

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

FELIPE SENEM

**CONTROLE DE OSCILAÇÕES EM PONTES SUSPENSAS COM O
USO DE ATENUADORES DINÂMICOS AJUSTÁVEIS**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

PATO BRANCO

2016

FELIPE SENEM

**CONTROLE DE OSCILAÇÕES EM PONTES SUSPENSAS COM O
USO DE ATENUADORES DINÂMICOS AJUSTÁVEIS**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do Curso de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil (DACOC) – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, *Câmpus* Pato Branco, como requisito parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Msc Paulo Cezar Vitorio Junior

PATO BRANCO

2016



TERMO DE APROVAÇÃO

CONTROLE DE OSCILAÇÕES EM PONTES SUSPENSAS COM O USO DE ATENUADORES DINÂMICOS AJUSTÁVEIS

FELIPE SENEM

No dia 24 de junho de 2016, às 10h30min, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública nº17-TCC/2016.

Orientador: Prof. Msc. PAULO CÉZAR JÚNIOR (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Dr. PAULO ROGÉRIO NOVAK (DAMEE/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof.ª. Dr.ª. PAOLA REGINA DALCANAL (DACOC/UTFPR-PB)

AGRADECIMENTOS

Resultado da aplicação de três anos de iniciação científica com o Prof. Dr. Tiago Kroetz, onde trabalhávamos com osciladores bilineares, professor que mesmo após o período de orientação dedicou seu tempo para ajudar no bom andamento deste trabalho.

Agradeço também ao Prof. Dr. Rodolfo Sanches, pelos esclarecimentos de dúvidas pertinentes quanto aos assuntos da dinâmica estrutural, que mesmo sem mais vínculos com a UTFPR foi solícito às minhas dúvidas.

Ao meu orientador Prof. Msc. Paulo Cezar Vitorio Junior, que mesmo não sendo o assunto do trabalho a sua área de pesquisa, além de aceitar esta orientação, se esforçou para ajudar a conclusão do trabalho.

E por último, mas não menos importante, a minha querida companheira Eduarda Lays Camenar que graças ao seu apoio e compreensão, os momentos de angústias e dificuldades foram mais confortáveis.

RESUMO

SEMEM, Felipe. Controle de Oscilações em Pontes Suspensas com o uso de Atenuadores Maciços Ajustáveis. 62 páginas. Monografia (Curso de Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR. Pato Branco 2016.

O presente trabalho aborda estudos na área da dinâmica estrutural, especialmente no controle das oscilações devido a ação de ventos em pontes suspensas. Pontes suspensas, são obras de engenharia capazes de desenvolverem grandes vãos, podendo chegar, no momento atual, a quase 2000 metros de comprimento. Grandes vãos, somados a baixa rigidez estrutural e seções transversais não aerodinâmicas tornam estas estruturas muito suscetíveis a fenômenos como *flutter* e ressonância. Tais fenômenos foram responsáveis pela ruína da Ponte de Tacoma Narrows em Washington no ano de 1940. A ruína da Ponte de Tacoma desencadeou muitos estudos sobre aeroelasticidade, que é um ramo da dinâmica estrutural. Alguns produtos destes estudos foram soluções para remediar problemas de oscilação. Então que surgem os Atenuadores Dinâmicos Ajustáveis. Alvos do objetivo principal deste trabalho, o qual dimensionará tal aparato para reduzir os movimentos oscilatórios. Há muitos modelos de atenuadores, do tipo pêndulo, do tipo isolamento, amortecedores, e do tipo massa mola, que podem ser ativos, semi-ativos ou passivos, onde a diferença básica entre os dois primeiros e o último é que os primeiros contam com algum atuador ou acionamentos que são capazes de variar parâmetros do atenuador, com o objetivo de aumentar sua eficiência frente aos passivos. O autor escolheu como modelo de atenuador, o sistema massa mola do tipo passivo, devido a viabilidade para simulação. Como resultado, houve redução de quase 80% na amplitude de oscilação, entre outros aspectos importantes para um projetista, como flexibilidade na escolha de parâmetros.

Palavras-chave: Oscilações; Pontes suspensas; Atenuadores Maciços Ajustáveis

ABSTRACT

SEMEM, Felipe. Oscillations control in Suspended Bridges using Tuned Dynamic Attenuators. 62 pages. Monograph (Civil Engineering Course) - Federal Technological University of Paraná - UTFPR. Pato Branco in 2016.

The work approach studies in the structural dynamic area, specially in the control of oscillations because to the wind's action in suspension bridges. Suspension bridges are engineer constructions which can develop long spans, and that they can get almost 2000 meters long in the nowadays. Long spans, added with the low structural rigidity and noncutting transversal sections make these structures very susceptible to the phenomena such as flutter and off resonance. These phenomena were responsible by collapse of Tacoma Narrows Bridge in State of Washington in 1940. The ruin of Tacoma Narrows bridge stimulated many studies about aero elasticity, which it is an area structural dynamic. Some products of these studies become solutions to the oscillation problems, such as Tuned Dynamic Attenuators, which are the principal objective of this work, which is going to design the Attenuators to reduce the oscillation movements. There are many models of Attenuators, such as pendulum type, damper type, and spring mass type. This last model can be active, semi-active or passives, in which the basic difference between them is that the first and the second have some actuators, which can vary the attenuator parameters with the objective to raise your efficiency, compared to the passive types of attenuators. The author chose as attenuator model the spring mass system of passive type because of viability to simulation. As result, it had reduction of almost 80% in the amplitude of oscillation, among others important aspects to projector, such as flexibility in the choice of parameters.

Keywords: Oscillations; Suspension bridges; Tuned Dynamic Attenuators.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Oscilação Torsional da Ponte de Tacoma	1
Figura 2 - Embarcação egípcia. Mastro estaiado por cordas	6
Figura 3 - Ponte estaiada de madeira	7
Figura 4 - (a) Oscilação torsional a beira do colapso da Ponte de Tacoma. (b) Desprendimento de vórtices pela visualização do fluxo.....	8
Figura 5 - Amortecedor visco-elástico	9
Figura 6 - Amortecedor visco-elástico instalado no banzo inferior de uma treliça do World Trade Center	9
Figura 7.-. Atenuador do tipo pendular instalado no edifício Taipei 101	10
Figura 8.-. Protótipo de atenuador do tipo massa-mola	11
Figura 9 - Modelo esquemático de uma estrutura com TMD usado por Ormondroyd e Den Hartog	13
Figura 10 - Ponte Golden Gate em São Francisco, Califórnia nos Estados Unidos da América	15
Figura 11 - Forças de restituições separadas por cada contribuição e sua respectiva somatória e então força efetiva. Onde F_{tab} se refere ao tabuleiro, F_{tir} aos tirantes e W ao carregamento	22
Figura 12 - Oscilador Bilinear. Representa um segmento do tabuleiro da ponte suspensa, com as devidas simplificações. Onde y representa a posição vertical do tabuleiro	23
Figura 13 - Tabuleiro da ponte com as devidas considerações	24
Figura 14 - Modelo dinâmico do atenuador	26
Figura 15 - Modelo Dinâmico do <i>TMD</i> acoplado a estrutura	27
Figura 16 - Distribuição dos tirantes ao longo do tabuleiro	31
Figura 17 - Aproximação da distribuição discreta dos cabos em uma distribuição contínua	31
Figura 18 - Sistema vento-estrutura	34
Figura 19 - Contornos de velocidades de uma esteira de vórtices de um protótipo em um túnel de vento	36
Figura 20 - Seção transversal do tabuleiro da Ponte de Tacoma.....	38
Figura 21 - Gráfico de amplitude de oscilação em função da frequência de variação, utilizando a teoria <i>Quasi-Steady</i>	40

Figura 22 - Gráfico de amplitude de oscilação em função da frequência de variação, utilizando a teoria de desprendimento de vórtices.	41
Figura 23 - Deslocamento da estrutura sem forçamento com linha de tendência.....	42
Figura 24 - Resposta da estrutura frente a ação do vento	43
Figura 25 - Amplitude de oscilação da estrutura em função dos parâmetros de elasticidade e dissipação do atenuador $\mu=0,05$	44
Figura 26 - Perfil típico de atenuação da amplitude da estrutura em função do acréscimo de dissipação no TMD	45
Figura 27 – Zoom da figura 25, demonstrando a região ótima.....	46
Figura 28 - Amplitude de oscilação do atenuador em função dos parâmetros de elasticidade e dissipação do mesmo. $\mu=0,05$	47
Figura 29 - Amplitude de oscilação do atenuador em função dos parâmetros de elasticidade e dissipação do mesmo com as curvas de nível sobrepostas. $\mu=0,05$..	48
Figura 30 - Resposta dinâmica da estrutura e do <i>TMD</i> frente ação de vento, conforme legenda dos gráficos, com parâmetros do ponto A. $k_2 = 7565, \delta_2=247,5$ e $\mu=0,05$	49
Figura 31 - Resposta dinâmica da estrutura e do <i>TMD</i> frente ação de vento, conforme legenda dos gráficos, com parâmetros do ponto A. $k_2 = 6664, \delta_2=485$ e $\mu=0,05$	49
Figura 32 - Comparação da resposta da estrutura com e sem <i>TMD</i> , conforme indicado na legenda do gráfico, com parâmetros do ponto A $k_2 = 7565, \delta_2=247,5$ e $\mu=0,05$	50
Figura 33 - Comparação da resposta da estrutura com e sem <i>TMD</i> , conforme indicado na legenda do gráfico, com parâmetros do ponto B. $k_2 = 6664, \delta_2=485$ e $\mu=0,05$	50

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVO GERAL	3
1.1.1 Objetivos específicos	3
1.2 JUSTIFICATIVA	3
2. OSCILAÇÕES EM PONTES SUSPENSAS	5
2.1 A DINÂMICA DAS ESTRUTURAS.....	5
2.2 HISTÓRICO DAS CONSTRUÇÕES E COMPLICAÇÕES DE PONTES SUSPENSAS E ESTAIADAS	6
2.3 SISTEMAS DE CONTROLE DE OSCILAÇÕES	8
2.3.1 Sistemas visco-elásticos	9
2.3.2 Sistemas pendulares.....	10
2.3.3 Sistema do tipo massa-mola	11
2.4 SISTEMAS MASSA-MOLA ATIVOS E PASSIVOS.....	12
2.5 SOLUÇÕES JÁ OBTIDAS PARA OTIMIZAÇÃO DE TMDs E SUAS EFICÁCIAS 13	
2.6 A BILINEARIEDADE EM PONTES SUSPENSAS	15
2.7 AEROELASTICIDADE	16
2.7.1 Desprendimento de vórtices de Von Kármán.....	16
2.7.2 <i>Flutter</i>	17
2.7.3 <i>Buffeting</i>	17
2.8 AMORTECIMENTO ESTRUTURAL	18
2.8.1 Amortecimento viscoso	18
2.8.2 Amortecimento de Coulomb.....	18
2.8.3 Amortecimento histerético.....	18
3. METODOLOGIA	20
3.1 DELINEAMENTO DA PESQUISA.....	20
3.2 MODELO DINÂMICO DA ESTRUTURA DE UMA PONTE SUSPENSA	20
3.2.1 Forças e deslocamentos atuantes na estrutura	21
3.3 MODELAGEM NUMÉRICA do TMD ACOPLADO A UM TABULEIRO DE PONTE PÊNSEL	23
3.4 MODELAGEM DO ATENUADOR.....	26
3.5 OBTENÇÃO E ANÁLISE DE DADOS.....	28
3.5.1 PARÂMETROS DE ENTRADA DAS EQUAÇÕES	28
3.5.2 A elasticidade dos tirantes (k')	29
3.5.3 Dissipação do tabuleiro (δ_1)	33
3.5.4 A ação do vento (Ft)	33
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	38

4.1	A PONTE DE TACOMA NARROWS COMO UM EXEMPLO	38
4.2	OTIMIZAÇÃO DO ATENUADOR PARA PONTE DE TACOMA NARROWS	43
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	52
	REFERÊNCIAS.....	53

1. INTRODUÇÃO

As pontes suspensas são obras de arte da engenharia, com o intuito de transpor grandes vãos, são na grande maioria construções metálicas. As primeiras construções deste tipo datam de meados do século XIX e muitas delas sofriam colapsos por falta de conhecimento sobre a interação vento-estrutura, pois, este é um efeito que causa vibrações e até ressonâncias na estrutura. Tais problemas tem consequências diretas no uso da estrutura, que fica comprometida, além de deformações e tensões não consideradas em projeto (BRASIL E SILVA, 2013). Em 7 de Novembro de 1940 a Ponte de Tacoma, figura 1, ruiu por oscilação torsional (MAZARIM, 2011). Após este desastre muitos estudos foram realizados para explicar tal fenômeno e também soluções para estas oscilações.

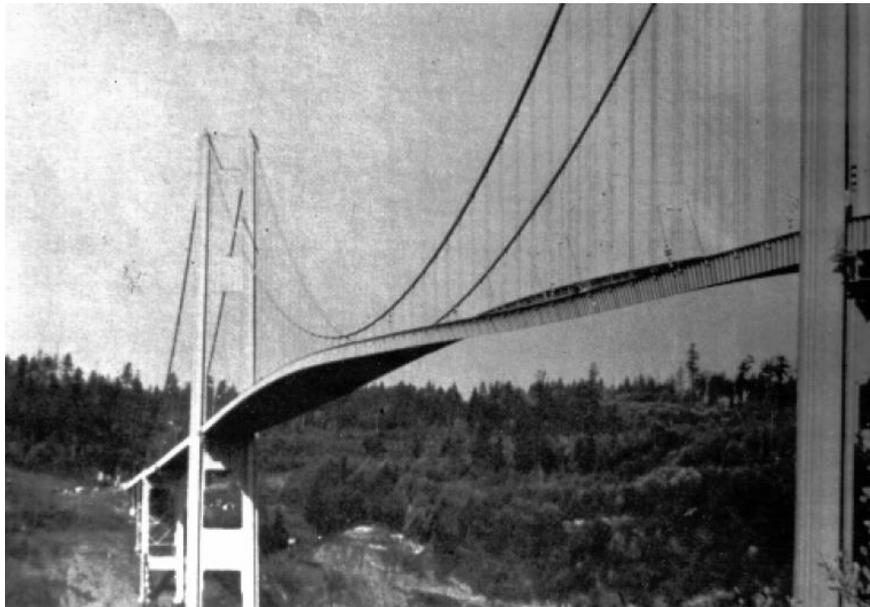


Figura 1 - Oscilação Torsional da Ponte de Tacoma
Fonte: <http://www.enm.bris.ac.uk/anm/tacoma/tacoma.html>.

Dentre estas soluções pode-se citar o uso de Atenuadores Dinâmicos Ajustáveis (*Tuned Mass Damper*). Tais atenuadores são basicamente equipamentos mecânicos compostos por massa e mola, que são sintonizados de forma a oscilar

sincronizadamente com a estrutura, absorvendo energia e diminuindo as amplitudes de oscilação.

Uma das particularidades em fazer o controle de oscilações de pontes suspensas, é que a força de restituição não é linear em todo seu deslocamento vertical, portanto isso faz dela um oscilador bilinear, que pode ser definido como um oscilador harmônico, com amortecimento proporcional à velocidade e uma força externa que atua periodicamente. Além disso, a força de restituição deste oscilador passa por uma mudança abrupta em seu valor quando a posição inverte seu sinal. Desta forma, este sistema dinâmico pode ser entendido como um sistema linear por partes, onde a descontinuidade no valor de constante elástica é responsável por todos os fenômenos não-lineares nele apresentados (CHAMPNEYS et al., 2007). Os conceitos aqui apresentados são melhor explanados na seção 2.

O sistema acima citado tem como concepção básica a mesma de modelos para investigação de fenômenos não-lineares em diversos sistemas além de pontes, como estruturas *off-shore* (THOMPSON e ELVEY, 1984) (ELVEY, 1983) e também na identificação de trincas em vigas (ANDREAUS e BARAGATTI, 2011).

Os atenuadores podem ter duas classificações, ativos ou passivos. Os ativos são controlados eletronicamente por excitadores de forma a obter uma resposta mais rápida na absorção das oscilações e apresentam melhor desempenho em relação ao passivo, porém são mais caros e requerem maior atenção considerando a manutenção. Os passivos contam com respostas por parte da estrutura para começarem a oscilar, sem que haja uma força agindo diretamente, portanto são mais simples e robustos.

Neste trabalho a solução adotada para estudo será a do tipo passiva, pela facilidade de modelagem matemática, que será baseada na segunda Lei de Newton. Este modelo é composto por equações diferenciais ordinárias que serão integradas usando o método de Runge-Kutta de 4ª ordem, que fornece equilíbrio entre tempo de processamento e precisão, usando linguagem de programação C.

Os resultados da modelagem serão analisados quanto sua eficiência em atenuar as amplitudes de oscilação da ponte.

1.1 OBJETIVO GERAL

Analisar a eficiência de um atenuador dinâmico ajustável para controlar oscilações em pontes suspensas.

1.1.1 Objetivos específicos

- Levantamento bibliográfico de pontes suspensas e tipos de atenuadores utilizados.
- Modelar numericamente a ponte (estrutura) juntamente com o atenuador.
- Analisar o comportamento da estrutura com o atenuador.
- Obter parâmetros otimizados de dimensionamento do *TMD*.

1.2 JUSTIFICATIVA

Estruturas que desenvolvem grandes amplitudes de oscilações tem sua estabilidade e segurança comprometidas, inclusive a segurança dos usuários, extrapolando os estados limite último e de serviço. Como era o caso da ponte Rio-Niterói, localizada na Baía de Guanabara ligando a cidade de Rio de Janeiro à cidade de Niterói, onde as amplitudes chegavam a 1,2 metros de pico a pico e o tráfego era interrompido para que não houvesse danos. A solução adotada foi o uso de Atenuadores Dinâmicos Ajustáveis (BATTISTA E PFEIL, 2005).

Muitas são as opções para diminuir as amplitudes, entre elas há os Atenuadores Dinâmicos Ajustáveis, ou em inglês *Tuned Mass Damper (TMD)*. Esta técnica é uma das mais utilizadas para o controle de oscilação e já foi instalada em muitos edifícios para atenuar oscilações decorrentes de ventos e terremotos em todo o mundo (WANG E LIN E CHEN, 2002). Este dispositivo tem sua construção simples e robusta (BATTISTA E PFEIL, 2005), onde o principal ponto para implantação é a modelagem numérica que fornece os parâmetros necessários para construção do atenuador. Tal modelagem é viável, pois necessita de baixo poder de processamento, devido ao método de resolução que será empregado, este

dependerá de um algoritmo, e terá como resultado equações diferenciais de resolução numérica.

A existência de tirantes em uma estrutura fornece forças de restituição, que depende da posição em relação ao seu ponto de equilíbrio (essas forças são melhor explanadas na seção 2.6), ou seja, quando uma ponte suspensa oscila em movimento ascendente sua força de restituição não depende dos tirantes, uma vez que estes serão comprimidos. Quando o deslocamento da estrutura passa pelo equilíbrio e se torna descendente, então os tirantes passam a ter importância na força de restituição, sendo assim, a força pode ser chamada de linear por partes, ou bilinear.

Porém muitos estudos não abordam a existência da bilineariedade das estruturas suspensas na modelagem, em alguns casos é considerado um módulo de elasticidade equivalente (YAU E YANG, 2002). A introdução direta da bilineariedade será protagonista deste trabalho, e inclusive levará a características dinâmicas únicas.

2. OSCILAÇÕES EM PONTES SUSPENSAS

2.1 A DINÂMICA DAS ESTRUTURAS

Segundo Brasil e Silva (2013, p. 13):

A Dinâmica das Estruturas se ocupa do efeito da passagem do tempo e suas consequências sobre as estruturas, tal como a impossibilidade de negligenciar as velocidades dos deslocamentos e a consequente necessidade de levar em conta a energia cinética resultante, bem como a presença de forças de inércia.

Além disso, entre várias situações em que se deve pensar na possibilidade de análise dinâmica de estruturas civis, estão as estruturas submetidas a efeitos de ventos. Tais estruturas dependem de uma transformação para modelo físico para poderem serem analisadas, transformações essas, ligadas a simplificação da estrutura real em barras, apoios idealizados, placas, etc. A partir de então, constrói-se um modelo matemático, e então equações, que podem ser diferenciais ou algébricas, que representam o comportamento da estrutura.

Algumas características básicas da análise dinâmica da estrutura é que todas as variáveis como deslocamentos, cargas e esforços variam com o tempo, com velocidades não negligenciáveis. Também participam da análise as forças inerciais, que estão relacionadas à massa da estrutura, e a dissipação de energia, comumente tratado como amortecimento.

Como resposta da análise, não se tem um resultado único, como na análise estática, mas sim um histórico de respostas.

Algumas justificativas para realizar tal análise, estão no fato de que movimentos oscilatórios podem causar reações, esforços internos e deslocamentos maiores que os determinados estaticamente, causando problemas de segurança, conforto e estabilidade (BRASIL E SILVA, 2013).

Em se tratando de movimentos oscilatórios, tem-se vigas bi apoiadas, por exemplo, estruturas que desenvolvem oscilações quando submetidas a forças periódicas, inclusive tendo frequências naturais de oscilações bem definidas (CHOPRA, 2012).

2.2 HISTÓRICO DAS CONSTRUÇÕES E COMPLICAÇÕES DE PONTES SUSPENSAS E ESTAIADAS

Estruturas suportadas por cabos são usadas como solução desde as antigas civilizações. O arranjo de cabos suportando estruturas tem um princípio estrutural usado, por exemplo, pelos egípcios que utilizavam cordas para sustentar os mastros de embarcações, como pode ser visto na figura 2. Ou pelos índios norte-americanos que faziam passarelas de madeiras sustentadas por cordas (MAZARIM, 2011).

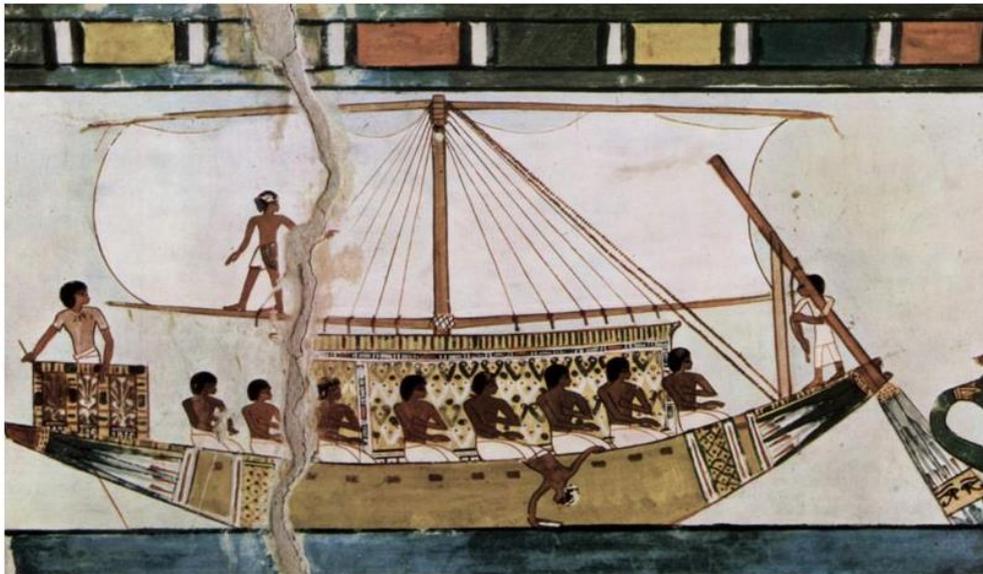


Figura 2 - Embarcação egípcia. Mastro estaiado por cordas
Fonte: The Yorck Project: 10.000 Meisterwerke der Malerei (2001).

Em 1784 um carpinteiro alemão C. T. Lescher, projetou uma ponte com a estrutura estaiada em madeira, como pode ser visto na figura 3. (TROITSKY, 1977)

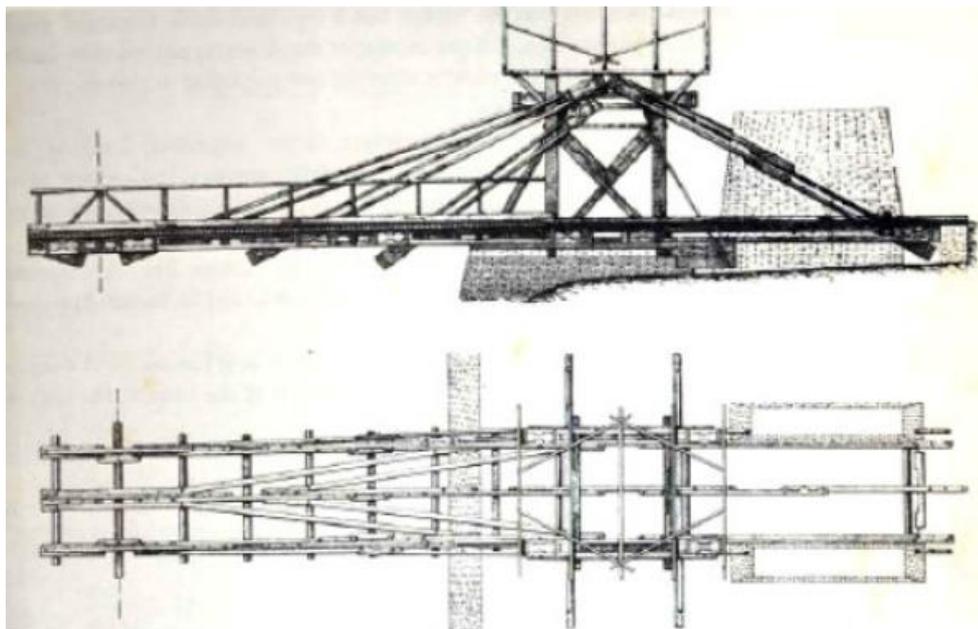


Figura 3 - Ponte estaiada de madeira
Fonte: TROITSKY, 1977.

A evolução deste princípio, juntamente com a criação de ligas metálicas, resultaram em pontes suspensas construídas no século XIX e XX, e muitas delas apresentavam problemas de instabilidade e conseqüente ruína, porém na época não se tinha conhecimento das causas.

Sabia-se que teorias de deflexão eram muito importantes na fase de projeto, e mesmo assim, o pouco conhecimento de rigidez necessária para os tabuleiros e instabilidade frente a ventos, se somaram e resultaram no colapso da Ponte de Tacoma, que foi um ponto muito importante para início de estudos. Muitos pesquisadores afirmam que as oscilações eram decorrentes do fenômeno aeroelástico denominado *flutter*, causando inclusive o desprendimento de vórtices, exemplificado na figura 4 (MIYATA, 2003; PLAUT, 2008).

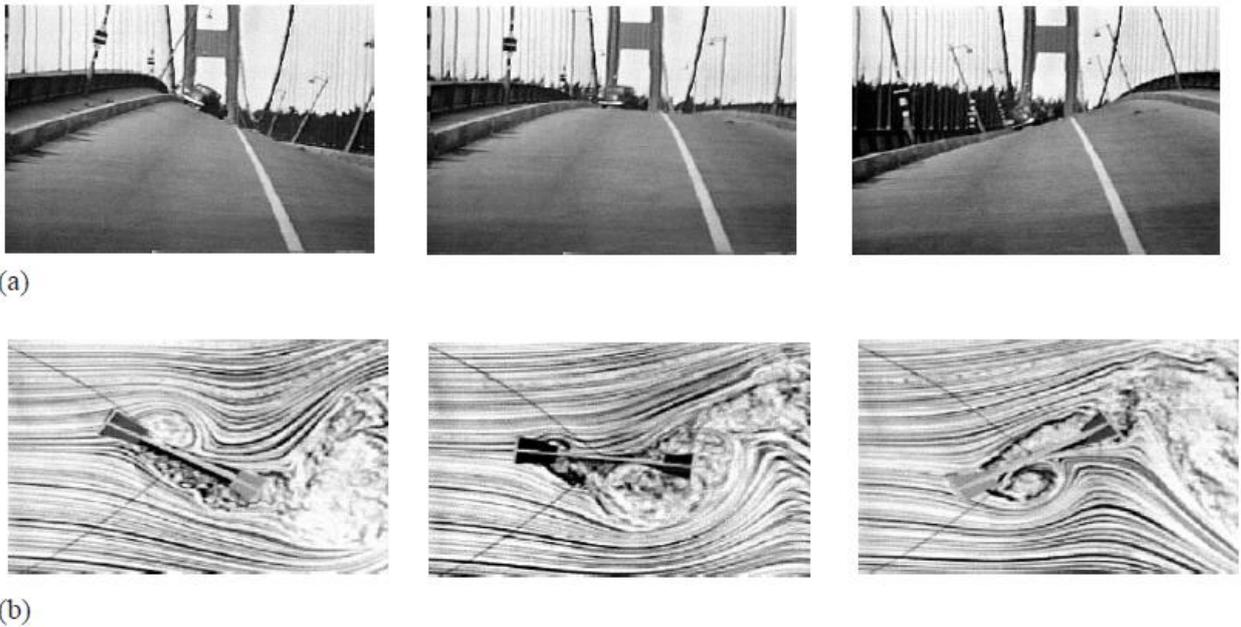


Figura 4 - (a) Oscilação torsional a beira do colapso da Ponte de Tacoma. (b) Desprendimento de vórtices pela visualização do fluxo
Fonte: Y. Nakamura, 1994.

2.3 SISTEMAS DE CONTROLE DE OSCILAÇÕES

A construção de edifícios e torres mais altos e esbeltos, pontes com maiores vãos livres, obtidas graças as novas técnicas de análise de estruturas e também com novos materiais, ficaram mais vulneráveis a efeitos dinâmicos de cargas como vento, tráfego de veículos e terremotos (PINHEIRO, 1997)

Tais cargas dinâmicas merecem uma análise estrutural diferenciada da análise estática, onde os carregamentos não variam no tempo (BARBOSA, 2006). Como resposta desta análise, tem-se as oscilações, que podem causar problemas de utilização, prejudicando o conforto do usuário, fadiga do material e até ruína total da estrutura, dependendo da ordem da amplitude de oscilação (PINHEIRO, 1997).

Como solução a estes problemas há o desenvolvimento de sistemas de controle de oscilações, que podem ser, entre outros, do tipo visco-elásticos, pendulares, ou mecânicos do tipo massa-mola.

O autor recomenda a leitura do artigo de Soong e Spencer (2002) encontrado nas referências para maior entendimento do panorama dos sistemas que serão explanados abaixo.

2.3.1 Sistemas visco-elásticos

Os sistemas visco-elásticos têm como objetivo principal a dissipação de energia, transformando vibrações em calor, aumentando a taxa de amortecimento da estrutura. Isto é possível devido a grande propriedade amortecedora quando submetidos ao esforço cortante. Os materiais comumente empregados neste tipo de solução são alguns tipos de borracha, resinas e polímeros em geral. Na Figura 5 pode-se observar um amortecedor visco elástico (BARBOSA, 2000).

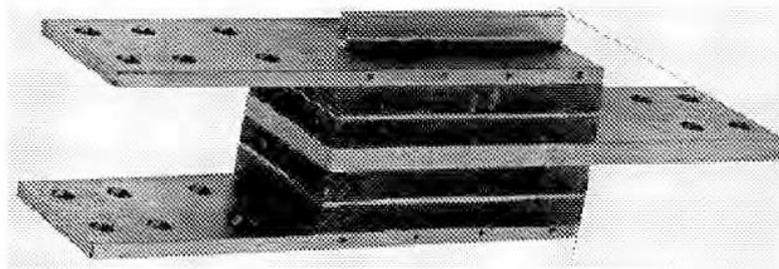


Figura 5 - Amortecedor visco-elástico
Fonte: BARBOSA, 2000.

O *World Trade Center*, já em 1969, contava com 10000 amortecedores deste tipo, que eram instalados nos banzo inferior das treliças que sustentavam as lajes de piso do décimo ao centésimo décimo andar (figura 6). Tinham como objetivo atenuar as amplitudes de oscilação decorrentes de cargas de vento (BARBOSA, 2000).

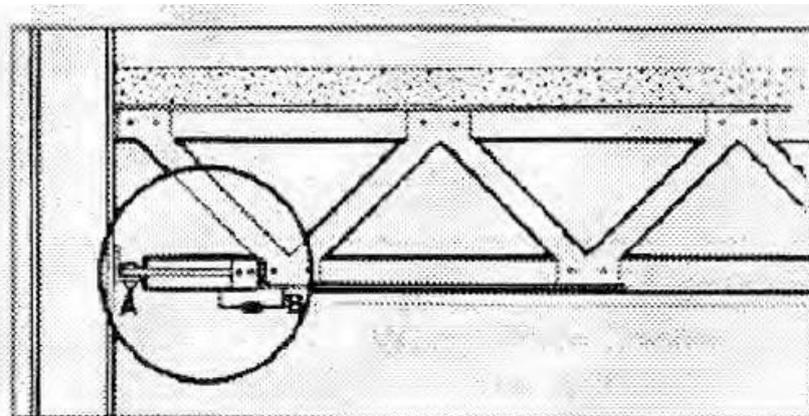


Figura 6 - Amortecedor visco-elástico instalado no banzo inferior de uma treliça do World Trade Center
Fonte: BARBOSA, 2000.

2.3.2 Sistemas pendulares

Este sistema, composto por um pêndulo acoplado a uma estrutura que se deseja controlar vibrações, pode, através da absorção de movimentos horizontais, causados pelas forças inerciais, provocadas pelas oscilações, transferir para o pêndulo parte dos deslocamentos, atenuando assim, as grandes oscilações (PINHEIRO, 1997). Este sistema pode ser entendido como um *TMD* também, pois trabalha de forma semelhante ao sistema massa-mola. Porém neste trabalho serão tratados o sistema massa-mola descrito na seção 3.2.3 como um *TMD*, e o sistema pendular separadamente.

Trata-se de um sistema robusto e implantando em alguns dos mais altos edifícios do mundo. O Taipei 101 possui o maior deles, pesando 660 toneladas. Ele é responsável por reduzir em 60% os efeitos dinâmicos da estrutura, contribuindo para que o empreendimento suporte ventos de até 450 km/h e terremotos de até 7 graus na escala Richter, segundo os projetistas. O equipamento pode ser observado na figura 7.



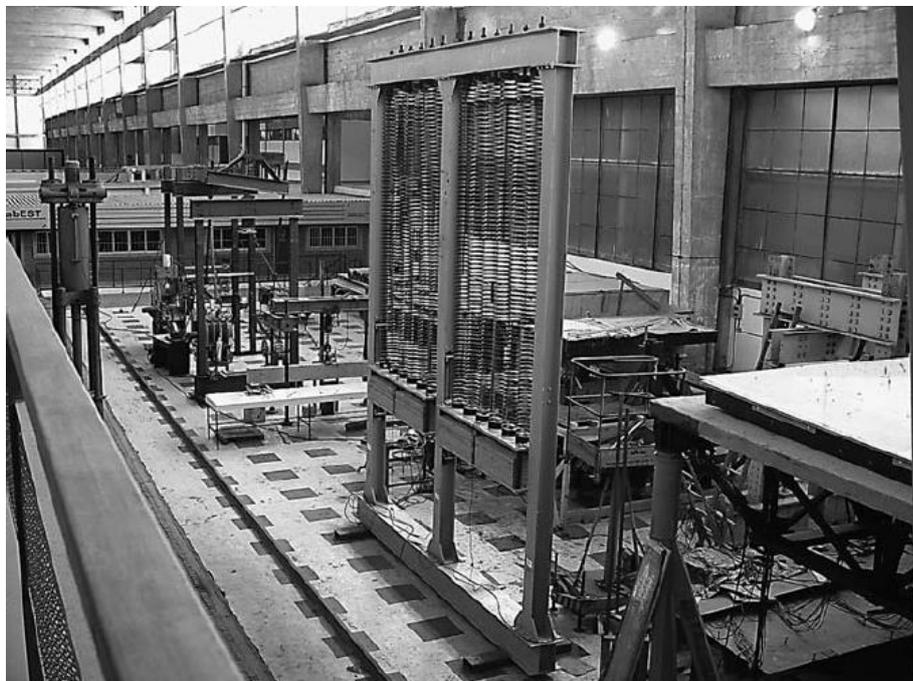
Figura 7.-. Atenuador do tipo pendular instalado no edifício Taipei 101
Fonte: <https://guidetotaipei.com/visit/taipei-101>.

2.3.3 Sistema do tipo massa-mola

O sistema massa-mola, como o próprio nome sugere, é composto por uma ou mais molas, amortecedores e massa, acoplados na estrutura que se deseja atenuar vibrações, como pode ser observado na figura 8. Tal dispositivo tem o mesmo princípio do absorvedor pendular, que é absorver as oscilações e dissipá-las em forma de energia cinética.

Este sistema será alvo deste trabalho, como uma solução para atenuação de oscilações em pontes, tal objetivo já foi cumprido com sucesso em várias edificações, inclusive pontes (MOUTINHO, 2004) (BATTISTA E PFEIL, 2002).

O emprego desta solução pode ser vista na ponte Rio-Niterói, que contou com uma série de sistemas massa-mola, distribuídos ao longo das vigas caixões que compõem o principal vão da ponte. Este sistema solucionou problemas de utilização, onde cerca de 75% das vibrações causadas pelo tráfego foram atenuadas, e até então não houve mais problemas de ressonância com o vento (BATTISTA E PFEIL, 2002).



**Figura 8.-. Protótipo de atenuador do tipo massa-mola
Fonte: BATTISTA E PFEIL, 2002.**

2.4 SISTEMAS MASSA-MOLA ATIVOS E PASSIVOS

Os sistemas de controles ativos, são uma evolução natural dos controles passivos, e receberam uma atenção considerável nos últimos anos.

Um das principais 'causas' para a evolução do sistema passivo, e o então surgimento dos sistemas ativos, é devido a característica do TMD atenuar as oscilações apenas no modo principal de ressonância. Porém quando se fala em edifícios altos, os modos sub-harmônicos de ressonância passam a ter grande importância, principalmente quando a força de excitação é um terremoto.

O TMD do tipo ativo, é assim como um sistema passivo, um dispositivo que entrega forças inerciais a estrutura de forma a contrabalancear os movimentos. O TMD ativo é integrado a sensores, atuadores, e um sistema de controle de processamento em tempo real, eles agem simultaneamente a excitação externa, para conseguir maior eficiência na atenuação das oscilações, podendo mudar a posição da massa, impulsionando, ou até mudando parâmetros de elasticidade e dissipação.

Os sensores ficam localizados na estrutura para medir os deslocamentos e/ou forças externas de excitação, o sistema de controle processa estas informações por meio de um algoritmo e calculam as forças necessárias para controlar a estrutura, e os atuadores fazem o papel de produzir estas forças calculadas, que podem fazer isto variando a rigidez ou a taxa de amortecimento do dispositivo.

O aspecto mais desafiador da pesquisa do controle ativo na engenharia civil é o fato de que se necessita integrar diversas áreas de conhecimento que não estão sob o domínio da engenharia civil tradicional, tais como: ciência da computação, processamento de dados, teoria de controle, ciência dos materiais, tecnologia de detecção, dinâmica estrutural e engenharia sísmica são algumas delas.

Os passivos não necessitam de todo o aparato eletrônico encontrado nos sistemas ativos, eles são induzidos pelo movimento da estrutura (SOONG e SPENCER, 2002).

2.5 SOLUÇÕES JÁ OBTIDAS PARA OTIMIZAÇÃO DE TMDs E SUAS EFICÁCIAS

Ormondroyd e Den Hartog (1934) formularam os parâmetros ótimos de elasticidade e massa para um TMD trabalhando em conjunto a uma estrutura não amortecida (figura 9), partindo do princípio de absorvedores dinâmicos de vibrações, inventado por Hermann Frahm em 1909.

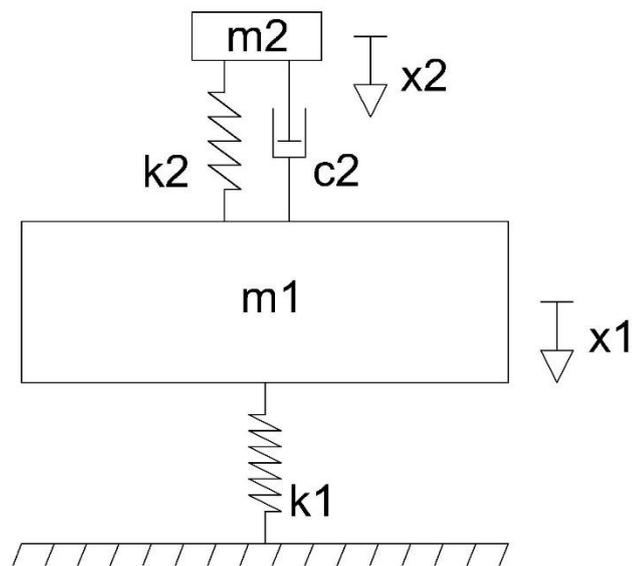


Figura 9 - Modelo esquemático de uma estrutura com TMD usado por Ormondroyd e Den Hartog
Fonte: Autoria própria.

Na figura 9, m_1 e m_2 são as massas da estrutura e do TMD respectivamente, k_1 e k_2 são as constantes elásticas, que representam o quão duro é a mola usada no atenuador (k_2), e no caso da estrutura, representa sua elasticidade, que depende do momento de inércia e módulo de elasticidade do material empregado. c_2 é o fator de dissipação do atenuador, que representa a capacidade do amortecedor absorver a energia cinética provida das oscilações, e x_1 e x_2 representam o grau de liberdade, respectivamente da estrutura e do atenuador.

A explicação para negligenciar a dissipação natural da estrutura é que o TMD é muito mais efetivo em reduzir as oscilações do que a própria dissipação presente na estrutura.

Após um extenso trabalho analítico, que durou de 1934 a 1985, Ormondroyd e Den Hartog (1985) chegaram a uma expressão para a frequência a qual o TMD deveria ressonar:

$$\alpha = \frac{1}{1+\mu} \quad (1)$$

Onde, α é a razão frequência ressonante do TMD e μ é a razões de massa entre TMD e estrutura (m_2/m_1).

E também que a taxa ótima de dissipação (ξ) é:

$$\xi = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)^3}} \quad (2)$$

Onde, $\xi = \frac{c_2}{2M_2\omega_2}$, e ω_2 a frequência natural de oscilação do atenuador, conforme equação (3). c_2 é análogo a δ_2 deste trabalho.

A partir de α é possível obter a constante elástica da mola, já que um sistema massa-mola desenvolve oscilações com frequência igual a:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3)$$

Onde, ω é a frequência natural de oscilação, k é constante elástica da mola, e m a massa do TMD.

Quanto maior a massa do atenuador, maior a capacidade de absorver energia e controlar oscilações, porém há limitações construtivas, ainda mais quando se tratam de soluções corretivas. Tal limitação é comumente adotada na bibliografia como 10% da massa da estrutura. Logo, tem-se a constante elástica e a massa do TMD (CHASTEAU, 1973, BACHMANN e WEBER, 1995).

Após estas formulações serem colocadas em prática e alguns autores relataram suas eficiências na prática, que são descritas na sequência.

Chasteau (1973) analisou dois TMD's em uma passarela de pedestres que estava suscetível a oscilações causadas por ventos, e descreveu que houve um

aumento na dissipação das oscilações em aproximadamente cinco vezes, com uma razão de massas (m_2/m_1) de 0,043 e 0,065, que considerou bastante elevado.

Bachmann e Weber (1995) escreveram em seu artigo que as equações (1) e (2) podem ser usadas por todas as estruturas levemente amortecidas, especialmente se o fator de amortecimento for menor que 2%. Também escreveu que uma razão de massas igual a 0,02 promove um bom atenuamento sem comprometer a estrutura e moderando a amplitude de oscilação do TMD.

2.6 A BILINEARIEDADE EM PONTES SUSPENSAS

Pontes suspensas, ou pênséis, são construções capazes de transpor vãos de mais de 1000 metros de distância, e são dotadas de pilares, tabuleiro, cabos principais e tirantes, como pode ser visto na figura 10.



Figura 10 - Ponte Golden Gate em São Francisco, Califórnia nos Estados Unidos da América
Fonte: <http://www.lightmatter.net/gallery/Travel/ggb>.

A existência dos tirantes fornece forças de restituição diferentes, que depende da posição em relação ao seu ponto de equilíbrio, ou seja, quando uma ponte suspensa oscila em movimento ascendente sua força de restituição não depende dos tirantes, uma vez que estes estarão sendo comprimidos. Quando o deslocamento da estrutura passa pelo equilíbrio e se torna descendente, então os tirantes passam a ter importância na força de restituição, sendo assim, a força pode ser chamada de linear por partes, ou bilinear.

Assim, esse sistema dinâmico pode ser definido como um oscilador harmônico, com amortecimento proporcional à velocidade e como a força de restituição passa por uma mudança abrupta em seu valor quando a posição inverte seu sinal, como um sistema linear por partes. (FREITAS, 2003)

2.7 AEROELASTICIDADE

Aeroelasticidade é o ramo da ciência que estuda os fenômenos e suas consequências da interação de forças de inércia, forças elásticas e forças aerodinâmicas agindo sobre uma estrutura submetida a um escoamento de fluido, no caso, o ar.

Flutter e *Buffeting*, são alguns dos fenômenos estudados na aeroelasticidade dinâmica, onde as forças variam com o tempo. Acelerações e velocidades são notáveis e implicam no surgimento de forças inerciais e consequentes forças elásticas (BISPLINGHOFF E ASHLEY, 1962).

Outro fenômeno associado às forças aeroelásticas é o desprendimento de vórtices de Von Kármann. Tal fenômeno é consequência da interação entre estrutura e o fluxo do vento, em que há o desprendimento de vórtices com um padrão de repetição, causado pela separação instável de fluxo em torno de um corpo com perfil não cortante (KÁRMÁN, 1954).

2.7.1 Desprendimento de vórtices de Von Kármán

Um vórtice pode ser, tecnicamente, qualquer escoamento rotacional, no caso de escoamentos de fluidos, que surge quando há diferença de pressão de duas regiões vizinhas. No caso estudado, o ar flui para o centro do vórtice, caracterizando uma região de baixa pressão.

Tal efeito também ocorre nos tabuleiros de pontes suspensas, e como desenvolve um padrão alternado, é tido como uma força periódica de sucção (FREITAS apud O'CONNOR, 2002).

2.7.2 *Flutter*

O termo *flutter*, é relacionado as oscilações de um corpo elástico em um fluxo que é estável na ausência do corpo (FUNG, 1955).

Este fenômeno tem em sua natureza um grande poder de destruição. Ocorre quando a estrutura, a partir de uma determinada velocidade de escoamento, apresenta características oscilatórias, esta velocidade é dita como velocidade crítica de *flutter*.

Uma estrutura terá oscilações amortecidas caso esteja sobre o efeito de um escoamento com velocidade menor que a velocidade crítica. Oscilações estáveis caso a velocidade seja igual. E caso a velocidade seja maior, então haverá oscilações auto excitadas e ocorrerá falha estrutural. (BISPLINGHOFF E ASHLEY, 1962; DOWELL, 2014)

2.7.3 *Buffeting*

O termo surgiu nos anos 30, quando um avião caiu na Inglaterra, e testemunhas contaram que, antes da queda, parte das asas e da calda se esfacelavam no céu. A partir deste acidente, pesquisadores britânicos concluíram que havia uma nova causa de acidentes, o *buffeting*, que é o movimento irregular de uma estrutura excitado por turbulências no fluxo.

Este fenômeno gera oscilações que não tem características de movimentos periódicos e é de difícil modelagem. Causa um aumento repentino de carga na estrutura. O estudo do *buffeting* é realizado em túneis de vento (FUNG, 1955).

Resumidamente, a diferença básica entre o *flutter* e o *buffeting* é que, além do que já foi explanado, o primeiro representa as oscilações que a estrutura sofre devido ao escoamento que ela mesma interferiu, e o segundo experimenta movimentos decorrentes de um escoamento que já foi alterado por outro corpo.

2.8 AMORTECIMENTO ESTRUTURAL

Amortecimento de uma estrutura é um fenômeno de grande complexidade. Originário da soma de alguns tipos de amortecimentos, descritos nos itens abaixo, e resultado da energia dissipada em cada ciclo de oscilação (BARBOSA, 2000).

2.8.1 Amortecimento viscoso

O amortecimento viscoso se origina da interação com o fluido que a estrutura encontra-se imersa, resultado da resistência do fluido durante a oscilação. Esta dissipação depende da viscosidade do meio, tal quanto mais viscoso, mais dissipação haverá.

Tomamos como exemplo uma estrutura vibrando no ar ou na água. No ar, onde o fluido é menos viscoso que a água, haverá mais facilidade para a estrutura vibrar do que na água.

O amortecimento viscoso é proporcional a velocidade entre as partículas do fluido e da estrutura. (FREITAS, 2003)

2.8.2 Amortecimento de Coulomb

Este amortecimento também é chamado de atrito seco, é uma força originária do contato entre peças, ou da estrutura com seus apoios. A intensidade desta força depende da rugosidade dos materiais que estão em contato.

Por exemplo, um material qualquer que desliza sobre uma superfície lisa, terá menos dificuldade caso a superfície seja rugosa como uma lixa.

É possível observar este fenômeno nas ligações das várias partes de uma ponte, como a ligação dos tirantes com o tabuleiro. (BARBOSA, 2000)

2.8.3 Amortecimento histerético

Este amortecimento é originário do atrito interno entre moléculas do material que compõe a estrutura e não depende do meio que está inserido. A

dissipação é função dos deslocamentos e deformações que a estrutura sofre. Edificações geralmente apresentam este comportamento (COSSOLINO e PEREIRA, 2010)

De um modo geral, uma estrutura não sofre apenas um tipo de amortecimento, mas tem na verdade algum dos citados anteriormente sendo mais predominante que outros. Por exemplo, uma estrutura imersa na água irá apresentar muito amortecimento viscoso. Um edifício apresentará mais amortecimento do tipo histerético do que atrito seco, apesar de também haver atrito viscoso com o ar. Uma ponte que experimenta as ações do vento, contará predominantemente com forças de atrito viscoso, da interação entre o ar e a estrutura (BARBOSA, 2000, FREITAS, 2003).

3. METODOLOGIA

3.1 DELINEAMENTO DA PESQUISA

Segundo Gil (1994), as pesquisas se classificam quanto aos seus objetivos em ser exploratórias, descritivas e explicativas. Quanto aos procedimentos técnicos utilizados para seu desenvolvimento, em pesquisa bibliográfica, pesquisa documental, pesquisa experimental, pesquisa *ex-post-facto*, pesquisa-ação, pesquisa participante, levantamento e estudo de caso. E por último, quanto a sua abordagem, sendo qualitativa e/ou quantitativa.

O presente trabalho trata-se de uma pesquisa com objetivos exploratórios, já que se busca explorar a eficiência dos TMDs na atenuação de oscilações em pontes suspensas. Contará com procedimentos técnicos do tipo, pesquisa bibliográfica, pois necessita de outras equações para alimentar o problema, e também um estudo de caso, já que serão necessários parâmetros de uma ponte real para explorar a eficiência do atenuador. Logo, trata-se de uma pesquisa qualitativa, onde analisar-se-á iteração das variáveis envolvidas no problema, com base em resultados quantitativos obtidos através da simulação de uma ponte.

3.2 MODELO DINÂMICO DA ESTRUTURA DE UMA PONTE SUSPENSA

Neste tópico, discute-se como será possível o estudo da atenuação das oscilações, e quais serão as simplificações necessárias para torná-la viável.

O modelo dinâmico é a base do trabalho. Dele poderão ser observadas algumas características, como a bilinearidade devido os tirantes, e também resultará no sistema de equações que será resolvido numericamente.

Para possibilitar o estudo e transformar a estrutura real em um modelo numérico, fazem-se necessárias algumas simplificações, já que o sistema é complexo e dotado de muitas variáveis, porém, as características mais básicas serão preservadas neste processo.

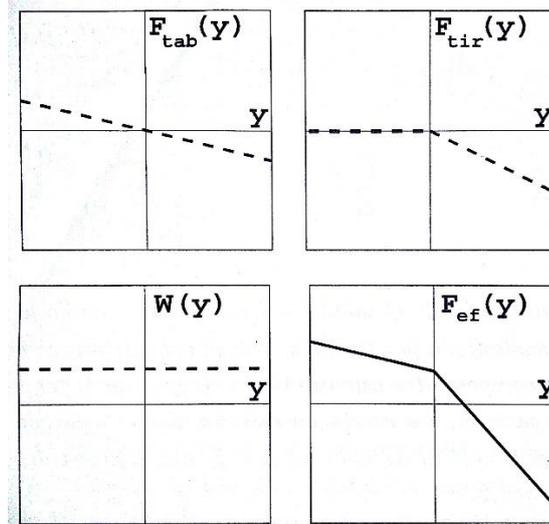
3.2.1 Forças e deslocamentos atuantes na estrutura

O esquema estrutural de uma ponte suspensa é projetado para descarregar os esforços oriundos das cargas permanentes acidentais e móveis, de forma que o caminho dos esforços sejam da pista de rolamento para o tabuleiro. O tabuleiro transmite as forças oriundas da pista para os apoios em cada uma das extremidades junto às margens e ao longo do seu comprimento para os tirantes, que por sua vez estão conectados a um cabo principal que conduz as tensões para o topo das torres que então ficam encarregadas de descarregar os esforços para as fundações.

Os estudos serão concentrados no tabuleiro suspenso pelos cabos, desconsiderando-se os deslocamentos dos cabos principais, torres e fundações. Portanto há forças elásticas oriundas apenas dos tirantes e do tabuleiro.

Este modelo com estas simplificações já é adotado na literatura (DOOLE E HOGAN, 1996). Nele os tirantes são tratados como molas unilaterais e não exercem força restauradora quando comprimidos. Já o tabuleiro responde, como uma placa elástica, linearmente pelos esforços tanto em movimento ascendente quanto descendente.

A força efetiva de restituição envolve ainda o carregamento, que são cargas invariáveis no tempo. Essas forças não podem ser negligenciadas pois fornecem um deslocamento considerável em pequenas amplitudes de oscilação, caracterizando oscilações lineares. Assim a força de restituição não é mais linear, como usualmente adotada e conhecida. Na figura 11 pode-se observar melhor esta não-linearidade.



**Figura 11 - Forças de restituições separadas por cada contribuição e sua respectiva somatória e então força efetiva. Onde F_{tab} se refere ao tabuleiro, F_{tir} aos tirantes e W ao carregamento
 Fonte: FREITAS, 2003.**

A dissipação de energia acontece devido ao amortecimento viscoso, assim chamado por representar a resistência ao arraste, proporcionada por um fluido viscoso, convertendo energia cinética do tabuleiro para energia térmica do ar. Tal força é diretamente proporcional a velocidade instantânea de deslocamento. A excitação externa fica por conta da ação de ventos, que é atribuída a interação do tabuleiro com o vento, já explanados na seção 2.7 deste trabalho. Esta sim é variável no tempo e será descrita com detalhes na seção 3.5.4.

Um tabuleiro de ponte suspensa desenvolve vários tipos de movimentos, devido a momentos fletores e torsões, exibindo modos flexionais e torcionais de oscilação. Neste trabalho apenas o primeiro modo flexional, onde a linha elástica do tabuleiro tem apenas uma concavidade, será estudado, assim é possível simplificar toda a estrutura do tabuleiro como uma simples viga bi apoiada (FREITAS, 2002).

A desconsideração de movimentos torsões é justificado pelo fato de oscilações torcionais surgirem após oscilações verticais, como foi o caso da Ponte de Tacoma (PLAUT, 2008)

Portanto o sistema dinâmico é simplificado a uma viga bi-apoiada, sujeita ao peso-próprio e ao carregamento, que será distribuído de forma coerente ao longo da viga, dada as devidas considerações é obtido o oscilador linear por partes (ou bilinear) que é exemplificado na figura 12. A partir deste oscilador as equações de

movimento e então os resultados necessários para a otimização do TMD, serão obtidas.

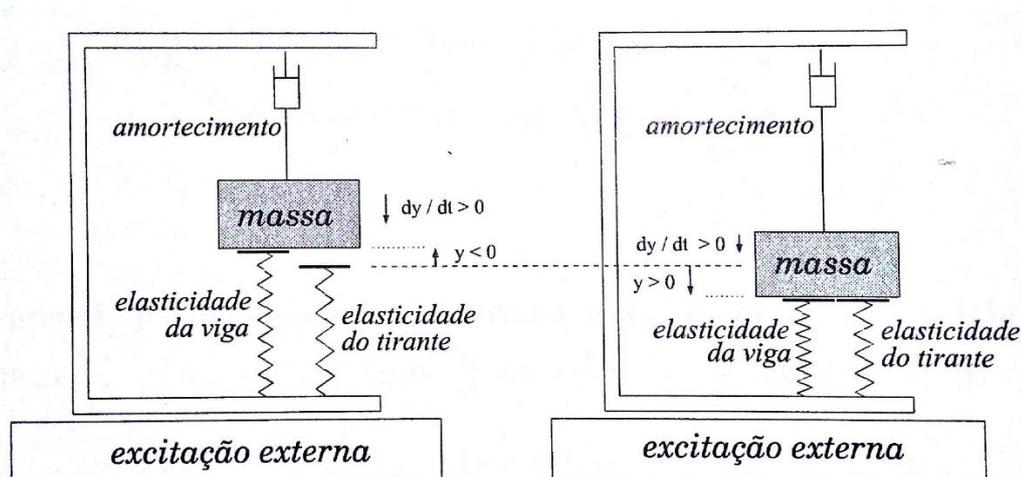


Figura 12 - Oscilador Bilinear. Representa um segmento do tabuleiro da ponte suspensa, com as devidas simplificações. Onde y representa a posição vertical do tabuleiro
 Fonte: FREITAS, 2003.

3.3 MODELAGEM NUMÉRICA DO TMD ACOPLADO A UM TABULEIRO DE PONTE PÊNSEL

Nesta seção, foi dado destaque para como é realizada a acoplagem do TMD na estrutura, apresentado na seção interior, e como este alterará o sistema de equações.

Como citado anteriormente, o modelo utilizado já é tratado na literatura, e para que surjam os devidos efeitos das simplificações, deve-se tomar alguns cuidados. Considerando de início a ponte como uma viga bi apoiada (conforme figura 13), tem-se a equação da linha elástica dada de acordo com a equação (4) (TIMOSHENKO, 1977):

$$EI \frac{d^4 u}{dx^4} = W(x) \quad (4)$$

Onde u é o deslocamento vertical, x é a coordenada ao longo da viga, $W(x)$ o carregamento, E representa o módulo de Young, e I o momento de inércia da seção transversal.

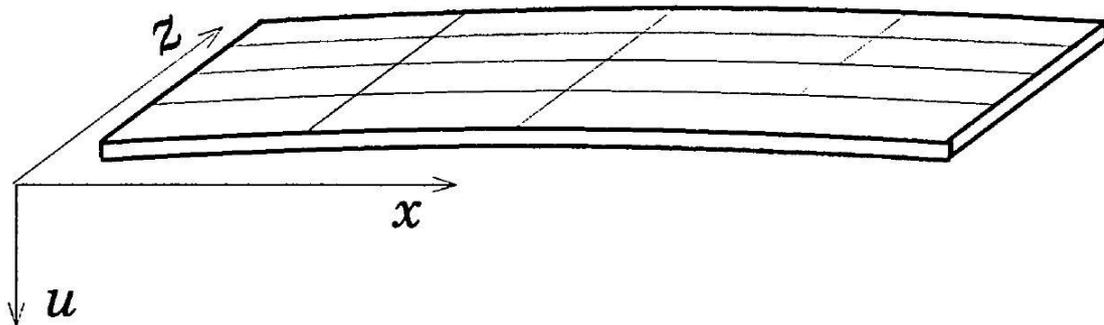


Figura 13 - Tabuleiro da ponte com as devidas considerações
Fonte: FREITAS, 2003.

Isto é usual nos estudos dentro da área da estática, porém, para a área da dinâmica, basta adicionar os termos de inércia, de amortecimento viscoso, elasticidade dos tirantes e a ação do vento (que tem como consequência flutter e buffeting e/ou ressonância) (DOOLE E HOGAN, 1996). Esta adição nos leva ao sistema de equações do oscilador linear por partes, conforme 5.

$$\begin{cases} M \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + \delta \frac{\partial u}{\partial t} = -k' u + W(x) + F(x, t), \text{ para } u > 0 \\ M \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + \delta \frac{\partial u}{\partial t} = W(x) + F(x, t), \text{ para } u < 0 \end{cases} \quad (5)$$

Na primeira equação do sistema observa-se o primeiro termo, que relaciona a inércia da massa por unidade de comprimento do tabuleiro, o segundo termo representa a elasticidade da viga, o termo acompanhado de δ traduz o amortecimento viscoso da estrutura. Após a igualdade e ainda na primeira equação tem-se a constante k' que representa a elasticidade dos tirantes, $W(x)$ que representa a distribuição de carregamento ao longo de um comprimento L do tabuleiro (ou vão da viga), neste caso a distribuição é senoidal e tem um máximo W no centro do vão, e finalmente $F(x, t)$ que simula os efeitos de flutter e buffeting (FREITAS, 2003)(TENG WU e AHSAN KAREEM, 2013). A segunda equação difere da primeira apenas por não conter o termo que representa a elasticidade dos tirantes, pois para $u < 0$ os tirantes estariam comprimidos. Assim obtém-se a equação (6).

$$\begin{cases} M \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + \delta \frac{\partial u}{\partial t} = -k'u + W \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) + F(x, t), \text{ para } u > 0 \\ M \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + \delta \frac{\partial u}{\partial t} = W \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) + F(x, t), \text{ para } u < 0 \end{cases} \quad (6)$$

Além disso, Freitas (2003) cita que é conveniente fazer a separação das variáveis temporais (t) e espaciais (x), assim nos fornece a equação (7) (que é a função do deslocamento da viga bi apoiada) e então impõe que todos os elementos da viga oscilem em fase, e que tais elementos tenham sua deflexões instantâneas diferindo apenas por uma constante. Assim desconsidera-se os momentos torsores e considerar apenas o primeiro modo flexional de vibração do tabuleiro.

$$u(x, t) = \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) y(t) \quad (7)$$

Substituindo 7 em 6 tem-se então a expressão final para posterior simulação numérica, tal expressão pode ser observada em 8. O forçamento externo passa a depender apenas do tempo, pois como é possível visualizar a diante, as equações que simulam a ação do vento fazem referência a uma faixa de um metro de comprimento, assim como estas considerações.

$$\begin{cases} M \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \frac{d^2 y}{dt^2} + EI \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) y + \delta \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \frac{dy}{dt} = \\ = -k'y + W \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) + F(t), \text{ para } u > 0 \\ M \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \frac{d^2 y}{dt^2} + EI \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) y + \delta \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) \frac{dy}{dt} = \\ = W \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{L}\right) + F(t), \text{ para } u < 0 \end{cases} \quad (8)$$

Como todo o tabuleiro oscila em fase, então se considerar a deflexão máxima no centro do vão ($x=L/2$), devido à consideração do primeiro modo flexional, tem-se que $\operatorname{sen}(\pi x/L) = 1$, logo, é possível simplificar a equação e levando em conta a pior situação. Então finalmente é obtida a seguinte equação (9)

$$\begin{cases} M \frac{d^2 y}{dt^2} + EI \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 y + \delta \frac{dy}{dt} = -k'y + W + F(t), \text{ para } y > 0 \\ M \frac{d^2 y}{dt^2} + EI \left(\frac{\pi}{L}\right)^4 y + \delta \frac{dy}{dt} = W + F(t), \text{ para } y < 0 \end{cases} \quad (9)$$

Ressalta-se que este sistema simula o comportamento do tabuleiro da ponte. Levando em conta apenas o modo flexional, e após as considerações, verificou-se então, que os deslocamentos ao longo do eixo da ponte, diferem apenas por estarem oscilando em fase, então pode-se considerar o deslocamento máximo que é no centro do vão. Portanto a equação (9) representa o deslocamento do centro do vão. Assim o sistema passa a contar com apenas um grau de liberdade e pode ser entendido como um oscilador massa mola amortecido conforme figura 12 (FREITAS, 2003).

3.4 MODELAGEM DO ATENUADOR

Concluída a modelagem numérica do tabuleiro, o atenuador foi introduzido ao sistema. Esta introdução, na prática, seria análogo a instalar um *TMD* com os parâmetros dimensionados a cada metro ao longo de todo o vão da ponte, ou um único *TMD* no centro do vão do tabuleiro com os parâmetros multiplicados pelo comprimento do vão.

O atenuador como já dito constitui em um aparato do tipo massa mola amortecido. Possui um modelo dinâmico conforme ilustra a figura 14.

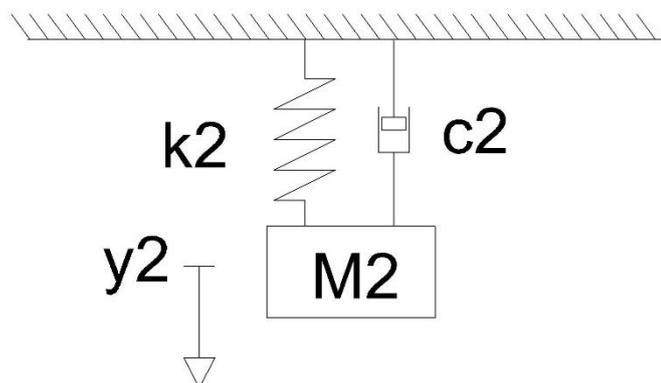


Figura 14 - Modelo dinâmico do atenuador
Fonte: Autoria Própria.

Aplicando a segunda lei de Newton no modelo dinâmico tem-se o modelo numérico conforme equação (10).

$$m_2\ddot{y}_2 + c_2\dot{y}_2 + k_2y_2 = 0 \quad (10)$$

Porém quando o atenuador é acoplado ao tabuleiro, tem-se o modelo dinâmico conforme a figura 15

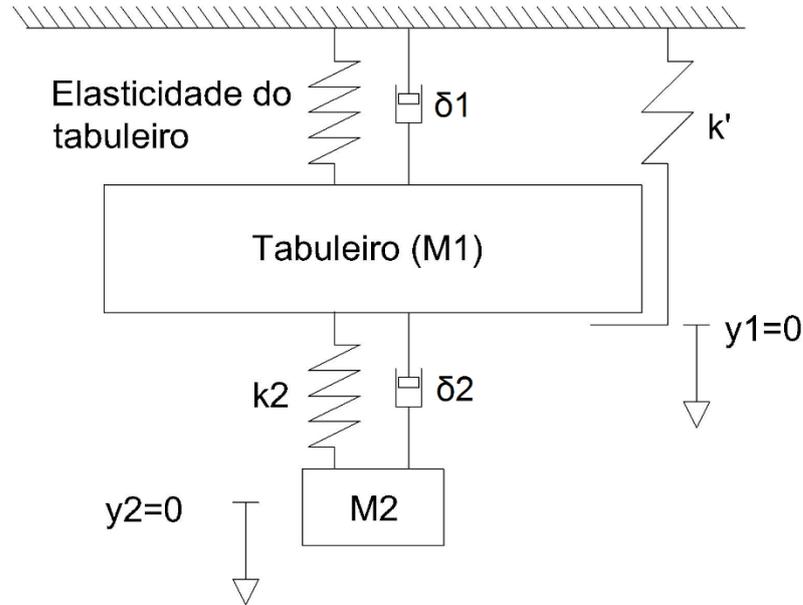


Figura 15 - Modelo Dinâmico do TMD acoplado a estrutura
Fonte: Autoria Própria.

Repetindo os mesmos passos da modelagem do tabuleiro, usando as mesmas considerações obtém-se o modelo numérico que será protagonista do estudo, como pode ser visto na equação (11)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 \frac{d^2y_1}{dt^2} + EI \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 y_1 + \delta_1 \frac{dy_1}{dt} + k'y_1 - k_2y_2 + k_2y_1 - \delta_2 \frac{dy_2}{dt} + \delta_2 \frac{dy_1}{dt} = \\ \quad = W + F(t), \text{ para } y_1 > 0 \\ M_1 \frac{d^2y_1}{dt^2} + EI \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 y_1 + \delta_1 \frac{dy_1}{dt} - k_2y_2 + k_2y_1 - \delta_2 \frac{dy_2}{dt} + \delta_2 \frac{dy_1}{dt} = \\ \quad = W + F(t), \text{ para } y_1 < 0 \\ M_2 \frac{d^2y_2}{dt^2} + k_2y_2 - k_2y_1 + \delta_2 \frac{dy_2}{dt} - \delta_2 \frac{dy_1}{dt} = 0 \end{array} \right. \quad (11)$$

Na equação acima foram referenciados, os termos de massa, constante de amortecimento viscoso, posição, velocidade e aceleração com 1 quando se refere ao tabuleiro e 2 quando se refere ao atenuador.

Utilizando a notação de $\dot{\quad}$ para as derivadas e colocando as variáveis y_1 e y_2 em evidência, tem-se a equação reescrita conforme (12).

Vale ressaltar a importância de W para a dinâmica do sistema, já que ele representa as cargas atuantes na estrutura e é responsável por deslocar o ponto de equilíbrio estático.

$$\begin{cases} M_1 \ddot{y}_1 + (\delta_1 + \delta_2) \dot{y}_1 + \left(EI \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 + k_2 + k' \right) y_1 - \delta_2 \dot{y}_2 - k_2 y_2 = W + F(t), \text{ para } y_1 > 0 \\ M_1 \ddot{y}_1 + (\delta_1 + \delta_2) \dot{y}_1 + \left(EI \left(\frac{\pi}{L} \right)^4 + k_2 \right) y_1 - \delta_2 \dot{y}_2 - k_2 y_2 = W + F(t), \text{ para } y_1 < 0 \\ M_2 \ddot{y}_2 + k_2 y_2 - k_2 y_1 + \delta_2 \dot{y}_2 - \delta_2 \dot{y}_1 = 0 \end{cases} \quad (12)$$

3.5 OBTENÇÃO E ANÁLISE DE DADOS

Para obtenção dos resultados, será necessário a integração numérica do sistema de equações 12. Esta integração se dará usando o método de Runge-Kutta de 4ª ordem, que foi utilizado por Battista e Pfeil (2002), no estudo da Ponte Rio-Niterói. Como trata-se de uma integração numérica, faz-se necessário o uso de programação, que será na linguagem C, usando o Dev-C++. O programa terá como saída tabelas que podem conter posição e velocidade em função de parâmetros variados, estas tabelas serão analisados por meio de gráficos, onde os critérios para classificação da eficiência do *TMD* serão simples comparações entre amplitudes de oscilação tanto da ponte quanto do atenuador.

3.5.1 Parâmetros de entrada das equações

Observando a equação (12), há parâmetros de dissipação, elasticidade e massa tanto da estrutura quanto do atenuador, além das forças externas de carregamento e ação de vento.

Alguns parâmetros são mensuráveis facilmente, como a elasticidade e dissipação do atenuador, que por serem mola e amortecedores há uma correlação com os dados técnicos dos fabricantes, além do que serão alvos da investigação e portanto saídas do programa.

A elasticidade do tabuleiro, devido à consideração do comportamento (viga bi-apoiada), é também facilmente obtida apenas substituindo os dados de inércia da seção transversal, módulo de elasticidade do material empregado e comprimento do vão.

A constante elástica dos tirantes (k') será obtida com algumas considerações tanto de projeto quanto de dimensionamento, baseadas na NBR 8800/08.

O amortecimento do tabuleiro é diretamente proporcional a sua velocidade vertical englobando, portanto, todos os efeitos dissipativos explanados da seção 2.8, como se fossem devidos a um único termo de amortecimento viscoso. O amortecimento viscoso necessita muitas considerações e basicamente é função da velocidade do vento, período de oscilação e dados de projeto.

O carregamento é dado de projeto e a massa do tabuleiro está relacionada com o carregamento e a aceleração da gravidade, portanto também facilmente obtidos.

A parte mais onerosa é a obtenção dos dados da ação do vento (*Flutter*), tais dados são geralmente obtidos em túneis de vento e expressos por equações complexas. Aqui uma teoria mais simples foi utilizada, menos precisa, porém válida para o problema. E também comparada com a teoria utilizada por Freitas (2003), onde as oscilações ocorrem devido a ressonância entre o período de despreendimento de vórtices e o período de oscilação natural.

3.5.2 A elasticidade dos tirantes (k')

É esclarecido, nesta seção, como é obtido o parâmetro k' . Haverá basicamente duas considerações importantes. A primeira devido aos tirantes estarem distribuídos discretamente baseado nas considerações feitas por Freitas (2003) e a segunda, uma consideração de dimensionamento de tirantes com critérios da NBR 8800/08.

O tabuleiro é apoiado nas duas extremidades, como uma viga bi-apoiada, e em toda sua extensão há tirantes sustentado-o, tais tirantes são tratados como molas unilaterais.

Molas, assim como tirantes, tem uma constante elástica (K), que traduz o quão rígida ela é, esta constante tem a forma (e dimensões) de N/m. Além disso é sabido que os alongamentos dependem do comprimento original (HALLIDAY e RESNICK, 1991).

Tendo isto em mente e observando a figura 16, notou-se que cada tirante tem um comprimento diferente, logo, alongamentos diferentes, e por consequência uma constante diferente.

Segundo Freitas (2003), o valor da constante de cada par de mola (pois há tirantes nas duas extremidades do tabuleiro) é expressa pela equação (13).

$$K = \frac{ES}{c_j} \quad (13)$$

Em que E é o módulo de elasticidade do material empregado, S a seção transversal e c_j o comprimento do tirante. A constante global é a somatória de todos os pares de tirantes.

Considerando a geometria do cabo principal (que fornece o comprimento do tirante) como uma parábola, pode-se expressar o comprimento do cabo em função da distância dele até uma torre (ou apoio) com a equação (14).

$$c_j = -C \left(\frac{2x}{L} - 1 \right)^2 \quad (14)$$

Os parâmetros C, L e a variável x é identificada na figura 16.

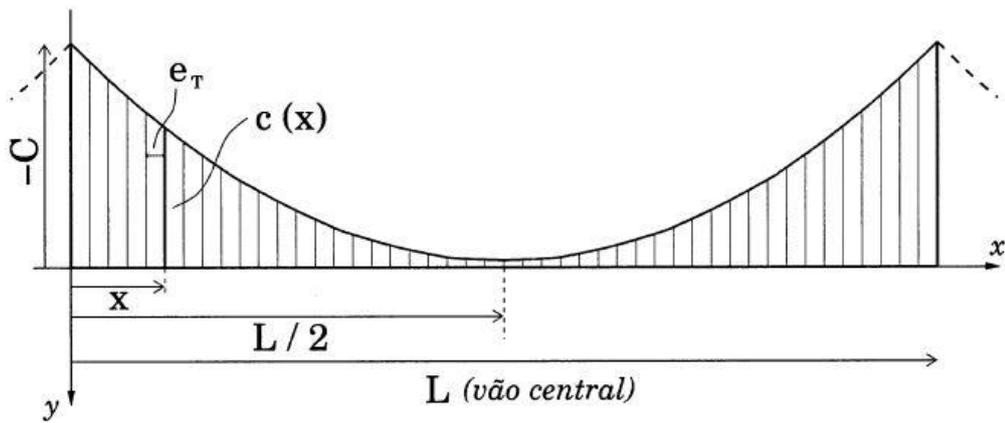


Figura 16 - Distribuição dos tirantes ao longo do tabuleiro
 Fonte: FREITAS, 2003.

Substituindo a equação (14) em (13), obtém-se a expressão (15).

$$K = \frac{ES}{-c\left(\frac{2x}{L}-1\right)^2} \quad (15)$$

Como a constante é a soma de todos os tirantes, integrou-se a equação acima, obtendo uma equação equivalente. A figura 17 exemplifica como é realizada essa consideração.

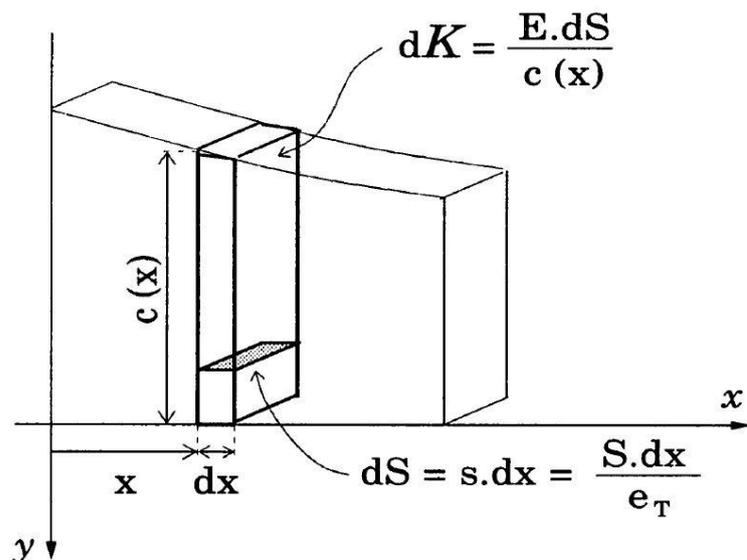


Figura 17 - Aproximação da distribuição discreta dos cabos em uma distribuição contínua
 Fonte: FREITAS, 2003.

Os passos matemáticos podem ser melhor visualizados na bibliografia citada. A partir da integração tem-se finalmente a constante k' genérica e teórica, expressa na equação (16).

$$k' = \frac{ES}{e_T C} \quad (16)$$

Onde e_T é o espaçamento entre os tirantes, conforme a figura 16.

Os parâmetros da equação (16) são facilmente obtidos a partir da leitura do projeto estrutural de uma ponte, porém como não foi possível, e como também não é o objetivo deste trabalho, obter tais projetos, usou-se as considerações de que os tirantes são fabricados usando aço para concreto protendido especial para pontes estaiadas do fabricante ArcelorMittal do tipo CP 190 RB, que nos apresenta módulo de Young $E = 1,95 \times 10^{11}$ Pa, e tensão de ruptura $\sigma_{Rup} = 1860$ MPa, devido a efeitos de agrupamento (formação da cordoalha), tal tensão será reduzida para 1800 Mpa.

Para obter a seção transversal, deve-se dimensionar os cabos. Segundo a NBR 8800 de 2008, a força resistente de cálculo para estado limite último da seção bruta é dada pela equação (17).

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (17)$$

Em que A_g é área (S) a procura, $f_y = \sigma_{Rup}$, e $\gamma_{a1} = 1,10$ coeficiente de ponderação.

Cada par de tirantes suporta uma seção com comprimento igual a e_T , logo a força que um par de tirantes resiste é $W e_T$, portanto tem-se a equação (18).

$$S = \frac{W e_T 1,10}{\sigma_{Rup}} \quad (18)$$

E então, substituindo (18) em (16), finalmente chega-se a equação final genérica para a constante k' , conforme (19)

$$k' = \frac{EW 1,10}{\sigma_{Rup} C} \quad (19)$$

Substituindo os valores tem-se que

$$k' = \frac{715 W}{6 c} \quad (20)$$

É importante frisar que a escolha da flecha do cabo principal é um ponto que deve ser otimizado pelo calculista, visto que influencia na altura das torres de suporte, no diâmetro do cabo principal, pois quanto mais horizontal é o cabo, maior a tensão, além de influenciar diretamente na rigidez do tabuleiro. Uma questão técnica-econômica de grande importância.

3.5.3 Dissipação do tabuleiro (δ_1)

Segundo Freitas (2003), o coeficiente de amortecimento do tabuleiro é dado pela expressão (21), baseada no amortecimento viscoso explicado por Halliday e Resnick

$$\delta_1 = \frac{2M}{T_N} \alpha \quad (21)$$

Onde α é a constante de decremento logarítmico, e que segundo O'Connor, ensaios experimentais forneceram valores de $\alpha = 0,06$. T_N é o período natural de oscilação da ponte e M a massa por unidade de comprimento.

3.5.4 A ação do vento ($F(t)$)

A ação do vento, como dita anteriormente, é uma relação aerodinâmica e há várias teorias e fórmulas para simular de forma adequada. Cada teoria se vale de algumas particularidades para ser válida. A mais simples delas, a teoria *Quasi-Steady*, segundo Teng Wu e Ahsan Kareem (2013), é governada pela equação (22). Esta teoria é válida quando a estrutura apresenta frequência de oscilação baixa, e com movimentos de rotação do tabuleiro desprezíveis ou nulos.

Para melhor compreensão da relação entre o vento e a estrutura, tem-se a figura 18.

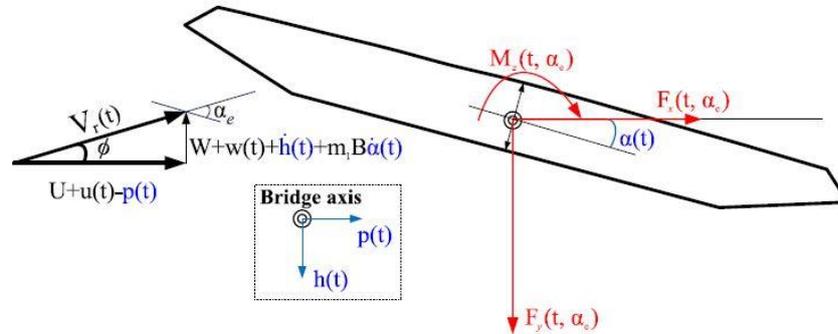


Figura 18 - Sistema vento-estrutura
Fonte: TENG WU e AHSAN KAREEM, 2013.

Quando aplicam-se as considerações feitas para modelagem da ponte, algumas forças e dimensões são extintas. F_x e M_z são nulos, já que desconsidera-se estes movimentos. Logo $\alpha(t)$ também é nulo. Outras considerações são explanadas a seguir. Assim tem-se como força efetiva sobre o tabuleiro apenas F_y que é descrita abaixo.

$$F_y = F(t) = F_L \cos(\phi) - F_D \sin(\phi) \quad (22)$$

F_L está relacionado a força que o vento faz no tabuleiro, na direção y (Figura 13), e F_D na direção z. Em meio as considerações realizadas na modelagem, o movimento nessa direção (z) foi negligenciado porém influencia na força de sustentação (y). Tais parâmetros são:

$$F_L = -\frac{1}{2} \rho V_R^2 B C_L(\alpha_e), \quad (23)$$

$$F_D = \frac{1}{2} \rho V_R^2 B C_D(\alpha_e), \quad (24)$$

Onde ρ é a densidade do ar, B a largura do tabuleiro, C_L é o *lift coefficient*, e C_D *drag coefficient* é obtido via simulação em elementos finitos ou túneis de ventos. V_R é denominado como vento relativo e expresso pela equação (25) e α_e o ângulo efetivo de ataque dinâmico, descrito pela equação (26).

$$V_R = \sqrt{(U + u(t))^2 + (W + w(t) + \dot{y} + m_1 B \dot{\alpha})^2} \quad (25)$$

Como, pela teoria, o vento incidente é um vento turbulento, ele tem uma velocidade média U e uma variação $u(t)$ na direção horizontal, e velocidade média W e variação $w(t)$ na direção vertical. É considerado, neste trabalho, que o vento incide no tabuleiro perpendicularmente, logo W e $w(t)$ são iguais a 0. $\dot{\alpha}$ representa a velocidade angular no caso de oscilações torcionais, como o presente trabalho considera apenas com o modo flexional, toda a expressão $m_1 B \dot{\alpha}$ é nula. \dot{y} é a velocidade do deslocamento vertical do tabuleiro.

O parâmetro α_e é expresso abaixo

$$\alpha_e = \alpha_s + \alpha + \emptyset \quad (26)$$

Onde α_s é o ângulo de ataque quando o tabuleiro está na posição de equilíbrio, este ângulo é dado de projeto, análogo ao ângulo de ataque de asas de aviões. α é o ângulo de inclinação caso houvesse movimento torcional, e finalmente \emptyset o ângulo de ataque dinâmico, influenciado pelas variações da velocidade do vento e pelo movimento do tabuleiro, este ângulo é expresso pela equação (27), e recebe o mesmo tratamento da equação (25). A equação (27) é também o argumento para as funções seno e cosseno da equação (22).

$$\emptyset = \arctan\left(\frac{W+w(t)+\dot{y}+m_1 B \dot{\alpha}}{U+u(t)}\right) \quad (27)$$

A variação na velocidade do vento será considerada como um termo senoidal, expressa pela equação (28).

$$u(t) = V_{var} \text{sen}(ft) \quad (28)$$

Onde V_{var} é a intensidade e f a frequência da variação.

Mais detalhes e informações sobre esta e outras teorias podem ser obtidas no artigo publicado por Teng Wu e Ahsan Kareem (2013).

Outra teoria é a de desprendimentos de vórtices de Von Kármann, este efeito conta com desprendimento de vórtices alternados com um padrão de repetição, causado pela separação instável de fluxo em torno de um corpo com perfil não-cortante. Esta forma de desprendimento caracteriza uma força periódica de sucção (FREITAS apud O'CONNOR, 2002).

Este forçamento, respeitado as considerações e substituições matemáticas da modelagem numérica, tem a forma da expressão 29 (FREITAS, 2003).

$$F(t) = B \text{sen}(ft) \quad (29)$$

Onde B é intensidade (força) e f a frequência de repetição de cada vórtice alternado. A intensidade é descrita segundo a equação (30) (FREITAS, apud SHAMES, 1982)

$$B = \rho U_{\infty}^2 \Delta y \left(0,396 \frac{\Delta z}{h} - 0,022 \left(\frac{\Delta z}{h} \right)^2 \right) \quad (30)$$

Onde ρ é a densidade do ar, U_{∞} é a velocidade do vento, respeitando valores baixos ($U=20\text{m/s}$) de Reynolds, para que a equação possa ser válida, h é a altura do tabuleiro, e Δy e Δz a distância entre os vórtices na direção horizontal e vertical, conforme figura 19. Estas distâncias devem ser obtidas com estudos em túneis de vento, porém como isto foge do nosso objetivo, usou-se a recomendação de Freitas (2003), em que $\Delta z = 2h$ e $\Delta y = 3h$.

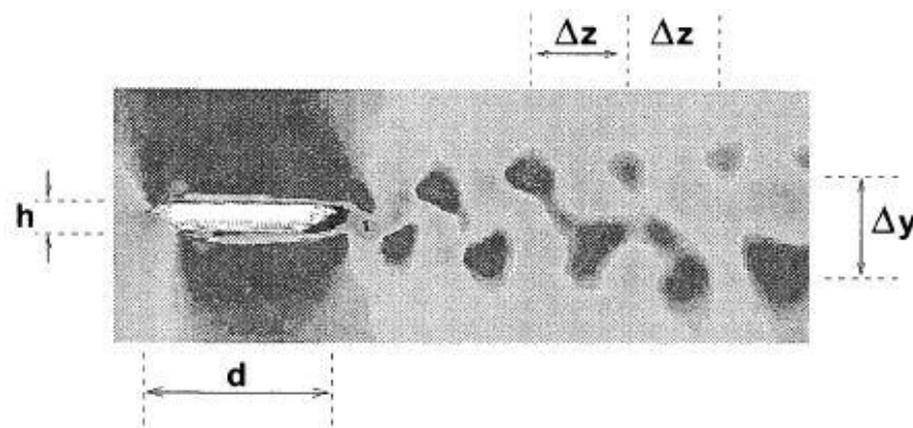


Figura 19 - Contornos de velocidades de uma esteira de vórtices de um protótipo em um túnel de vento

Fonte: MORGENTHAL, 2000.

A frequência de repetição f será obtido numericamente de forma a maximizar a amplitude de oscilação, já que Freitas (2003), considera uma estimativa.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 A PONTE DE TACOMA NARROWS COMO UM EXEMPLO

No final da seção anterior discutiu-se sobre os dados que alimentarão o sistema de equações do movimento. Entre estes dados, há parâmetros de projeto, como largura de tabuleiro, carregamento, peso, período e frequência natural de oscilação, coeficientes aerodinâmicos, entre outros. As equações foram apresentadas de forma genérica, e para o andamento do trabalho deve-se escolher uma ponte para suprir estes dados parâmetros.

A escolha da Ponte de Tacoma Narrows é um exemplo muito interessante, pois sofreu todos os efeitos descritos da ação do vento, e possibilita chegar a conclusões muito interessantes, visto que ela entrou em colapso.

Na figura 19 tem-se a seção transversal da ponte, com as cotas em metros.

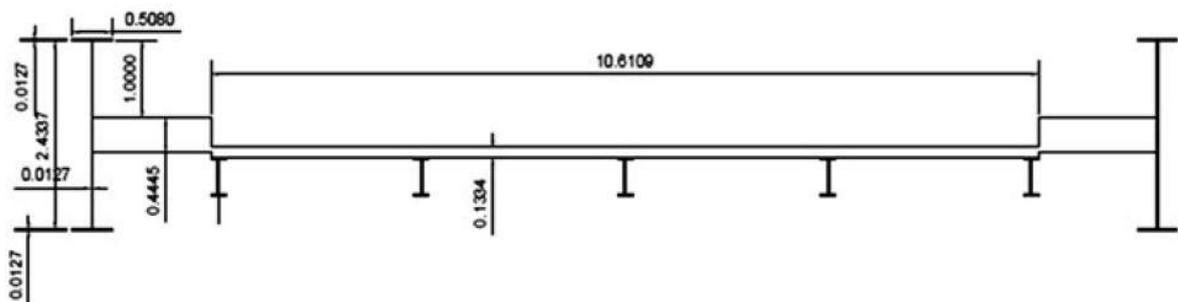


Figura 20 - Seção transversal do tabuleiro da Ponte de Tacoma
Fonte: BIRAJDAR *et al*, 2015.

Birajdar *et al* (2015) fornece os coeficientes aerodinâmicos que foram utilizados, *lift coefficient* $C_L = 0,13$ e *drag coefficient* $C_D = 0,31$, coeficientes obtidos a partir de estudos em túneis de vento para o ângulo de ataque $\alpha_s = 0^\circ$. O método de obtenção destes coeficientes tem o eixo de deslocamento vertical invertido, portanto aqui utiliza-se $C_L = -0,13$.

A velocidade média do vento que fez a ponte colapsar foi de 65 km/h, logo tem-se $U = 18,06 \text{ m/s}$, como a teoria usada considera o vento turbulento, ocorre uma flutuação no valor da velocidade, simulando rajadas de vento, na ordem de 20% da velocidade média ($V_{Var} = 0,2 \times 18,06 = 3,61 \text{ m/s}$) com frequências que serão estudados de forma a obter a pior situação (maior amplitude de oscilação).

Para a obtenção do parâmetro k' , considera-se o tabuleiro totalmente horizontal, e chega-se a uma equação dependente da flecha do cabo principal e do carregamento. É sabido que as pontes tem inclinações ao longo do tabuleiro, portanto aqui a flecha será considerada a mesma altura da torre, $C = 70,10 \text{ m}$.

Segundo o Departamento de Transporte do estado de Washington a largura da ponte de Tacoma é de 11,88 metros, logo $B=11,88\text{m}$. O carregamento do tabuleiro de 8482,53 kg/m, como, $W = 8482,53 \text{ kg/m} \times 9,81 \text{ m/s}^2$, tem-se $W = 83213,62 \text{ N/m}$.

Os dados de inércia e módulo de elasticidade são obtidos a partir de Freitas (2003), em que a inércia $I = 0,15\text{m}^4$ e módulo de elasticidade $E = 2 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$. É importante frisar que a ponte de Tacoma foi, na época, a ponte mais flexível construída, que inclusive foi um dos fatores atribuídos para seu colapso. Ainda tem-se a densidade do ar, adotada como $1,21 \text{ kg/m}^3$.

A dissipação é função do período natural de oscilação e da massa e, portanto será obtida juntamente com o período natural de oscilação. Para tal objetivo, uma varredura na frequência de variação f foi realizada, considerando $T_N = 2\pi/f$, e foram obtidos amplitudes de oscilação, assim tem-se a figura 21 que nos mostra o pico de ressonância principal, esta simulação utilizou-se da teoria *Quasi-Steady*.

A amplitude de oscilação, foi definida como, a diferença entre o valor máximo e o valor mínimo de deslocamentos vertical dentro de um período de oscilação, ou seja, amplitude de pico a pico, em que cada amplitude é comparada a anterior e escolhida a maior. Esta comparação ocorre entre os 400 e 500 segundos de oscilação, onde o sistema já atinge um equilíbrio dinâmico, ou seja, não há mais variações significativas na amplitude de oscilação

Foi utilizado o parâmetro μ como a razão entre a massa do atenuador e a massa da estrutura ($\mu = m_2/m_1$), apenas para descrever a massa do *TMD*.

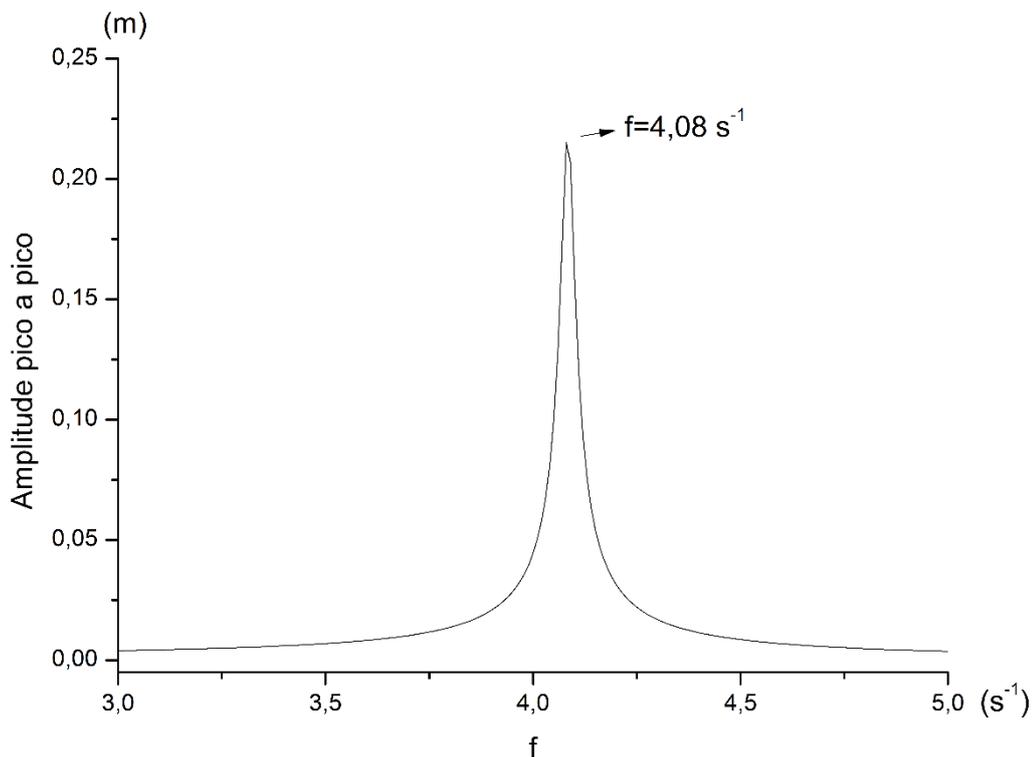


Figura 21 - Gráfico de amplitude de oscilação em função da frequência de variação, utilizando a teoria *Quasi-Steady*
Fonte: Autoria própria.

A partir dessa informação, tem-se a pior situação, em que a frequência de forçamento é de $f = 4,08 \text{ s}^{-1}$, assim é possível concluir que $T_N = 1,54 \text{ s}^{-1}$, pois foi nesta frequência que houve o aumento da amplitude de oscilação.

Logo, conforme equação (21), $\delta_1 = 660,98 \text{ N.s/m}$. A amplitude correspondente é de 0,215 metros, ou 21,5 centímetros.

Esta simulação também foi realizada utilizando a teoria de desprendimento de vórtices, de forma análoga a anterior, tem-se a figura 22 que nos demonstra um pico muito superior e uma frequência natural de oscilação sutilmente diferente.

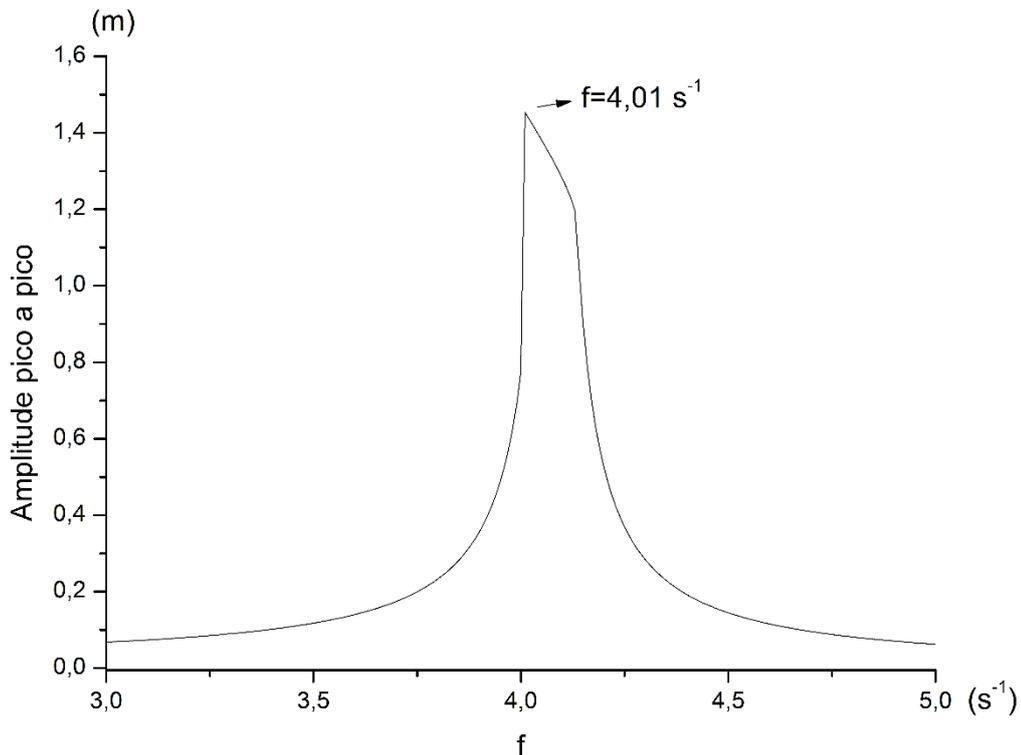


Figura 22 - Gráfico de amplitude de oscilação em função da frequência de variação, utilizando a teoria de desprendimento de vórtices
Fonte: Autoria própria.

Como a teoria de desprendimento de vórtices se remete ao efeito de ressonância, tem-se que a frequência natural de oscilação é igual a frequência de repetição dos vórtices (frequência de forçamento), logo $T_N = 1,57$ segundos onde a amplitude de oscilação chegou a 1,45 metros. Portanto, conforme equação (21), $\delta_1 = 649,64$ N.s/m.

É importante destacar que, para obtenção desses dados foi necessário, anteriormente, descobrir o posição de equilíbrio da ponte. Para isso, o forçamento externo $F(t)$, foi anulado, e a posição inicial em $y_1=0$, e então obtido a a figura 23. A dissipação do tabuleiro não influi no ponto de equilíbrio, apenas no tempo para alcança-lo.

Assim tem-se que o ponto de equilíbrio vale aproximadamente $y_1=0,5882$ metros. Lembrando que o deslocamento positivo é para baixo.

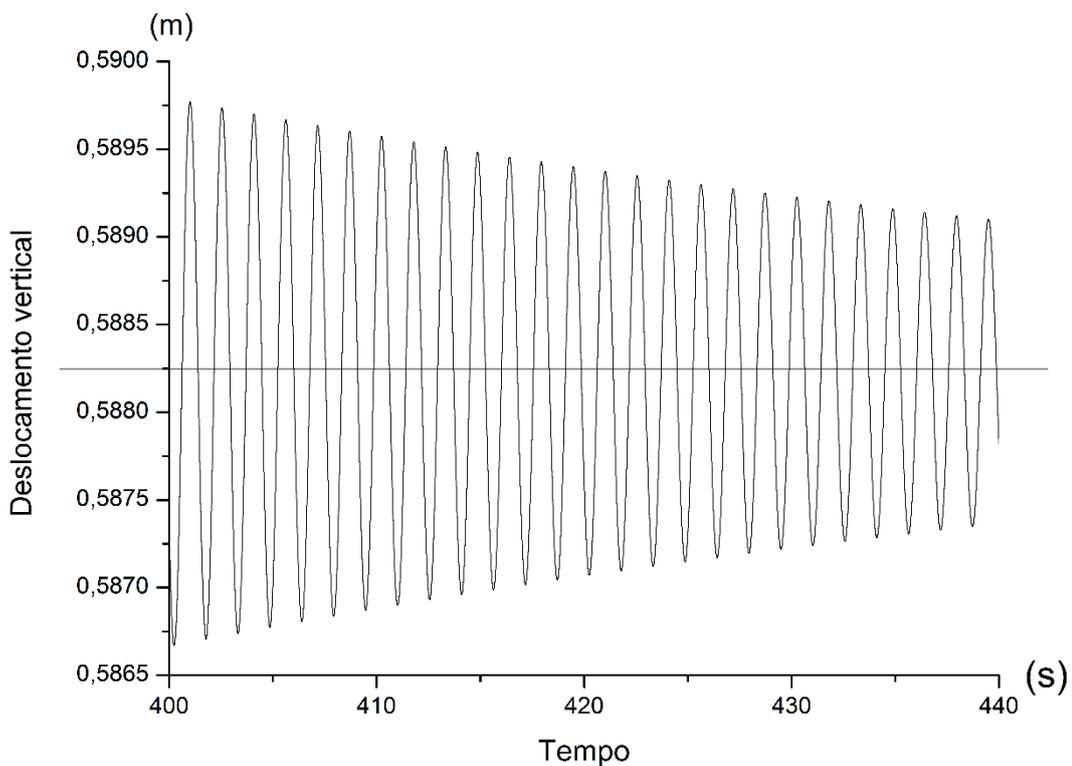


Figura 23 - Deslocamento da estrutura sem forçamento com linha de tendência
Fonte: Autoria própria.

Na figura 24 pode-se observar o comportamento da estrutura sem *TMD*, note como a estrutura desenvolve picos de aproximadamente dois metros de amplitude. A estrutura atinge o equilíbrio dinâmico (com tempo de simulação superior a 400 segundos) com oscilações de 1,46 metros de amplitude, que é quando as oscilações passam a não ter mais variações de amplitude.

Agora que todos os dados necessários da ponte foram obtidos, é possível iniciar a otimização do atenuador. Todos os resultados em diante tiveram condições iniciais de posição igual a posição de equilíbrio estático, e velocidades nulas.

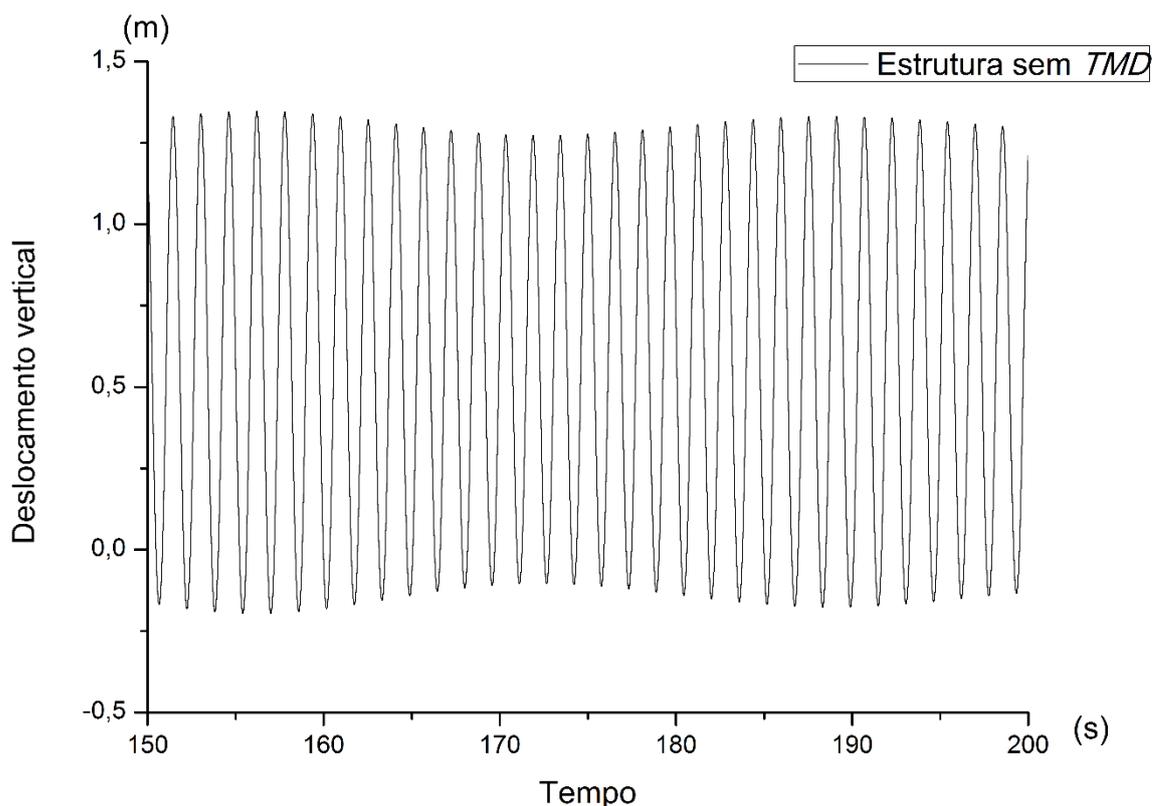


Figura 24 - Resposta da estrutura frente a ação do vento
Fonte: Autoria própria.

4.2 OTIMIZAÇÃO DO ATENUADOR PARA PONTE DE TACOMA NARROWS

Nesta seção foram realizadas as considerações para otimizar a massa e as constantes de elasticidade e dissipação do atenuador. Os desafios dessa etapa se concentram em obter o par de parâmetros de elasticidade e dissipação do *TMD*, que além de atenuar as oscilações da ponte, tenha amplitude de oscilação coerente.

Para isto, foram testadas todas as combinações em um intervalo de constante elástica de 0 a 28000 N/m e constante de amortecimento de 0 a 3000 N.s/m, a razão de massas foi fixada em $\mu=0,05$ pois, de acordo com a literatura, a massa do atenuador deve ser limitada em no máximo 10% da massa da estrutura, devido a adição de sobrecarga não contabilizada durante a concepção do projeto estrutural. Para cada par de parâmetros, obteve-se uma amplitude que pode ser visualizada na figura 25.

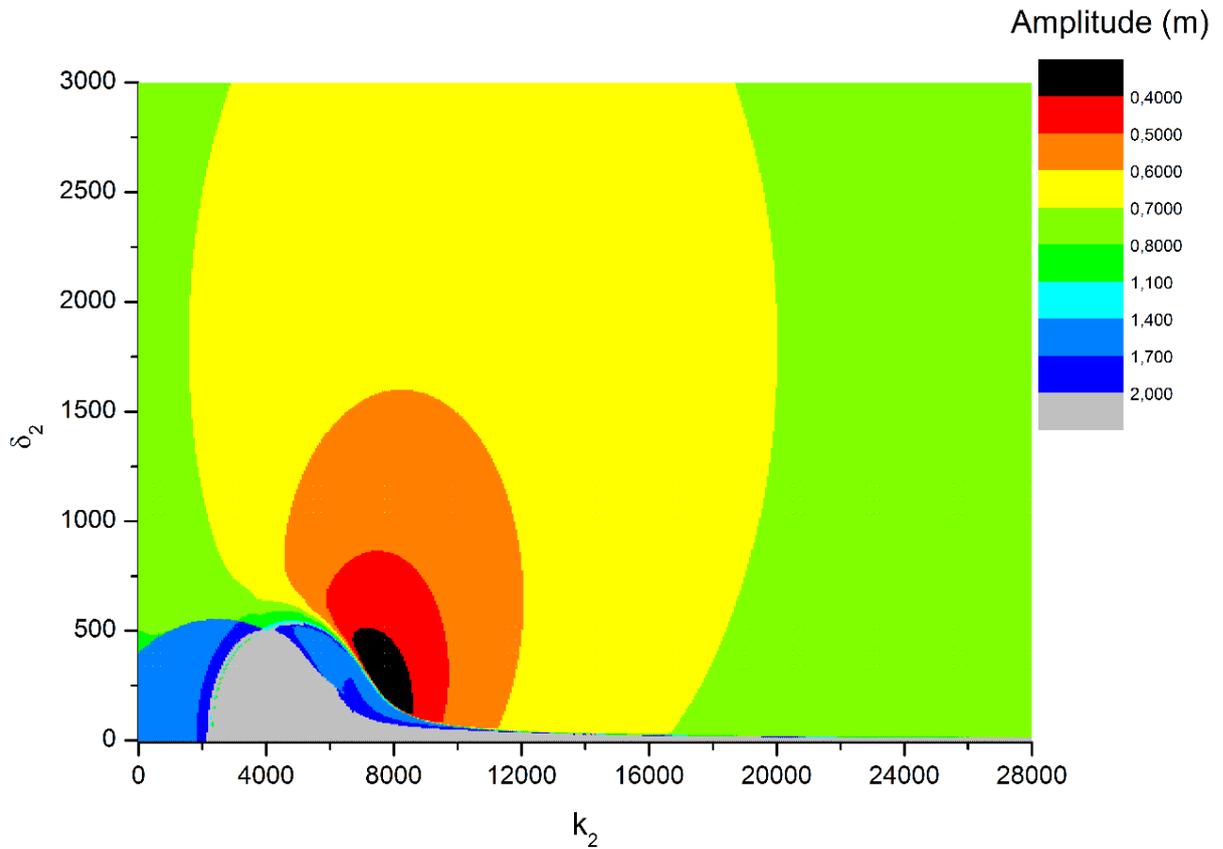


Figura 25 - Amplitude de oscilação da estrutura em função dos parâmetros de elasticidade e dissipação do atenuador $\mu=0,05$
Fonte: Autoria própria.

Observando o comportamento com $k_2 = 8000$, a amplitude, inicialmente, decresce abruptamente conforme δ_2 sofre incremento, após passar por uma região ótima, a amplitude torna a crescer de forma mais suave e linear, este fenômeno é característico deste tipo de sistema (massa-mola acoplado), conforme pode ser visto na figura 26 (SEDEM e KROETZ, 2015).

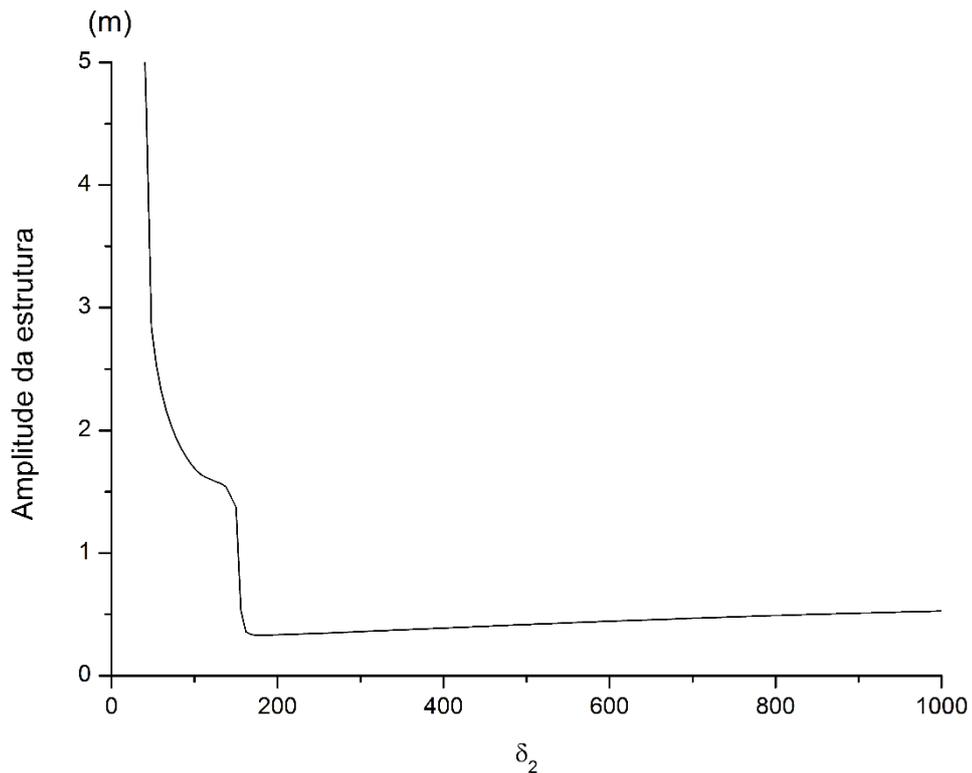


Figura 26 - Perfil típico de atenuação da amplitude da estrutura em função do acréscimo de dissipação no TMD
Fonte: Autoria própria.

Nota-se uma região ótima de atenuação na figura 25, que compreende o intervalo de valores entre a fronteira de 0,4 e 0,6 metros de amplitude. A região de cor preta representa os valores ótimos de dimensionamento (Amplitude < 0,4 m), logo, em uma primeira observação já teria sido obtido os parâmetros ótimos, porém é necessário estudar o comportamento do atenuador, visto que este poderá desenvolver grandes amplitudes de oscilação, de forma que inviabilize a sua implementação.

Para isso foi explorado os pares de parâmetros que correspondem a região ótima, de forma a obter também a amplitude de oscilação do *TMD*. Com isto tem-se as figuras 27 e 28

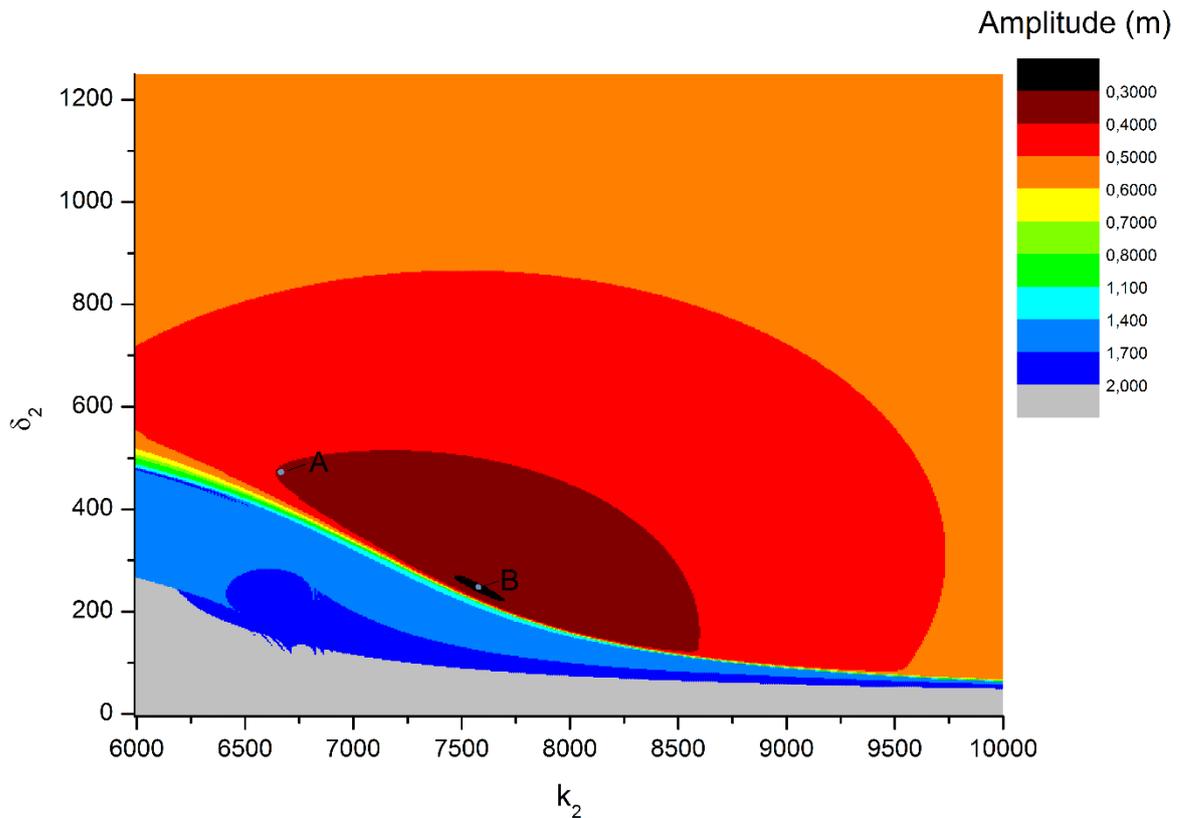


Figura 27 – Zoom da figura 25, demonstrando a região ótima
Fonte: Autoria própria.

A figura 27 caracteriza de uma maneira geral o comportamento do sistema. Pode-se separar este comportamento em duas partes, altas e baixas amplitudes. Note que há uma espécie de “linha imaginária” que divide estas regiões. A área que nos interessa, a de baixa amplitude de oscilação, se encontra acima desta “linha”. Note que a amplitude de oscilação cresce a partir da região preta, formando fronteiras em todas as direções. Isto nos fornece uma gama de parâmetros de dimensionamento que cumprem o objetivo de atenuar as oscilações. Visto que, quando a estrutura está sem *TMD* sofre deslocamentos da ordem de 1,5 metros, e com o emprego do atenuador este movimento passa para ordem de 0,3 metros.

Conforme abordado no início da seção, um dos problemas do uso do *TMD* é a grande amplitude que ele passa a experimentar. Portanto, há, inicialmente, dois critérios para escolha dos parâmetros de elasticidade e dissipação. O primeiro critério é atenuar as oscilações da estrutura, o seu objetivo, e o segundo é que a amplitude de oscilação do atenuador seja compatível com as limitações de espaço

físico a qual ficará disposto e até problemas de fadiga ou deformação plástica das molas.

Para o segundo critério foi obtido a figura 28, que representa, conforme a legenda, a amplitude de oscilação do *TMD*. Note que o comportamento é diferente da estrutura (a amplitude de oscilação cresce, principalmente, na direção vertical), portanto o acréscimo na atenuação da estrutura não terá um acréscimo da amplitude de oscilação do *TMD* na mesma proporção. Isto ocorreria se o comportamento do atenuador também demonstrasse um padrão de curvas de nível.

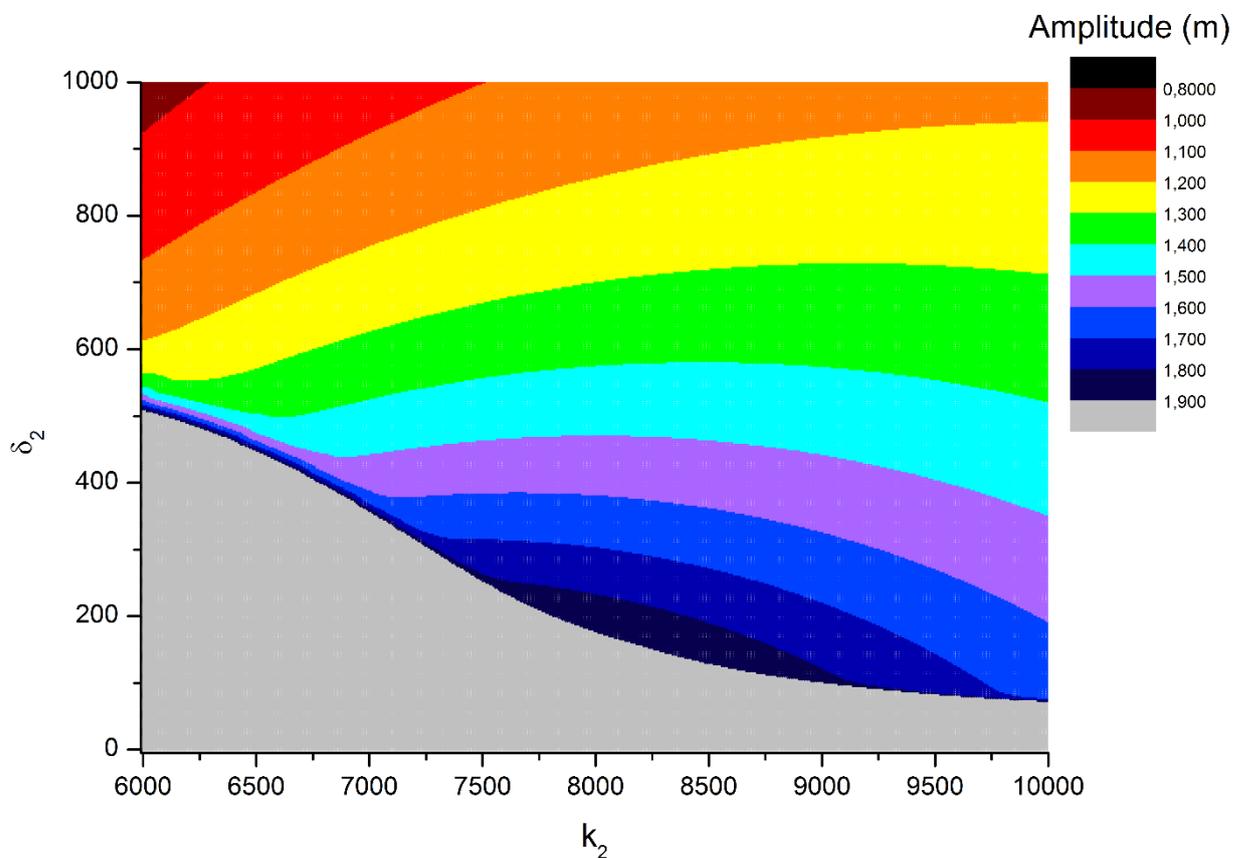


Figura 28 - Amplitude de oscilação do atenuador em função dos parâmetros de elasticidade e dissipação do mesmo. $\mu=0,05$
Fonte: Autoria própria.

Combinando estas curvas de nível da figura 27 com a figura 28, é possível estabelecer uma região otimizada, com maior equilíbrio entre a amplitude de oscilação da estrutura e do *TMD*, de forma ser possível cumprir o segundo critério de dimensionamento sem que haja perdas proporcionais de atenuação da estrutura, conforme a figura 29.

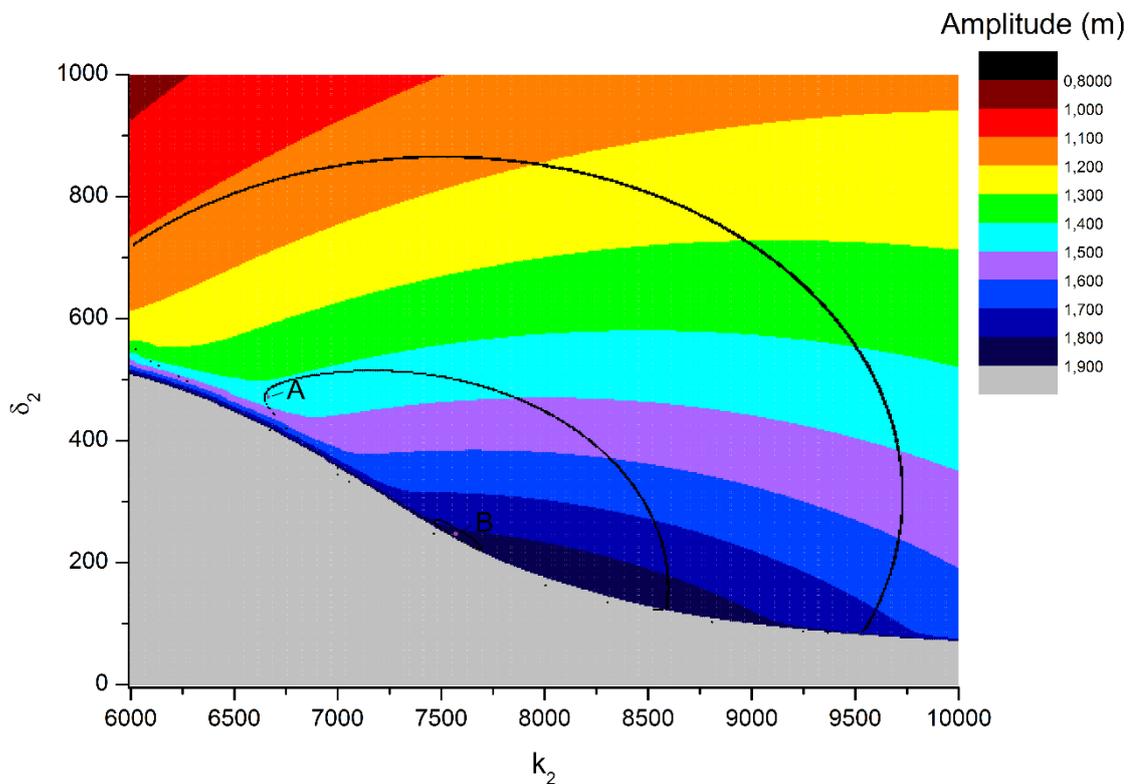


Figura 29 - Amplitude de oscilação do atenuador em função dos parâmetros de elasticidade e dissipação do mesmo com as curvas de nível sobrepostas. $\mu=0,05$
Fonte: Autoria própria.

Observando a figura 29, há três fronteiras (representadas na cor preta), a interna de 0,3 metro, a intermediária de 0,4 metro, e a externa de 0,5 metro de amplitude de oscilação. O ponto A foi escolhido para exemplificar um dimensionamento equilibrado, visto que, se comparado a região ótima (ponto B), houve uma perda de dez centímetros de atenuação, porém o atenuador passou a apresentar amplitude de oscilação, aproximadamente, 0,4 metro menor.

Este critério não é o objetivo principal da otimização, mas deve ser levado em conta pois é parte integrante do processo de viabilidade da implementação, e portanto específico de cada projeto.

Escolheu-se dois pares de parâmetros (ponto A e B), um com a maior porcentagem de atenuação (B), e um segundo com um bom equilíbrio entre amplitude do atenuador e da estrutura (A), conforme o quadro 1. Assim pode-se visualizar o desenvolvimento das oscilações, e eficiência do conjunto. A1 e A2 representam a amplitude de pico a pico da estrutura e do *TMD* respectivamente.

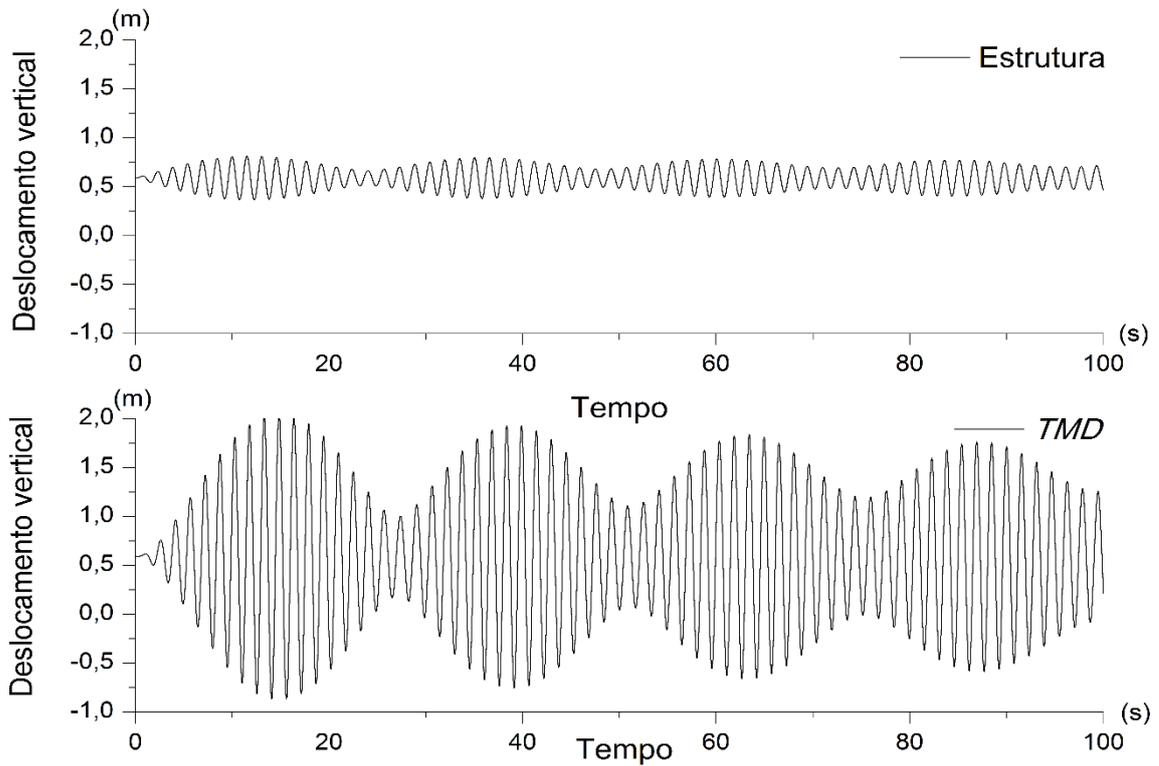


Figura 30 - Resposta dinâmica da estrutura e do *TMD* frente ação de vento, conforme legenda dos gráficos, com parâmetros do ponto A. $k_2 = 7565$, $\delta_2=247,5$ e $\mu=0,05$
Fonte: Autoria própria.

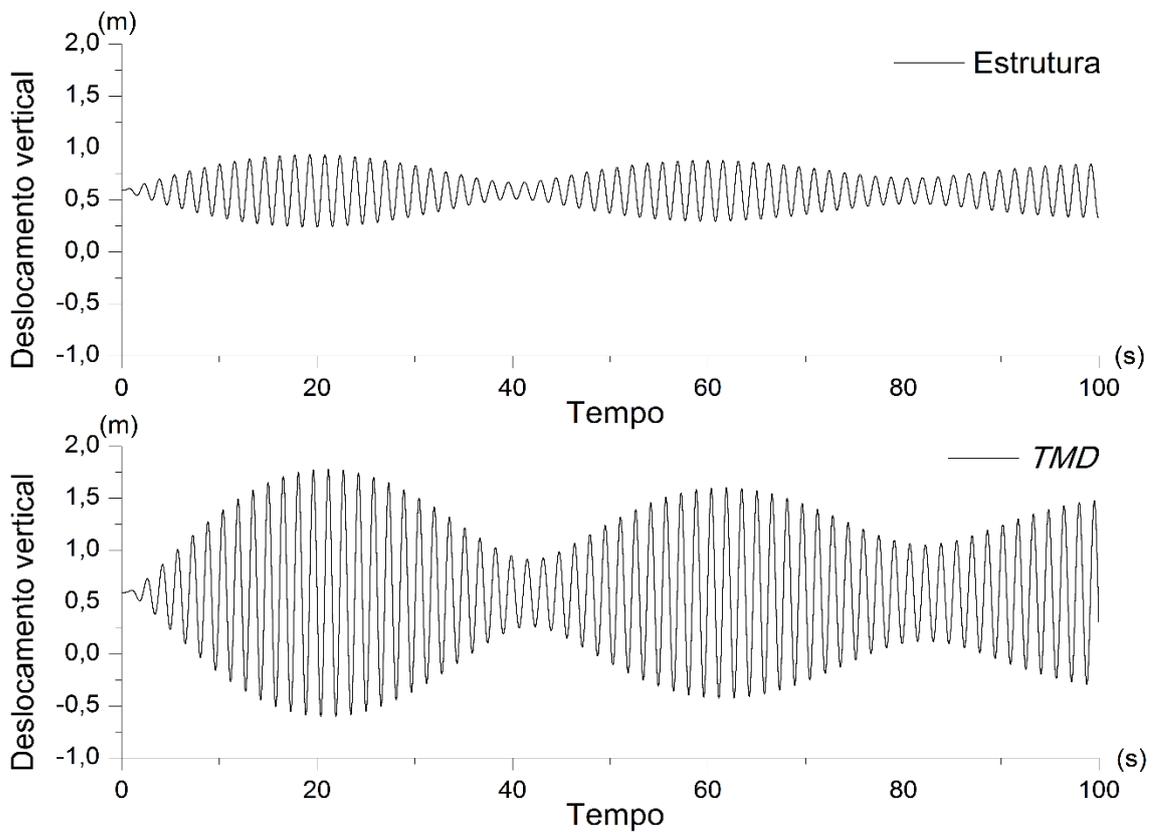


Figura 31 - Resposta dinâmica da estrutura e do *TMD* frente ação de vento, conforme legenda dos gráficos, com parâmetros do ponto A. $k_2 = 6664$, $\delta_2=485$ e $\mu=0,05$
Fonte: Autoria própria.

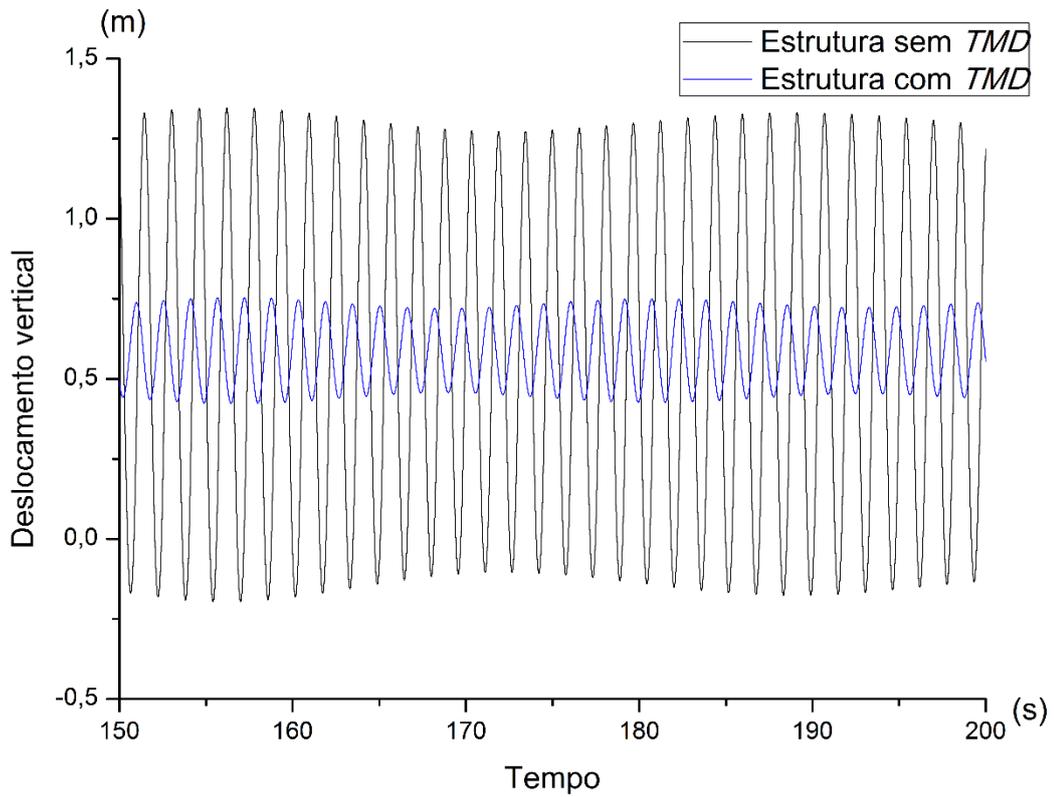


Figura 32 - Comparação da resposta da estrutura com e sem TMD, conforme indicado na legenda do gráfico, com parâmetros do ponto A $k_2 = 7565$, $\delta_2=247,5$ e $\mu=0,05$
Fonte: Autoria própria.

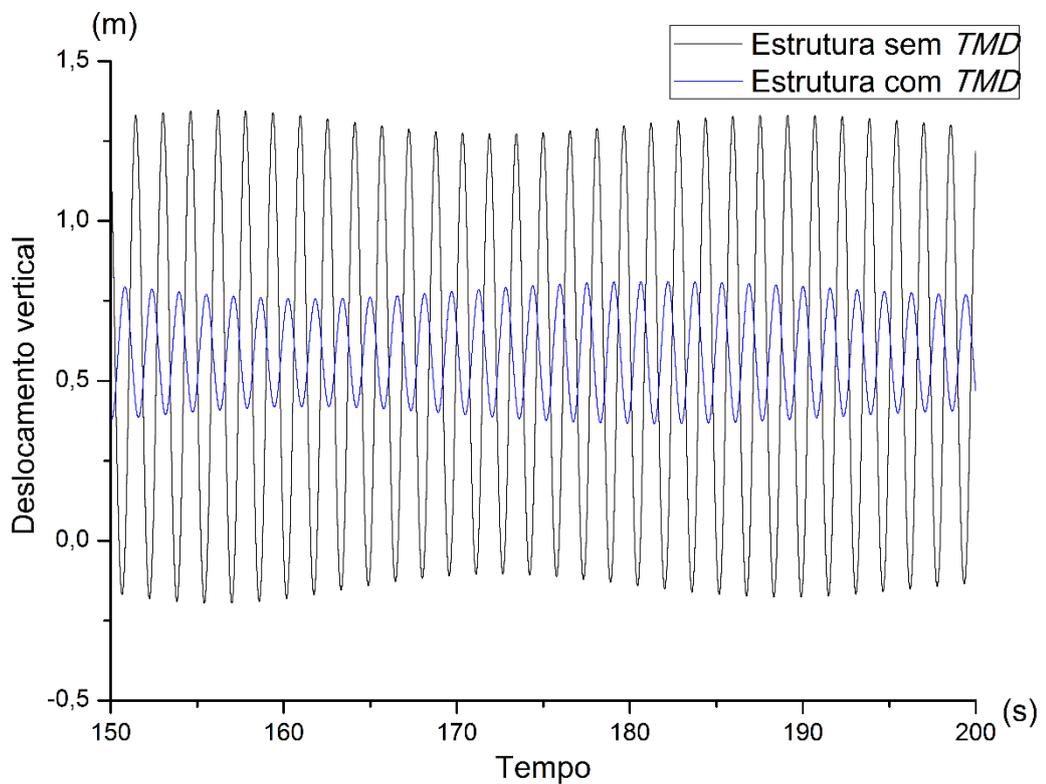


Figura 33 - Comparação da resposta da estrutura com e sem TMD, conforme indicado na legenda do gráfico, com parâmetros do ponto B. $k_2 = 6664$, $\delta_2=485$ e $\mu=0,05$
Fonte: Autoria própria.

k_2 (N/m)	δ_2 (N.s/m)	A1 (m)	A2 (m)
7565	247,5	0,297	1,833
6664	485	0,400	1,423

Quadro 1 - Pares de parâmetros escolhidos para visualização mais detalhada do comportamento dinâmico
Fonte: Autoria própria.

Na figura 30 é possível observar o caso do ponto B, para $k_2 = 7565 \text{ N/m}$ e $\delta_2 = 247,5 \text{ N.s/m}$, e na figura 31 o caso para o ponto A $k_2 = 6664 \text{ N/m}$ e $\delta_2 = 485 \text{ N.s/m}$. A escala dos eixos em ambas as figuras foram mantidas as mesmas para melhor comparação entre os casos.

É comparado as atenuações da estrutura com e sem *TMD* na figura 32 e 33 para os casos indicados na legenda das figuras. Pode-se notar um decréscimo considerável das oscilações, na ordem de 79,6% para o caso mais eficiente e de 72,6% para o caso com um bom “custo x benefício”.

Estes resultados são válidos, pois as amplitudes desenvolvidas pela estrutura não atenuada estão de acordo com os relatos bibliográficos que prescindiram a ruína da Ponte de Tacoma Narrows, além de ser um modelo já utilizado por outros autores. A eficiência também é condizente com os relatos teóricos e práticos, já citados na seção 3 deste trabalho.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo principal analisar a eficiência do *TMD* acoplado a uma estrutura pênsil, levando em conta os conhecimentos prévios de autores importantes que foram expostos no levantamento bibliográfico. Após finalizado a pesquisa bibliográfica realizou-se a modelagem numérica da estrutura baseada no modelo de Doole e Hogan (1996) com as considerações de Freitas (2003). Concluída esta etapa acoplou-se o atenuador na estrutura e então analisou-se o comportamento da estrutura com e sem o *TMD*, de forma que foi possível obter parâmetros de dimensionamento do atenuador que satisfazem o objetivo principal do trabalho.

Em meio deste caminho, nota-se que há um bom panorama de parâmetros que atenuam as oscilações da estrutura, podendo o projetista escolher os que melhor satisfazem os requisitos de viabilidade. Neste trabalho, foi analisada a ponte de Tacoma Narrows, que ruiu devido a grandes oscilações causadas pela ação do vento. Porém o sistema pode ser alimentado por qualquer ponte que satisfaça as considerações do modelo dinâmico, em geral pontes suspensas.

Os resultados foram satisfatórios, chegando a quase 80% de eficiência, provando que o emprego de atenuadores maciços ajustáveis são uma boa escolha para resolver problemas de oscilação, que também podem ter origem em efeitos de cargas móveis, como pedestres, automóveis e trens.

Uma proposta para continuidade deste trabalho é refazer os resultados baseando-se em outras pontes, de forma a conseguir parâmetros ótimos para cada caso, e então formular uma equação de otimização, em função de dados de projeto das pontes, como elasticidade dos tirantes e tabuleiro, dissipação e frequência natural de oscilação.

REFERÊNCIAS

BARBOSA, F. de S. **Modelagem Computacional de Estruturas com Camadas Viscoelásticas Amortecedoras**, Tese de Doutorado, PEC-COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2000

BACHMANN, H.,WEBER, B. **Tuned vibration absorbers for “lively” structures**. Structural Engineering International, 1995, ed. 5 (1) pg. 31–36.

BATTISTA, R. C., PFEIL, M. S. **Múltiplos atenuadores dinâmicos sincronizados para controle das oscilações induzidas pelo vento na Ponte Rio-Niterói**. (Artigo Científico) Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, Passo Fundo, jan./abr. 2005, v.2, n.1, p.73-95.

BIRAJDAR, B. G., SHINGANA, A. D., JAIN, J. A. **Wind analysis of Suspension and Cable Stayed Bridges using Computational Fluid Dynamics**. (Artigo Científico) Advances in Structural Engineering, Dynamics v.2, 2015, n.1, p. 1419-1430.

BRASIL, R. M. L. R. F., SILVA, M. A. **Introdução a Dinâmica das Estruturas: Para engenharia civil**. São Paulo, Editora Edgard Blucher Ltda, 2013,

BISPLINGHOFF, R.L. & ASHLEY,H. **Principles of Aeroelasticity**,Dover Publications Inc, 1962, Estados Unidos da América.

CHAMPNEYS, A.; DI BERNARDO, M.; BUDD, C. **Piecewise-smooth Dynamical Systems - Theory and Applications**. 1 ed, 2007. Berlin, Springer-Verlag.

CHASTEAU V.A.L. **The use of tuned vibration absorbers to reduce wind excited oscillations of a steel footbridge**, The Civil Engineer in South Africa, 1973, ed. 15 (6) pg. 147–154.

CHOPRA, A, K. **Dynamic of structures: Theory and applications to earthquake engineering**. Boston, Pearson Publications, 2012, ed. 4.

COSSOLINO L,C, PEREIRA A.H.A. **Amortecimento: classificação e métodos de determinação**. (Informativo Técnico-Científico ITC04). ATCP Engenharia Física. São Carlos. Brasil, 2010.

DEN HARTOG J.P. **Mechanical Vibrations**, Dover Publications, New York, 1985.

DOOLE, S. H, HOGAN ,S.J. **A piecewise-linear suspension bridge model: nonlinear dynamics and orbit continuation**, Dynamics and Stability of Systems, 1996, 11 (1).

DOWELL, E, H. **A Modern Course in Aeroelasticity**: Fifth Revised and Enlarged Edition. Springer, Estados Unidos da América, 2014.

ELVEY, J. S. N. **On the elimination of destabilizing motions of articulated mooring towers under steady sea conditions**. *IMA J. Appl. Maths.* 1983, v. 31, p. 235-251.

FUNG, Y.C. **The theory of aeroelasticity**. John Wiley & Sons Inc, 1955, Estados Unidos da América.

FRAHM. H, **Device for damping vibrations of bodies**, US Patent nº 989958, 1909.

FREITAS, M. S. T. de. **Dinâmica não-linear e caos em Osciladores lineares por partes**. Tese do curso de Pós-Graduação em Física da Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2003.

GIL. A. C. **Métodos e técnicas de pesquisa social**. Editora Atlas S.A, São Paulo, 2008, ed. 6.

KÁRMÁN, v. T. **Aerodynamics: Selected topics in Light of Their Historical Development**, New York, McGraw-Hill, 1963

MAZARIM, D. M. **Histórico das pontes estaiadas e sua aplicação no brasil**. Dissertação. Escola Politécnica da USP, 2011.

MOUTINHO, C. **Análise Experimental da eficiência de TMDS para a atenuação da resposta sísmica de estruturas de edifícios**. In 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2004.

NAKAMURA Y. **Video flow visualization of bluff-body flutter**. , Kyushu University, Research Institute of Applied Mechanics, private communication, March 1994, Vol. 1, No. 3, Long-Span Bridge.

ORMONDROYD J., DEN HARTOG J. P. **The theory of the dynamic vibration absorber**. Journal of Applied Mechanics APM-50-7, 1928 pg. 9–22.

O'CONNOR, C. **Pontes – Superestruturas**, 1976, Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro.

PLAUT R. H. **Snap loads and torsional oscillations of the original Tacoma Narrows Bridge**. Journal of Sound and Vibration, 2008, v. 309, pg 613–636

PINHEIRO, M. A. S. **Absorção pendular não-linear para redução de vibrações em torres esbeltas**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

SENE, F., KROETZ, T. **Osciladores Bilineares Aplicados a Absorvedores Maciços Ajustáveis**, In: XX Seminário de Iniciação Científica e Tecnológica, 2015, Campo Mourão.

SOONG T.T., SPENCER B.F. Jr **Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the- Practice**, Engineering Structures, 2002, ed. 24, pg. 243–259.

TENG WU, AHSAN KAREEM. **Bridge aerodynamics and aeroelasticity: A comparison of modeling schemes** Journal of Fluids and Structures 43 (2013) 347–370

THOMPSON J. M. T.; ELVEY J. S. N. **Elimination of sub-harmonic resonances of compliant marine structures**. *Int. J. Mech. Sci.*, 1984. v. 26, n. 6-8, p. 419-426.

TIMOSHENKO S.P. **Resistência dos Materiais**. Livros Técnicos e Científicos, São Paulo, 1977.

TROITSKY, M.S. **Cable-Stayed bridges: theory and design**, Londres, Crosby Lockwood Staples, 1977, ed. xi, pg 385.

WANG, J. F., LIN, C. C., CHEN, B. L. **Vibration suppression for high-speed railway bridges using tuned mass dampers**. International Journal of Solids and Structures ed. 40, 2003, pg 465–491.

YAU J.D., YANG Y.B. **Vibration reduction for cable-stayed bridges traveled by high-speed trains**. Finite Elements in Analysis and Design, ed. 40, 2004, pg 341–359.