0729	1.161,5	2.842,4 (14 ^o pav.)
			1.113,0	2.798,4 (13 ^o pav.)

7.2.3 Resultados com sistema de controle semiativo

Neste exemplo foram utilizadas as mesmas sete configurações demonstradas na seção anterior (7.2.2).

Para todos os casos foram utilizadas como matrizes de ponderação $\mathbf{Q} = 10^8 \mathbf{I}_{90 \times 90}$ e $\mathbf{R} = \mathbf{I}_{90 \times 90}$ para a obtenção da força de controle ótima.

As Figuras 7.21 a 7.27 apresentam as respectivas respostas controladas em termos de deslocamentos horizontais dos nós superiores da estrutura para as sete configurações já descritas.

Da mesma forma, as Tabelas 7.16 a 7.22 mostram os valores máximos e RMS

dos deslocamentos horizontais do nós superiores e das forças de controle, respectivos às Figuras 7.21 a 7.27.

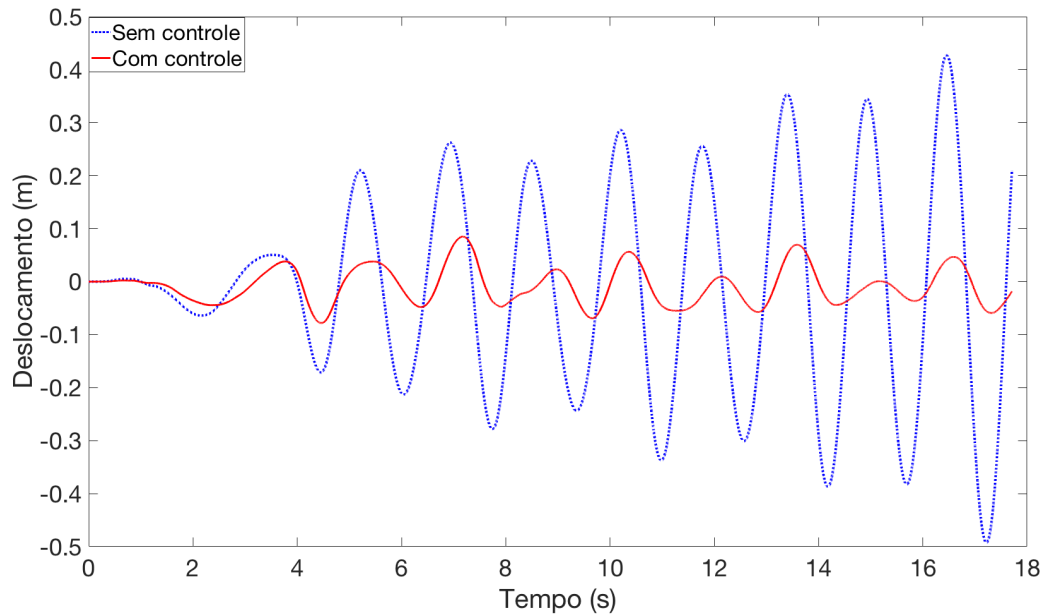


Figura 7.21: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações no 15º pavimento.

Tabela 7.16: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 15º pavimento

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
15º pavimento	0,0367	0,0850	1.999,4	4,939,2

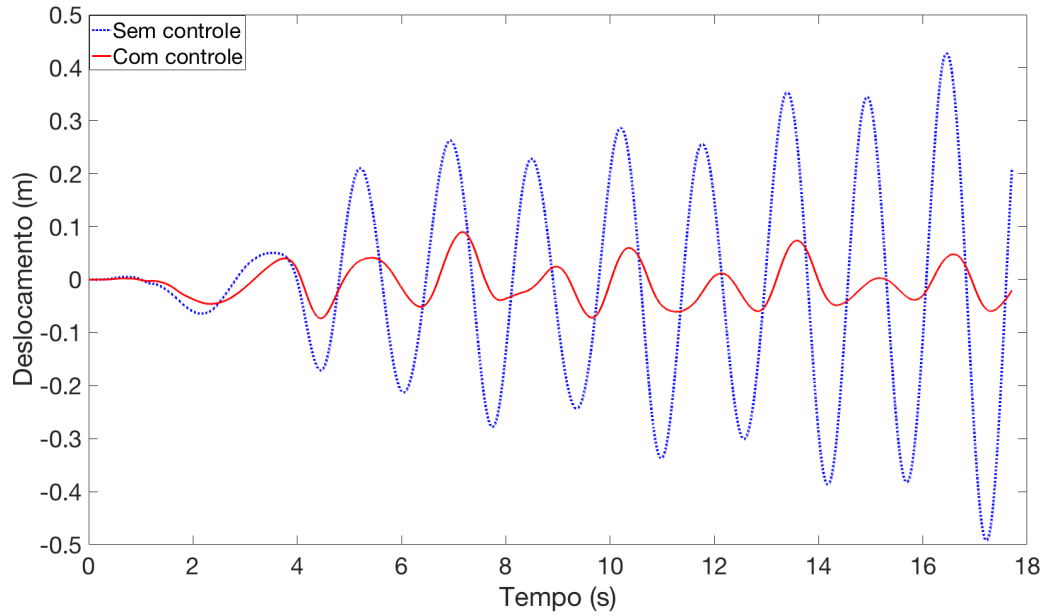


Figura 7.22: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações no 14º pavimento.

Tabela 7.17: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 15º pavimento

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
14º pavimento	0,0377	0,0899	2.002,4	4.756,4

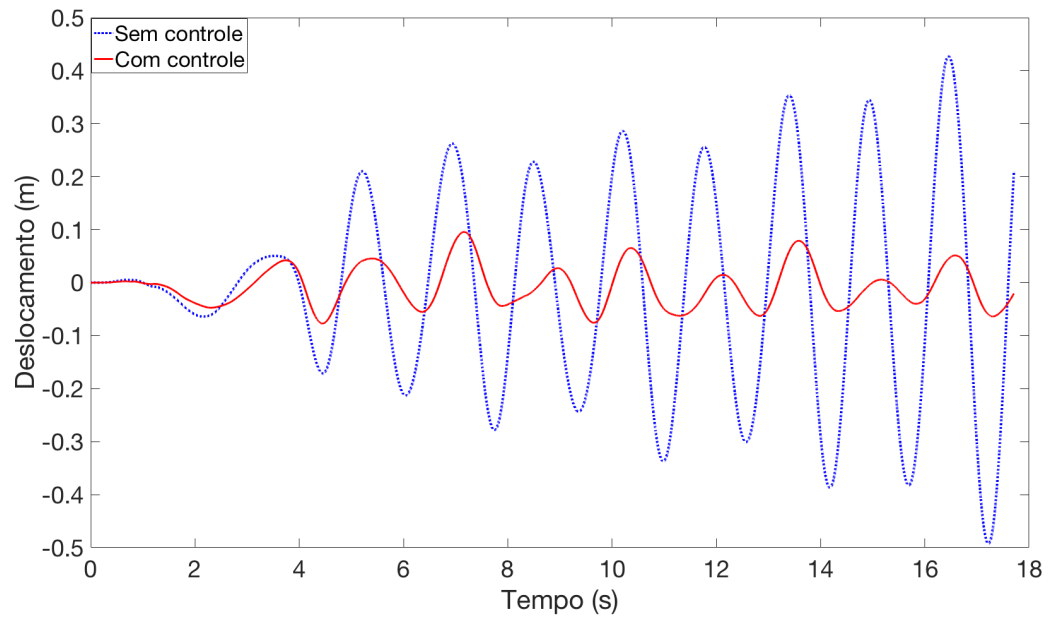


Figura 7.23: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações no 13º pavimento.

Tabela 7.18: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 13º pavimento

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
14º pavimento	0,0401	0,0956	2.062,3	4.901,2

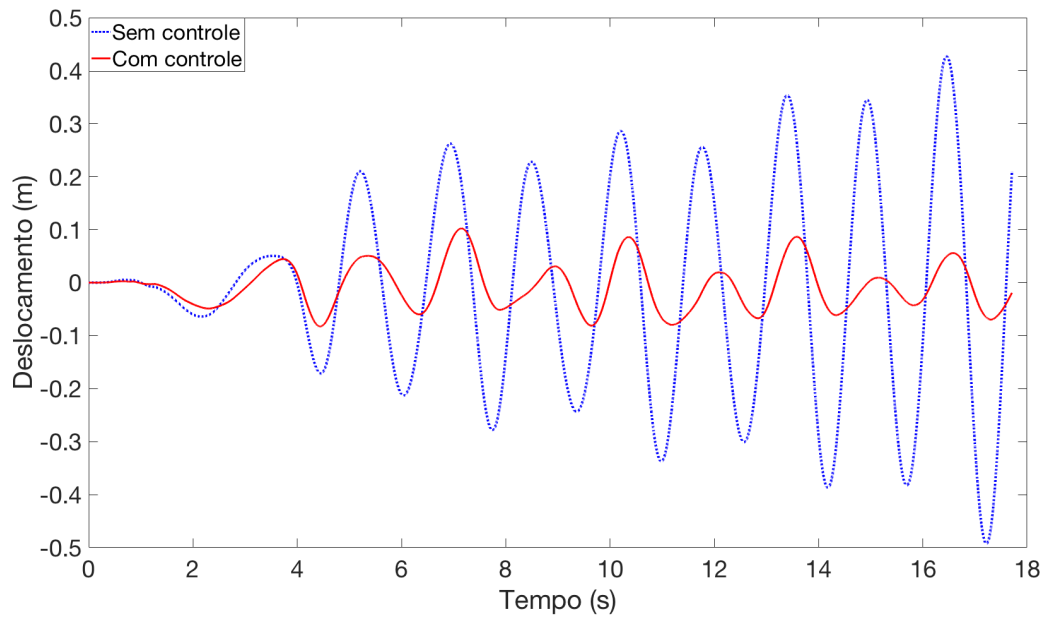


Figura 7.24: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações no 12º pavimento.

Tabela 7.19: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 12º pavimento

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
12º pavimento	0,0447	0,1023	2.125,3	5.254,6

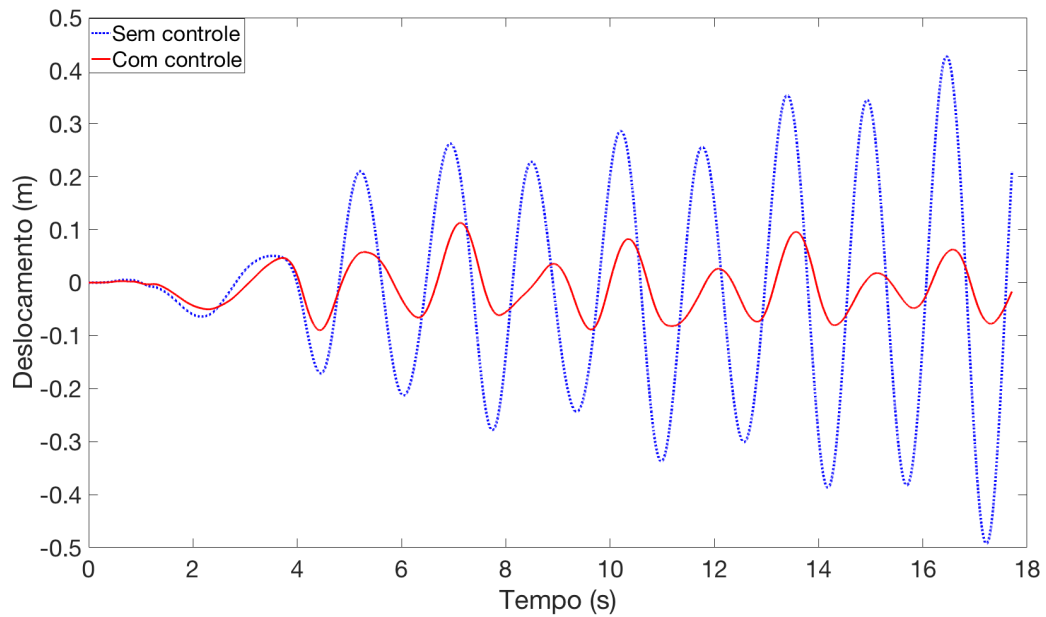


Figura 7.25: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiativo de vibrações no 11º pavimento.

Tabela 7.20: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 11º pavimento

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
11º pavimento	0,0489	0,1127	2.205,1	5.142,7

Os dois próximos exemplos mostram as respostas dinâmicas para a estrutura examinada quando instalado atuadores em mais de um pavimento.

Tabela 7.21: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 12º ao 14º pavimentos

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
12º ao 14º pavimentos	0,0183	0,0381	891,5	4.103,9 (14º pav.)
			808,2	3.237,6 (13º pav.)
			779,8	2.976,2 (12º pav.)

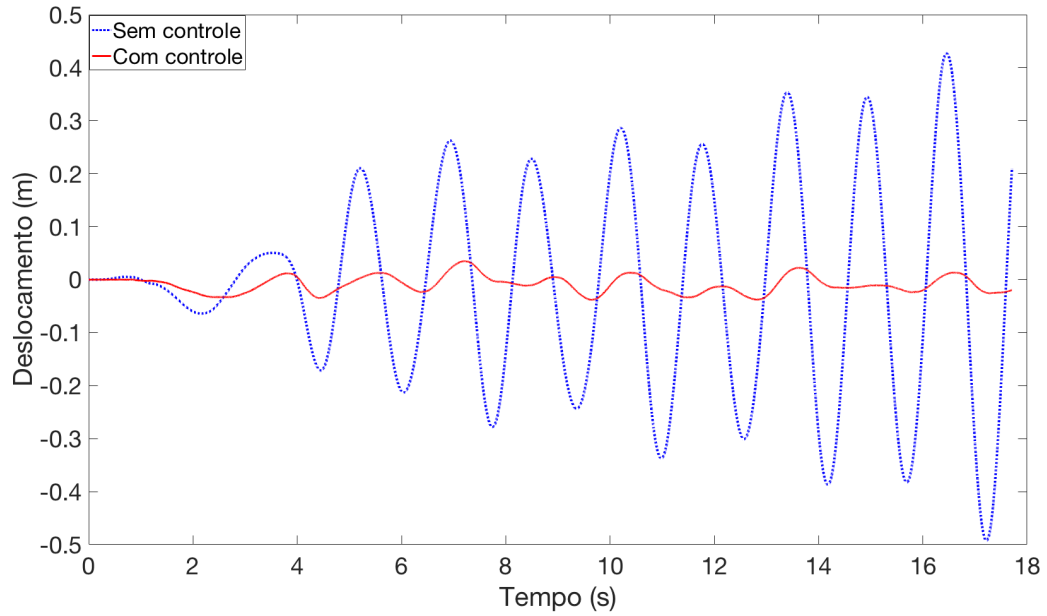


Figura 7.26: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiaivo de vibrações no 11º pavimento.

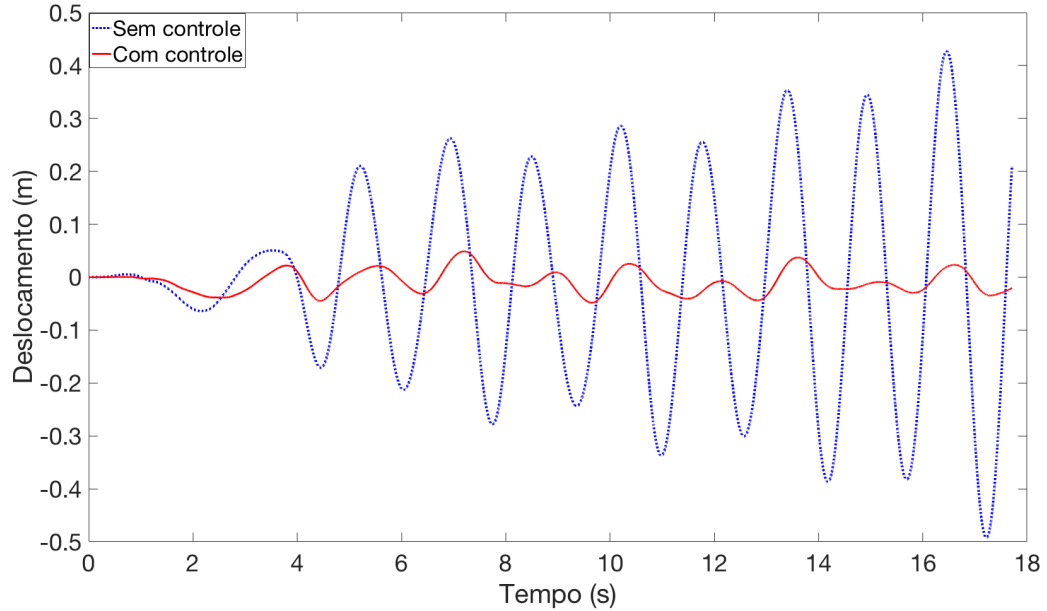


Figura 7.27: Histórico de deslocamentos dos nós superiores da estrutura examinada com controle semiaivo de vibrações nos 13º e 14º pavimentos.

Tabela 7.22: Resultados de deslocamentos e forças de controle para atuadores aplicados no 13^o e 14^o pavimentos

Localização dos atuadores	q_{rms} (m)	q_{max} (m)	f_{crms} (N)	f_{cmax} (N)
Sem controle	0,2124	0,4928	–	–
13 ^o e 14 ^o pavimentos	0,0233	0,0487	1.090,1	2.964,8 (13 ^o pav.)
			1.135,3	2.951,3 (14 ^o pav.)

7.2.4 Análise dos resultados do Exemplo 2

A Tabela 7.23 exibe os resultados consolidados de deslocamentos da estrutura (valores RMS e máximo) sem e com os sistemas de controle de vibrações utilizados para as sete configurações de posicionamento de atuadores. Para os casos controlados, constam também as respectivas informações de forças de controle.

Análise dos resultados obtidos com controle ativo de vibrações

Para o sistema de controle ativo de vibrações a melhor configuração em termos de redução de vibrações foi a configuração 6 (atuadores do 12^o ao 14^o pavimentos). A redução foi de 88,2% e as forças de controle apresentaram valores máximos próximo aos 2 kN nos três atuadores.

Já a configuração 5 apresentou a menor taxa de redução das amplitudes de deslocamento, com 65,5% e força máxima superior a 5 kN.

Análise dos resultados obtidos com controle semiativo de vibrações

Todas as configurações com utilização de atuadores em somente um pavimento apresentam força de controle máxima superior à admissível do atuador magnetorreológico utilizado neste exemplo. Nota-se aumento das forças de controle de acordo que os atuadores são instalados isoladamente nos pavimentos inferiores.

Já as duas configurações com instalação de atuadores em mais de um pavimento apresentaram redução nas amplitudes de vibração e com força máxima por atuador inferior à admissível pelos atuadores.

A configuração 6 apresentou a maior taxa de redução de amplitudes de vibração

Tabela 7.23: Comparativo dos resultados de deslocamento máximo (q_{max}), valores RMS dos deslocamentos (q_{rms}), força de controle máxima (f_{cmax}) e valores RMS das forças de controle (f_{crms}) do exemplo numérico 2.

Configuração de posição do atuador	$q_{rms}(m)$	$q_{max}(m)$	$f_{crms}(N)$	$f_{crms}(N)$
Sem atuador	0,2124	0,4928	-	-
Conf. 1 - Ativo	0,0520	0,1176	2.058,6	4.645,9
Conf. 2 - Ativo	0,0555	0,1260	2.099,6	4.696,7
Conf. 3 - Ativo	0,0599	0,1361	2.158,9	4.772,0
Conf. 4 - Ativo	0,0656	0,1486	2.239,6	4.881,8
Conf. 5 - Ativo	0,0732	0,1654	2.343,6	5.013,0
Conf. 6 - Ativo	0,0251	0,0535	852,2	2.048,4 (14° pav.)
			791,0	2.011,6 (13° pav.)
			755,2	2.001,8 (12° pav.)
Conf. 7 - Ativo	0,0332	0,0729	1.161,5	2.798,4 (14° pav.)
			1.113,0	2.798,4 (13° pav.)
Conf. 1 - Semiativo	0,0367	0,0850	1.999,4	4.9939,2
Conf. 2 - Semiativo	0,0337	0,0899	2.002,4	4.756,4
Conf. 3 - Semiativo	0,0401	0,0956	2.062,3	4.901,2
Conf. 4 - Semiativo	0,0447	0,1023	2.125,3	5.254,6
Conf. 5 - Semiativo	0,0489	0,1127	2.205,1	5.142,7
Conf. 6 - Semiativo	0,0183	0,0381	891,5	4.103,9 (14° pav.)
			808,2	3.237,6 (13° pav.)
			779,8	2.976,2 (12° pav.)
Conf. 7 - Semiativo	0,0233	0,0487	1.090,1	2.964,8 (13° pav.)
			1.135,3	2.951,3 (14° pav.)

com 91.4%, neste caso as forças máximas de controle variam de 2,9 a 4,1 kN.

Na aplicação de ambos os sistemas de controle de vibrações, foi verificada a maior redução na mesma configuração, sendo a configuração 6. A diferença na redução é de aproximadamente 3,2%, porém ressalta-se que para o caso do controle ativo todos os atuadores apresentaram força de controle máxima próxima a 2 kN, enquanto que para o sistema de controle semiativo as forças máximas nos atuadores variaram de 2,9 kN a 4,4 kN.

Conclusão do capítulo Diante dos resultados apresentados neste capítulo, pode-se observar que a metodologia proposta neste trabalho pode ser empregada para o estudo prévio de posicionamento e número de atuadores.

Pelos exemplos aplicados, verifica-se a possibilidade de eleger candidatos para um ensaio experimental em túnel de vento. Considerando que esses ensaios são relativamente caros e não se encontram facilmente disponíveis, a técnica de se utilizar uma simulação de fluidodinâmica computacional bidimensional e avaliar as respostas dinâmicas da estrutura em análise reduz custos com a etapa de ensaios experimentais. Destaca-se ainda que o custo computacional dessa simulação é relativamente baixo se comparado com métodos tridimensionais.

O método possibilita ainda o acoplamento de diversas outras técnicas largamente estudadas e presentes na literatura, tanto para fluidodinâmica computacional quanto para sistemas de controle, podendo ser citados:

- estudo de interferência de edifícios vizinhos;
- interferência de acoplamento de grandes objetos na estrutura;
- avaliação de diferentes métodos e técnicas de controle de vibrações; e
- estudo de posicionamento ótimo de atuadores.

No próximo capítulo encontram-se as conclusões deste trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 8

Conclusões

No Capítulo 1 deste trabalho foram expostas várias estruturas que apresentaram efeitos dinâmicos indesejados, principalmente devido à ação do vento. A partir do caso clássico do colapso da Ponte de *Tacoma Narrows*, os estudos dos efeitos da ação do vento sobre as estruturas foram intensificados e chamou a atenção de diversos pesquisadores nos âmbitos nacional e internacional.

Nesse sentido, o presente trabalho teve como principal objetivo propor uma metodologia que utilize uma simulação de iteração fluido-estrutura bidimensional e, partindo das forças oriundas da carga do vento, as utilize em um modelo de estrutura discretizada em elementos finitos. Desta forma pode-se prever o comportamento de uma estrutura em um escoamento de fluido e controlada por sistemas de controle de vibrações.

Conforme foi mostrado no Capítulo 6, a metodologia proposta é válida quando tem-se predominância do primeiro modo de vibração, que é a hipótese básica assumida nesse trabalho. Especificamente para o caso de desprendimento cadenciado de vórtices, essa hipótese básica é atendida, pois quando a frequência de desprendimento de vórtice não é suficientemente próxima à frequência natural da estrutura, a carga de vento sobre a estrutura é quase-estática e no sentido do fluxo.

No exemplo base utilizado para a validação da metodologia proposta verifica-se na resposta dinâmica de deslocamentos que para o primeiro grau de liberdade (frequência predominante) há discreta divergência entre as respostas $q_1^{M_1}$ e $q_1^{M_4}$, destacando que a primeira considera as frequências dos dois modos de vibração,

enquanto que na segunda considera-se somente a contribuição do primeiro modo.

No Capítulo 7 foram apresentados exemplos numéricos aplicados à metodologia proposta. Sabendo que o número e o posicionamento de atuadores é uma importante etapa de projeto para melhorar a performance do sistema de controle, a metodologia aqui proposta se mostra eficaz para auxiliar o alcance de um projeto eficiente, ou seja: um sistema que reduza as amplitudes de vibrações satisfatoriamente. Trabalhos como Bueno (2007), Elias *et al.* (2012), Soubhia (2015) mostram estudos de posicionamento ótimo e o número de atuadores para diferentes tipos e técnicas de controle de vibrações estruturais e que podem ser aplicados a este trabalho para o seu aprimoramento. Considerando que os ensaios experimentais em túnel de vento são relativamente caros e que não se encontram disponíveis em diversos centros econômicos, a avaliação via fluidodinâmica computacional, mesmo que em ação subsidiária, apresenta-se como uma ótima ferramenta para sua análise dos efeitos aeroelásticos sobre a estrutura. Sendo os sistemas de controle um dos caminhos a ser seguido para atenuar as vibrações excessivas, a análise conjunta possibilita eleger candidatos (configuração de instalação de sensores e atuadores) para a realização de ensaios experimentais, reduzindo, assim, o número de protótipos e tempo necessário em laboratório (túnel de vento), podendo reduzir consideravelmente o custo final dessa análise. Ainda no tocante à simulação numérica via fluidodinâmica computacional, a simulação bidimensional utilizada neste trabalho apresenta bons resultados quando comparada com resultados numéricos e experimentais presentes na literatura. O que valida a sua aplicação para simular os efeitos do vento sobre estruturas.

O método proposto apresenta, então, como vantagens:

- previsão do comportamento de uma estrutura excitada pelo vento e controlada por sistemas de controle estrutural;
- análise de número e posicionamento de sensores e atuadores, verificando as melhores configurações para a realização de ensaio experimental;
- custo computacional relativamente baixo, quando se comparado com simulações tridimensionais, o que dispensa uso de supercomputadores;
- redução nos custos de ensaios experimentais em túnel de vento.

Como principal desvantagem, o método apresenta:

- Aplica-se somente para casos em que a frequência do primeiro modo de vibração é predominante.

Desta forma, conclui-se que metodologia proposta neste trabalho apresenta validade em sua aplicação, representando uma estrutura imersa em deslocamento de fluido e controlada por Sistema de Controle de Vibrações Estruturais.

Assim, quando a metodologia proposta neste trabalho é executada na fase de projeto, pode-se prever o comportamento dinâmico da estrutura sob a ação do vento e controladas por sistema de controle de vibrações e assim ensejar melhorias no projeto e seguir para a fase de protótipos para ensaio experimental, reduzindo significativamente o custo total da fase de projetos.

8.1 Sugestões de trabalhos futuros

Como trabalhos futuros para o aprimoramento da pesquisa, sugerem-se:

- Avaliação de outros sistemas de controle (passivo, ativo, híbrido ou semiativo);
- Estudo de interferência de edifícios vizinhos nos efeitos aeroelásticos; e
- Aplicação de técnicas de otimização de número e posicionamento de atenuadores.

Referências Bibliográficas

- Alminhana et al. (2018)** ALMINHANA, GW, BRAUN, AL e LOREDO-SOUZA, AM. *A numerical-experimental investigation on the aerodynamic performance of CAARC building models with geometric modifications*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 180: páginas 34–48.
- Alves (2015)** ALVES, LORENA DA SILVA. *Controle de Vibrações em Edifícios Altos Sujeitos a Ventos ou Terremotos*. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Goiás, Goiás/GO - Brasil.
- Baker e Pawlikowski (2015)** BAKER, BILL e PAWLIKOWSKI, JAMES. *The Design and Construction of the World's Tallest Building: The Burj Khalifa, Dubai*. Structural Engineering International. Volume 25 (número 4): páginas 389–394.
- Barbosa (1996)** BARBOSA, F. S. *Controle Ativo Modal de Vibrações Estruturais*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ - Brasil.
- Basili (2006)** BASILI, M. *Controllo Semi Attivo di Strutture Adiacenti Mediante Dispositivi Magnetoreologici: Teoria, Sperimentazione e Modellazione*. DSc. Thesis.
- Bathe (1982)** BATHE, JK. *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*. Editora Prentice Hall, New Jersey - EUA, 2ª edição. ISBN 978-0-9790049-5-7.
- Battista e Pfeil (2008)** BATTISTA, R.C. e PFEIL, M.S. *Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados para Controle das Oscilações Induzidas pelo Vento na Ponte Rio-Niterói*. Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural. Volume 2 (número 1).

- Battista et al. (2018)** BATTISTA, RONALDO C., PFEIL, MICHELE S., CARVALHO, ELIANE M.L. e VARELA, WENDELL D. *Double Controller of Wind Induced Bending Oscillations in Telecom Towers*. Smart Structures and Systems. Volume 21 (número 1): páginas 99–111.
- Battista e Pfeil (2010)** BATTISTA, RONALDO CARVALHO e PFEIL, M.S. *Control of wind oscillations of Rio-Niterói bridge, Brazil*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings. Volume 163 (número 2): páginas 87–96.
- Bearman e Osaju (1982)** BEARMAN, P.W. e OSAJU, E.D. *An Experimental Study of Pressure Fluctuations on Fixed and Oscillating Square-section Cylinders*. Journal of Fluid Mechanics. Volume 119: páginas 297–321.
- Blessmann (1998)** BLESSMANN, J. *Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento*. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS - Brasil.
- Blevins (1990)** BLEVINS, R. D. *Flow-induced Vibration*. Editora Van Nostrand Reinhold Co., Nova York/NY - EUA, 2ª edição. ISBN 9780442208288.
- Blocken (2014)** BLOCKEN, BERT. *50 Years of Computational Wind Engineering: Past, Present and Future*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 129: páginas 69–102.
- Braun (2007)** BRAUN, A.L. *Simulação Numérica na Engenharia do Vento Incluindo Efeitos de Interação Fluido-Estrutura*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Braun (2002)** BRAUN, A.L. *Um Modelo para a Simulação Numérica da Ação do Vento sobre Seções de Ponte*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Braun e Awruch (2009)** BRAUN, ALEXANDRE LUIS e AWRUCH, ARMANDO MIGUEL. *Aerodynamic and Aeroelastic Analyses on the CAARC Standard Tall Building Model Using Numerical Simulation*. Computers & Structures. Volume 87 (números 9-10): páginas 564–581.

- Bueno (2007)** BUENO, D.D. *Controle Ativo de Vibrações e Localização Ótima de Sensores e Atuadores Piezelétricos*. Tese de Doutorado, Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita Filho. São Paulo/SP - Brasil.
- Carneiro (2010)** CARNEIRO, RÚBIA BORGES. *Controle Semi-ativo de Vibrações em Estruturas Utilizando Amortecedor Magnetorreológico*. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília/DF - Brasil.
- Castro (2011)** CASTRO, EDUARDO DA SILVA. *Avaliação de Algoritmos Numéricos Aplicados ao Controle Ativo de Vibrações Mecânicas*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora/MG - Brasil.
- Costa (2013)** COSTA, JOAO PAULO DUARTE. *A influência do efeito de vento na análise estrutural de edifícios*.
- Costa (2018)** COSTA, LEANDRO MALVEIRA FERREIRA. *Investigação Numérica de Modelos de Turbulência no Escoamento do Vento em Pontes Suspensas*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo/SP - Brasil.
- Czarnobay (2006)** CZARNOBAY, ANDRÉ DA SILVA. *Estudo em Túnel de Vento dos Efeitos de Atenuadores Dinâmicos Sintonizados em Modelos de Edifícios Altos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS - Brasil.
- Czarnobay et al. (2008)** CZARNOBAY, ANDRÉ DA SILVA, OLIVEIRA, MARIO GUSTAVO KLAUS, ROCHA, MARCELO MAIA e LOREDO-SOUZA, ACIR MÉRCIO. *Controle de Vibrações Induzidas pelo Vento em Edifícios Altos com Estrutura Metálica*. Associação Brasileira da Construção Metálica.
- De Sampaio (1991)** DE SAMPAIO, PAB. *A Petrov–Galerkin Formulation for the Incompressible Navier–Stokes Equations Using Equal Order Interpolation for Velocity and Pressure*. International Journal for numerical methods in engineering. Volume 31 (número 6): páginas 1135–1149.
- De Sampaio e Coutinho (1999)** DE SAMPAIO, P.A.B. e COUTINHO, A.L.G.A. *Simulation of Free and Forced Convection Incompressible Flows Using an Adaptive Parallel Vector Finite Element Procedure*. International Journal for Numerical Methods in Fluids. Volume 29: páginas 289–309.

- De Sampaio et al. (1999)** DE SAMPAIO, PAB, COUTINHO, ALVARO LUIZ GAYOSO DE AZEREDO e OTHERS. *Simulating Vortex Shedding at High Reynolds Numbers*. International Society of Offshore and Polar Engineers. Volume III: páginas 461–466.
- De Sampaio et al. (2004)** DE SAMPAIO, P.A.B., HALLAK, P.H., COUTINHO, A.L.G.A. e PFEIL, M.S. *A Stabilized Finite Element Procedure for Turbulent Fluid-Structure Interaction Using Adaptive Time-Space Refinement*. International Journal for Numerical Methods in Fluids. Volume 44 (número 6): páginas 673–693.
- Dos Santos Neto et al. (2012)** DOS SANTOS NETO, ACCACIO FERREIRA, NAGAHAMA, CATARINA VIEIRA, RIBEIRO, MARCELO, GOMES, FRANCISCO GOMES e BARBOSA, FLÁVIO DE SOUZA. *Análise Numérica do Desempenho de Controladores Ativos de Vibrações Estruturais*. XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural.
- Dyke (1996)** DYKE, SJ. *Acceleration Feedback Control Strategies for Active and Semi-Active Systems: Modeling, Algorithm Development and Experimental Verification*. Tese de Doutorado, University of Notre Dame, Notre Dame/IN - EUA.
- Elias et al. (2012)** ELIAS, S.J., AVILA, S. M. e DOZ, G. N. *Estudo do Efeito de Número e Posição de Amortecedores Metálicos na Resposta Dinâmica de Pórticos Planos*. Mecânica Computacional. Volume XXXI: páginas 2297–2312.
- Felippe-Filho (2012)** FELIPPE-FILHO, WALDIR NEME. *Aplicação de Modelos Teórico-Computacionais para Simulação do Comportamento Dinâmico de Estruturas Amortecidas Através de Materiais Viscoelásticos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora/MG - Brasil.
- Fernandes (2016)** FERNANDES, DIOGO BATISTA. *Controle híbrido para minimização de vibrações*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira/SP - Brasil.
- Franco (2003)** FRANCO, M. *A Torção nos Edifícios Altos*. V Simpósio EPUSP Sobre Estruturas de Concreto.
- Gkatzogias e Kappos (2016)** GKATZOGIAS, KONSTANTINOS I e KAPPOS, ANDREAS J. *Semi-Active Control Systems in Bridge Engineering: A Review of*

- the Current State of Practice*. Structural Engineering International. Volume 26 (número 4): páginas 290–300.
- Gómez (2007)** GÓMEZ, ALBERTO L.Z. *Controle de Vibrações em Edifícios Submetidos à Ação de Cargas Dinâmicas Utilizando Amortecedor de Massa Sintônico na Forma de Pêndulo*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília/DF - Brasil.
- Hallak et al. (2013)** HALLAK, PATRICIA H, PFEIL, MICHÈLE S, DE OLIVEIRA, SERGIO RC, BATTISTA, RONALDO C, DE SAMPAIO, PAULO AB e BEZERRA, CAROLINA MN. *Aerodynamic Behavior Analysis of Rio-Niterói Bridge by Means of Computational Fluid Dynamics*. Engineering Structures. Volume 56: páginas 935–944.
- Hallak (2002)** HALLAK, P.H. *Parâmetros Aeroelásticos para Pontes Via Fluidodinâmica Computacional*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ - Brasil.
- Hanson et al. (1982)** HANSON, T., SMITH, F., SUMMERS, D.M. e WILSON, C.B. *Computer Simulation of Wind Flow Over Building Model*. Computer Aided Design. Volume 14 (número 1): páginas 27–31.
- Hanson et al. (1986)** HANSON, T., SUMMERS, D.M. e WILSON, C.B. *Validation of a Computer Simulation of Wind Flow Over a Building Model*. Building and Environment. Volume 21 (número 2): páginas 97–111.
- Huang et al. (2007)** HUANG, SHENGHONG, LI, QS e XU, SHENGLI. *Numerical Evaluation of Wind Effects on a Tall Steel Building by CFD*. Journal of Constructional Steel Research. Volume 63 (número 5): páginas 612–627.
- Iawe (2002)** Iawe. *Benchmark Buildings for an International HFBB Comparison*. URL <http://iawe.org/committees/HFBB-spec.pdf>. Acessado em dezembro de 2017.
- Ikeda (2004)** IKEDA, YOSHIKI. *Active and Semi-Active Control of Buildings in Japan*. Volume 4 (número 3): páginas 278–282.
- Inaudi et al. (2017)** INAUDI, JOSÉ A., RENDEL, MICHAEL e VIAL, IGNÁCIO. *Nonlinear Viscous Damping and Tuned Mass Damper Design for Occupant Com-*

- fort in Flexible Tall Building Subject to Wind Loading*. Mecânica Computacional. Volume 35 (número 1): páginas 567–594.
- Kalehsar e Khodaie (2018)** KALEHSAR, HOUSHYAR EIMANI e KHODAIE, NAHMAT. *Wind-Induced Vibration Control of Super-Tall Buildings Using a New Combined Structural System*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 172: páginas 256–266.
- Kawahara et al. (1984)** KAWAHARA, M., HIRANO, H. e KODAMA, T. *Two-Step Explicit Finite Element Method for High Reynolds Number Flow Passed Through Oscillating Body*. Finite Elements in Fluids. Volume 5: páginas 227–262.
- Kich (2016)** KICH, RICARDO DE MELLO. *Metodologia CFD para Estudo de Prédio Padrão CAARC*. XXVIII Salão de Iniciação Científica da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Lavôr (2017)** LAVÔR, THIARLY FEITOSA AFONSO DE. *Análise Dinâmica do Modelo Padrão de Edifício Alto Sob a Ação do Vento*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília/DF - Brasil.
- Lee (1975)** LEE, BE. *Some Effects of Turbulence Scale on The Mean Forces on a Bluff Body*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. volume 1: páginas 361–370.
- Li et al. (2010)** LI, QS, ZHI, LUN-HAI, TUAN, ALEX Y, KAO, CHIN-SHENG, SU, SHENG-CHUNG e WU, CHIEN-FU. *Dynamic Behavior of Taipei 101 Tower: Field Measurement and Numerical Analysis*. Journal of Structural Engineering. Volume 137 (número 1): páginas 143–155.
- Lima (2015)** LIMA, ANDRESSA FERNANDA ROSA DE. *Controle Passivo de Vibrações de Sistemas Não-Lineares Empregando Ligas com Memória de Forma*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia/MG - Brasil.
- Lu et al. (2018)** LU, ZHENG, LIAO, YUAN e ZHOU, YING. *Experimental and numerical study on vibration control effects of a compound mass damper*. The Structural Design of Tall and Special Buildings. 27 (Volume 15): páginas e1511.

- Luo et al. (1994)** LUO, SC, YAZDANI, MD G, CHEW, YT e LEE, TS. *Effects of Incidence and Afterbody Shape on Flow Past Bluff Cylinders*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 53 (número 3): páginas 375–399.
- Lyn et al. (1995)** LYN, DA, EINAV, S, RODI, W e PARK, J-H. *A Laser-Doppler Velocimetry Study of Ensemble-Averaged Characteristics of the Turbulent Near Wake of a Square Cylinder*. Journal of Fluid Mechanics. Volume 304: páginas 285–319.
- Magluta (1993)** MAGLUTA, CARLOS. *Sistemas Dinâmicos Passivos para Absorção de Vibrações Estruturais*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ - Brasil.
- McLean e Gartshore (1992)** MCLEAN, I e GARTSHORE, I. *Spanwise Correlations of Pressure on a Rigid Square Section Cylinder*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 41 (números 1-3): páginas 797–808.
- Meirovitch (1990)** MEIROVITCH, L. *Dynamics and Control of Structure*. John Wiley & Sons, New York.
- Michaels et al. (2013)** MICHAELS, MARIANNE N, KWOK, KENNY CS e TUNG, YEOU KOUNG. *Exploratory Analyses and Modelling of Parameters Influencing Occupant Behaviour Due to Low-Frequency Random Building Motion*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 115: páginas 82–92.
- Moutinho (2007)** MOUTINHO, CARLOS MANUEL RAMOS. *Controlo de Vibrações em Estruturas de Engenharia civil*. Tese de Doutorado, Universidade do Porto, Porto - Portugal.
- Moutinho (1998)** MOUTINHO, CARLOS MANUEL RAMOS. *Controlo Passivo e Activo de Vibrações em Pontes de Peões*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Porto - Portugal.
- Mulligan (2007)** MULLIGAN, KERRY JANE. *Experimental and Analytical Studies of Semi-Active and Passive Structural Control of Buildings*. Tese de Doutorado, Christchurch - Nova Zelândia.

- Murakami (1990)** MURAKAMI, S. *Current Status of Computational Wind Engineering*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 35.
- Murakami (1993)** MURAKAMI, S. *Comparison of Various Turbulence Models Applied to a Buff Body*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volumes 46 e 47: páginas 21–36.
- Murakami e Mochida (1989)** MURAKAMI, S. e MOCHIDA, A. *Three-Dimensional Numerical Simulation of Turbulent Flow Around Buildings Using the k - ϵ Turbulence Model*. Building and Environment. Volume 24 (número 1): páginas 51–64.
- Murakami et al. (1987)** MURAKAMI, S., MOCHIDA, A. e HIBI, K. *Three-Dimensional Numerical Simulation of air Flow Around a Cubic Model by Means of Large Eddy Simulation*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 25 (número 3): páginas 291–305.
- Murakami (1997)** MURAKAMI, SHUZO. *Current Status and Future Trends in Computational Wind Engineering*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 67: páginas 3–34.
- Murakami (1998)** MURAKAMI, SHUZO. *Overview of Turbulence Models Applied in CWE-1997*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 74: páginas 1–24.
- Nagahama (2013)** NAGAHAMA, CATARINA VIEIRA. *Análise Numérica e Modelagem Computacional de um Sistema Estrutural com Controle Semiativo de Vibração do Tipo Amortecedor Magnetorreológico*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora/MG - Brasil.
- Nascimento et al. (2017)** NASCIMENTO, ANDERSON V. DO, BONO, GIULIANA F.F. e BONO, GUSTAVO. *Determinação das Forças Devidas ao Vento em Edificações com Diferentes Inclinações do Telhado Segundo a NBR 6123 e a Engenharia do Vento Computacional*. Mecânica Computacional. Volume 35: páginas 2381–2390.
- Nguyen et al. (2018)** NGUYEN, DINH TUNG, HARGREAVES, DAVID M e OWEN, JOHN S. *Vortex-Induced Vibration of a 5: 1 Rectangular Cylinder: A*

- Comparison of Wind Tunnel Sectional Model Tests and Computational Simulations*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 175: páginas 1–16.
- Nomura e Hughes (1992)** NOMURA, T. e HUGHES, T.JR. *An Arbitrary Lagrangian-Eulerian Finite Element Method for Interaction of Fluid and a Rigid Body*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. Volume 95 (número 1): páginas 115–138.
- Norberg (1993)** NORBERG, C. *Flow Around Rectangular Cylinders: Pressure Forces and Wake Frequencies*. Journal of wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 49 (números 1-3): páginas 187–196.
- Ogata (2010)** OGATA, K. *Engenharia de Controle Moderno*. Editora Pearson Prentice Hall, São Paulo/SP - Brasil, 5ª edição. ISBN 978-85-4301-375-6. Tradução: Heloísa Coimbra de Souza.
- Oliveira (2009)** OLIVEIRA, M.G.K. *Desenvolvimento de Uma Balança Dinâmica de Três Graus de Liberdade para Estudo dos Efeitos de Flexo-Torção em Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento*. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS- Brasil.
- Oliveira et al. (2010)** OLIVEIRA, SERGIO RAFAEL CORTES DE, DE SAMPAIO, PAULO AUGUSTO BERQUO DE, HALLAK, PATRICIA HABIB, PFEIL, MICHÈLE SCHUBERT e OTHERS. *Comportamento Aerodinâmico de Estrutura de Ponte com Seção Alterada pela Presença de Veículos*. Mecânica Computacional. Volume 24 (número 2): páginas 3329–3346.
- Pérez Peña (2017)** PÉREZ PEÑA, LUIS ALEJANDRO. *Resposta Dinâmica de Edificações Adjacentes Acopladas: Considerações Sobre a Interação Solo-Estrutura*. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília/DF - Brasil.
- Pestana (2012)** PESTANA, IGOR GAMA. *Controlo de vibrações em engenharia civil-amortecedor de colunas de líquido sintonizado*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa - Portugal.
- Rabelo (2016)** RABELO, LEONARDO JOSÉ GUIMARÃES. *Proposta de um Sistema de Controle de Vibrações para o Estádio Nacional*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília/DF - Brasil.

- Rabinow (1948)** RABINOW, JACOB. *The Magnetic Fluid Clutch*. Transactions of the American Institute of Electrical Engineers. Volume 2 (número 67): páginas 1308–1315.
- Revista Construção Metálica (2013)** Revista Construção Metálica. *A Tecnologia a Favor dos Ventos*. (número 111): páginas 12–16.
- Ribeiro (2013)** RIBEIRO, MARCELO. *Controle Ativo de Vibrações Estruturais Induzidas pela Ação do Vento*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora/MG - Brasil.
- Rodi et al. (1997)** RODI, W, FERZIGER, JH, BREUER, M e POURQUIE, M. *Status of Large Eddy Simulation: Results of a Workshop*. Transactions-American Society of Mechanical Engineers Journal of Fluids Engineering. Volume 119: páginas 248–262.
- Sanches (2006)** SANCHES, RODOLFO ANDRÉ KUCHE. *Análise Bidimensional de Interação Fluido-Estrutura: Desenvolvimento de Código Computacional*. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo/SP - Brasil.
- Santos (2009)** SANTOS, MARCOS DANIEL SOUZA DOS. *Análise Numérica do Controle de Vibrações em Lajes de Edifícios Utilizando Amortecedores de Massa Sintonizados*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília/DF - Brasil.
- Simiu e Scanlan (1978)** SIMIU, E. e SCANLAN, R.H. *Wind Effects on Structures, an Introduction to Wind Engineering*. Editora John Wiley & Sons, Nova York/NY - EUA, 3ª edição.
- Simiu e Scanlan (1996)** SIMIU, E. e SCANLAN, R.H. *Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design*. Editora John Wiley & Sons, Nova York/NY - EUA, 3ª edição.
- Sohankar (2008)** SOHANKAR, A. *Large Eddy Simulation of Flow Past Rectangular-Section Cylinders: Side Ratio Effects*. Journal of wind engineering and industrial aerodynamics. Volume 96 (número 5): páginas 640–655.
- Soubhia (2015)** SOUBHIA, ANA LUISA. *Otimização Discreta para o Posicionamento de Atuadores e de Sensores para Controle de Vibrações*. Tese de Doutorado, Universidade Estadual de Campinas, Campinas/SP - Brasil.

- Souza et al. (2012)** SOUZA, ROBERTO, BATTISTA, RONALDO e CARVALHO, ELIANE. *Controlador Fluido-Dinâmico Híbrido para Atenuação de Oscilações Induzidas pelo Vento em Edifícios Altos e Esbeltos*. XXXV Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural.
- Spence Jr. (2008)** SPENCE JR., BF. *Structural Control in Honor of Takuji Kobori*. Beijin - China. 14th World Conference on Earthquake Engineering.
- Spencer Jr e Soong (1999)** SPENCER JR., BF e SOONG, TT. *New Applications and Development of Active, Semi-Active and Hybrid Control Techniques for Seismic and Non-Seismic Vibration in the USA*. Em Proceedings of International Post-SMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibration of Structures, páginas 23–25. Cheju, Korea.
- Spencer Jr et al. (1997)** SPENCER JR, BF, DYKE, SJ, SAIN, MK e CARLSON, JDF. *Phenomenological Model for Magnetorheological Dampers*. Journal of Engineering Mechanics. Volume 123: páginas 230–238.
- Stathopoulos (1997)** STATHOPOULOS, THEODORE. *Computational Wind Engineering: Past Achievements and Future Challenges*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 67: páginas 509–532.
- Summers et al. (1986)** SUMMERS, DM, HANSON, T e WILSON, CB. *Validation of a Computer Simulation of Wind Flow Over a Building Model*. Building and Environment. Volume 21 (número 2): páginas 97–111.
- Swaddiwudhipong e Khan (2002)** SWADDIWUDHIPONG, S e KHAN, MS. *Dynamic Response of Wind-Excited Building Using CFD*. Journal of sound and vibration. Volume 253 (número 4): páginas 735–754.
- Symans e Constantinou (1999)** SYMANS, MICHAEL D e CONSTANTINOU, MICHAEL C. *Semi-Active Control Systems for Seismic Protection of Structures: a State-of-the-Art Review*. Engineering structures. Volume 21 (número 6): páginas 469–487.
- Tamura (1998)** TAMURA, YUKIO. *Application of Damping Devices to Suppress Wind-Induced Responses of Buildings*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 74: páginas 49–72.

- Valência (2011)** VALÊNCIA, LUIS AUGUSTO LARA. *Estudo de Algoritmos de Controle Semi-Ativo Aplicados a Amortecedores Magnetorreológicos*. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília.
- Vickery (1966)** VICKERY, BJ. *Fluctuating Lift and Drag on a Long Cylinder of Square Cross-Section in a Smooth and in a Turbulent Stream*. Journal of Fluid Mechanics. Volume 25 (número 3): páginas 481–494.
- Vieira (2016)** VIEIRA, GREGORIO SANDRO. *Estudo Experimental dos Esforços Solicitantes em um Edifício Alto Devidos à Ação do Vento Considerando a Influência de Edificações Vizinhas*. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília/DF - Brasil.
- Voke (1997)** VOKE, PETER R. *Flow Past a Square Cylinder: Test Case LES2*. Em Direct and Large-Eddy Simulation II, páginas 355–373. Springer.
- Wang e Lin (2007)** WANG, AN-PEI e LIN, YUNG-HING. *Vibration Control of a Tall Building Subjected to Earthquake Excitation*. Journal of Sound and Vibration. Volume 299 (números 4-5): páginas 757–773.
- Wang et al. (1983)** WANG, P.C., KOZIN e AMINI, F. *Vibration Control of Tall Buildings*. Engineering Structures. Volume 5: páginas 282–288.
- Xu et al. (1992)** XU, YL, KWOK, KCS e SAMALI, B. *Control of Wind-Induced Tall Building Vibration by Tuned Mass Dampers*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Volume 40 (número 1): páginas 1–32.
- Zatti (2016)** ZATTI, LUCIANO. *Conforto Humano em Edifícios Altos Excitados pelo Vento: Metodologias de Determinação das Acelerações e Critérios de Conforto*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS - Brasil.