

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL – Mestrado

FILIFE BITTENCOURT FIGUEIREDO

ANÁLISE DINÂMICA DA FREQUENCIA NATURAL DE
UMA VIGA EM CONCRETO ARMADO

MARINGÁ
2016

FILIFE BITTENCOURT FIGUEIREDO

**ANÁLISE DINÂMICA DA FREQUENCIA NATURAL DE UMA
VIGA EM CONCRETO ARMADO**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Vanalli

MARINGÁ
2016

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá, PR, Brasil)

F475a Figueiredo, Filipe Bittencourt
Análise dinâmica da frequência natural de uma viga em concreto armado / Filipe Bittencourt Figueiredo. -- Maringá, 2016.
107 f. : il. color., figs., tabs.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Vanalli.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2016.

1. Análise Dinâmica - Estrutura de concreto. 2. Frequência Natural. 3. Vigas de Concreto Armado. I. Vanalli, Leandro, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 21.ed. 624.1834

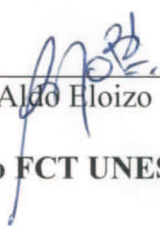
GV5-003710

FILIPPE BITTENCOURT FIGUEIREDO

ANÁLISE DINÂMICA DA FREQUÊNCIA NATURAL DE UMA
VIGA EM CONCRETO ARMADO

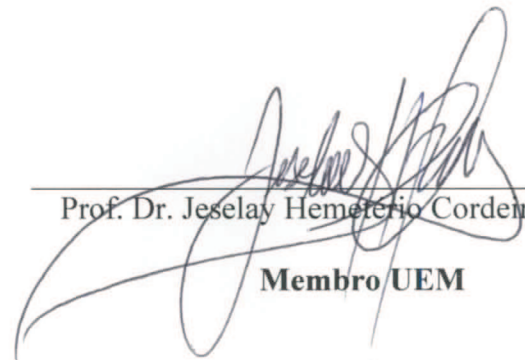
Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas, para obtenção do título de Mestre.

APROVADA em 26 de agosto de 2016.



Prof. Dr. Aldo Eloizo Job

Membro FCT UNESP



Prof. Dr. Jeselay Hemetério Cordero dos Reis

Membro UEM



Prof. Dr. Leandro Vanalli

Orientador UEM

À minha família pelo constante apoio e incentivo
ao longo desta caminhada.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por toda sua grandeza, bondade e sabedoria que permitiu que eu chegasse até aqui.

A minha esposa Nathalia L. B. Figueiredo pelo apoio, compreensão, amor e todo companheirismo acreditando e me incentivando diante das dificuldades encontradas no decorrer do caminho.

Aos meus pais, Ana Valeska e Wilson pelo carinho, incentivo e principalmente pelo exemplo. Aos meus irmãos e irmãs que tanto amo.

Ao Professor Dr. Leandro Vanalli pela orientação, conselhos, amizade, paciência e por acreditar neste trabalho.

À Universidade Estadual de Maringá pelo suporte e estrutura física e aos seus professores que tão voluntariosamente dividiram seus conhecimentos e nos levaram a um patamar superior em conhecimento e pesquisa, com dedicação e empenho.

Aos Prof. Me Amaro dos Santos e Prof. Me César Berci pela ajuda técnica no desenvolvimento dos ensaios experimentais tão importantes para este trabalho.

Aos funcionários do laboratório pela disposição e dedicação nos ensaios práticos, modelagem, transporte e fixação da viga.

A ciência é uma mescla de dúvida e certeza. O bom cientista é arrogantemente humilde, o que não se reduz a um mero jogo de palavras: arrogante em relação ao método e humilde quanto à fé no seu conhecimento.

Bachrach

RESUMO

Este trabalho teve como objetivo apresentar algumas das metodologias empregadas na determinação da frequência natural das estruturas. Para tanto, escolheu-se como objeto de estudo uma viga biapoiada em concreto armado. O estudo da dinâmica das estruturas se justifica por existir uma grande preocupação com a ocorrência de vibrações excessivas, indesejáveis do ponto de vista estrutural, já que podem causar danos na estrutura devido ao alto valor dos esforços solicitantes provocados. Assim, para o conhecimento dos modos de vibração de uma viga biapoiada em concreto armado validou-se uma metodologia de análise no programa ABAQUS®. Após a validação da metodologia da análise por simples comparação entre outros exemplos na literatura, modelou-se em laboratório uma viga para ensaio dos modos de vibração experimental com auxílio de um aparelho piezoelétrico do tipo acelerômetro ADXL 345 para medição das acelerações instantâneas. Posteriormente as medições foram utilizadas o MATLAB® para fazer a transformada de Fourier e encontrar as frequências naturais e só assim compara-las aos valores simulados numericamente pelo ABAQUS®. Os resultados desta pesquisa demonstraram-se satisfatórios, validando a análise com utilização de sensores do tipo acelerômetro e a modelagem numérica pelo ABAQUS® e que poderia ser aplicada para o estudo em estruturas mais complexas.

Palavras-chave: Análise Dinâmica. Frequência Natural. Vigas de Concreto Armado.

ABSTRACT

This study aimed to present some of the methodologies used in determining the natural frequency of structures. For this, he was chosen as an object of study one simply supported beam in reinforced concrete. The study of the dynamics of the structures is justified because there is a great concern with the occurrence of excessive vibration, undesirable from a structural point of view, since they can damage the structure due to the high value of the induced internal forces. Thus, to the knowledge of the modes of vibration of a simply supported beam reinforced concrete validated by an analysis methodology in ABAQUS® program. After the validation of analytical methodology by simple comparison of other examples in the literature, modeled in the laboratory a beam for testing of experimental vibration modes with the aid of a piezoelectric device accelerometer type ADXL 345 for measuring the instantaneous accelerations. Posteriorly the measurements was used MATLAB® to make the Fourier transform and find the natural frequencies and only then compares them to the simulated values numerically by ABAQUS®. The results of this research have shown to be satisfactory, validating the analysis with use of the accelerometer type sensors and numerical modeling by ABAQUS® and that could be applied to the study of more complex structures.

Key-words: Dynamic Analysis. Natural frequency. Beams of Reinforced Concrete.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1- DINÂMICA DA ESTRUTURA SUJEITA A AÇÃO NATURAL DOS CARREGAMENTOS	16
FIGURA 1.2- COLAPSO DA PONTE DE TACOMA	17
FIGURA 1.3- SIMULAÇÃO NUMÉRICA DA ESTRUTURA ATRAVÉS DE SOFTWARE DE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	17
FIGURA 3. 1– ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DA AMPLITUDE DE OSCILAÇÃO DE UMA PONTE SOB O EFEITO DE RESSONÂNCIA.	27
FIGURA 3.2 PONTE TACOMA NARROWS EM 1940.....	29
FIGURA 3.3 - PONTE TACOMA NARROWS EM COLAPSO	31
FIGURA 3.4 - PASSARELA MILLENNIUM, INGLATERRA.....	32
FIGURA 3.5- PONTE ERASMUS, HOLANDA.....	33
FIGURA 4. 1– TIPOS DE ONDAS SÍSMICAS.....	38
FIGURA 4. 2– MAPEAMENTO DA ACELERAÇÃO SÍSMICA HORIZONTAL CARACTERÍSTICA NO BRASIL PARA TERRENOS DA CLASSE B (“ROCHA”)	41
FIGURA 4. 3– MAPA DAS ISOPLETAS DE VELOCIDADE BÁSICA DOS VENTOS EM M/S.	44
FIGURA 4.4– FATORES TOPOGRÁFICOS PARA TALUDES E MORROS.....	45
FIGURA 4. 5 – COEFICIENTE DE ARRASTO PARA VENTO DE (A) BAIXA TURBULÊNCIA E (B) ALTA TURBULÊNCIA.	53
FIGURA 4. 6 - CICLOVIA DO RIO DE JANEIRO	55
FIGURA 5. 1- SISTEMA PASSIVO APLICADO A PONTE RIO-NITERÓI	57
FIGURA 5. 2 - NEUTRALIZADOR DE VIBRAÇÕES COM 1 GDL (SISTEMA MASSA-MOLA	57
FIGURA 5. 3- REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO SISTEMA	58
FIGURA 5. 4- EXEMPLO DE SISTEMA DE ISOLAMENTO NAS PONTES SOB TABULEIROS.....	59
FIGURA 5. 5- ESQUEMA DE CONTROLE ATIVO DE MALHA ABERTA	60
FIGURA 5. 6- ESQUEMA DE CONTROLE ATIVO DE MALHA FECHADA.....	60
FIGURA 5. 7- EDIFÍCIO SENDAGAYA INTES E AMH	61
FIGURA 5. 8- ESQUEMA DO FUNCIONAMENTO DO CONTROLE HÍBRIDO.....	62
FIGURA 5. 9- ESQUEMA DO FUNCIONAMENTO SEMI-ATIVO.....	63
FIGURA 5. 10- PONTE WALNUT CREEK	63
FIGURA 5. 11- VIGA BIAPOIADA.....	67
FIGURA 5. 12- MODOS DE VIBRAÇÃO DA VIGA BIAPOIADA	68
FIGURA 5. 13- VIGA ENGASTADA LIVRE	69
FIGURA 5. 14- MODOS DE VIBRAÇÃO DA VIGA ENGASTADA LIVRE	70
FIGURA 5. 15- REPRESENTAÇÃO DE UMA VIGA BIENGASTADAS COM DOIS GRAUS DE LIBERDADE	70
FIGURA 6. 1 - FREQUÊNCIAS NATURAIS DA VIGA OBTIDA PELO MEF	74
FIGURA 6. 2 - INTERFACE DO ABAQUS [®] , NA IMPLEMENTAÇÃO DA VIGA DE MENÃO (2014)..	75
FIGURA 6. 3 - PRIMEIRO MODO DE FREQUÊNCIA DA VIGA DE MENÃO (2014) NO ABAQUS.....	75
FIGURA 6. 4- SEGUNDO MODO DE VIBRAÇÃO DA VIGA DE MENÃO (2014).....	76
FIGURA 6. 5- TERCEIRO MODO DE VIBRAÇÃO DA VIGA DE MENÃO (2014)	76
FIGURA 6. 6- QUARTO MODO DE VIBRAÇÃO DA VIGA DE MENÃO (2014).	77
FIGURA 6. 7- QUINTO MODO DE VIBRAÇÃO DA VIGA DE MENÃO (2014)	77

FIGURA 6. 8- COMPARAÇÃO ENTRE OS MODOS DE VIBRAÇÃO DO ABAQUS® COM CREO®	78
FIGURA 6. 9- VIGA COM A CRIAÇÃO DOS SENSORES APÓS A CRIAÇÃO DA MALHA NO ANSYS®	79
FIGURA 6. 10- VIGA EXPERIMENTAL DE PRAZZO (2011).	79
FIGURA 6. 11- VIGA DE CONCRETO ARMADO MODELADA NO ABAQUS.....	82
FIGURA 6. 12- VIGA DE CONCRETO ARMADO NA CONDIÇÃO DE BIAPOIADA SOBRE A MESA DE REAÇÃO.....	82
FIGURA 6. 13- CONDIÇÕES DE APOIO DA VIGA A) APOIO DE SEGUNDO GÊNERO (FIXO) B) APOIO DE PRIMEIRO GÊNERO (MÓVEL).	82
FIGURA 6. 14- ACELERÔMETRO ADXL345.....	84
FIGURA 6. 15- FASE DE TESTES DO ACELERÔMETRO.....	85
FIGURA 6. 16- INTERFACE DO APLICATIVO PARA LEITURA DE ACELERAÇÃO INSTANTÂNEA.....	86
FIGURA 7. 1- PRIMEIRO MODO DE VIBRAÇÃO DA VIGA DE CONCRETO.....	87
FIGURA 7. 2- SEGUNDO MODO DE VIBRAÇÃO DA VIGA DE CONCRETO.....	87
FIGURA 7. 3- TERCEIRO MODO DE VIBRAÇÃO DA VIGA DE CONCRETO.....	88

LISTA DE TABELAS

TABELA 4. 1– TIPOS DE TERRENO	40
TABELA 4. 2– PARÂMETROS METEOROLÓGICOS PARA O FATOR S2	49
TABELA 4. 3– VALORES MÍNIMOS DO FATOR ESTATÍSTICO S3.	51

LISTA DE QUADROS

QUADRO 3. 1- FREQUÊNCIA CRÍTICA PARA VIBRAÇÕES VERTICAIS PARA ALGUNS CASOS ESPECIAIS DE ESTRUTURAS SUBMETIDAS A VIBRAÇÕES PELA AÇÃO DE PESSOAS.	25
QUADRO 3. 2- CLASSIFICAÇÃO LIMITE DE VELOCIDADE E FREQUÊNCIA DE VIBRAÇÃO EM ESTRUTURAS	26
QUADRO 4. 1- ZONAS SÍSMICAS.....	41
QUADRO 4. 2- VALORES PARA O FATOR S_2	50
QUADRO 5. 1- CONDIÇÕES DE CONTORNO PARA VIGA ENGASTADA LIVRE	69
QUADRO 6. 1- PARÂMETROS DA VIGA DE MENÃO (2014)	73
QUADRO 6. 2- FREQUÊNCIAS NATURAIS PARA VIGA DE MENÃO (2014).....	73
QUADRO 6. 3- COMPARATIVO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS OBTIDAS PELOS DIFERENTES PROCESSOS.....	78
QUADRO 6. 4- PARÂMETROS DA VIGA DE PRAZZO (2011).....	80
QUADRO 6. 5- COMPARATIVO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS OBTIDAS PELOS DIFERENTES PROCESSOS.....	80
QUADRO 6. 6- PARÂMETROS PARA VIGA DE CONCRETO	81

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 7. 1 - FREQUÊNCIA NUMÉRICA DA VIGA DE CONCRETO ARMADO	88
GRÁFICO 7. 2 MODOS DE ACELERAÇÃO DA VIGA EM SUA FREQUÊNCIA NATURAL DO ENSAIO EXPERIMENTAL	89
GRÁFICO 7. 3- MODOS DE ACELERAÇÃO DA VIGA SUBMETIDA A UMA VIBRAÇÃO FORÇADA	90
GRÁFICO 7. 4- - COMPARATIVO ENTRE OS MODOS DE ACELERAÇÃO DA VIGA EM RELAÇÃO AO EIXO X.....	91
GRÁFICO 7. 5- COMPARATIVO ENTRE OS MODOS DE ACELERAÇÃO DA VIGA EM RELAÇÃO AO EIXO Y.	91
GRÁFICO 7. 6- FREQUÊNCIA EXPERIMENTAL DA VIGA DE CONCRETO.....	92

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
2	OBJETIVOS	19
	2.1 OBJETIVO GERAL	19
	2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	20
3	REVISÃO DE LITERATURA	21
	3.1 VIBRAÇÃO	21
	3.1.1 <i>Tipos de vibrações</i>	21
	3.1.1.1 <i>Vibração livre</i>	21
	3.1.1.2 <i>Vibração forçada</i>	21
	3.1.1.3 <i>Vibração amortecida e não amortecida</i>	22
	3.1.1.4 <i>Vibração linear</i>	22
	3.1.1.5 <i>Vibração não linear</i>	22
	3.1.1.6 <i>Vibração determinística</i>	22
	3.1.1.7 <i>Vibração aleatória</i>	22
	3.2 FREQUÊNCIA NATURAL	22
	3.3 DEFINIÇÃO DE SISTEMAS CONTÍNUOS E DISCRETOS	23
	3.4 ENSAIOS DINÂMICOS E TIPOS DE ENSAIOS DINÂMICOS	23
	3.5 PROBLEMA DE VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS	24
	3.5.1 <i>Estado limite de vibração excessiva</i>	24
	3.5.2 <i>Estado limite último de fadiga</i>	25
	3.5.3 - <i>Parâmetros internacionais de vibração</i>	25
	3.5.4 <i>Fenômenos causados por vibrações</i>	26
4	AÇÕES DINÂMICAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	33
	4.1 AÇÕES SÍSMICAS	37
	4.1.1 <i>Ondas sísmicas</i>	37
	4.1.2 <i>Classificação do solo quanto a ação sísmica</i>	39
	4.1.3 <i>Zoneamento sísmico brasileiro</i>	40
	4.1.4 <i>Requisitos fundamentais do comportamento</i>	42
	4.2 EFEITO DINÂMICO DEVIDO AÇÃO DO VENTO	42
	4.3 AÇÃO DINÂMICA DE CARGAS MÓVEIS	53
	4.4 EFEITO DINÂMICO DE ACELERAÇÃO E FRENAGEM	54
	4.5 AÇÃO DINÂMICA DO MOVIMENTO DAS ÁGUAS	54
5	MONITORAMENTO DE VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS	55
	5.1 TIPOS DE SISTEMAS DE CONTROLE	56
	5.1.1 <i>Controle Passivo</i>	56
	5.1.2 <i>Controle Ativo</i>	59
	5.1.3 <i>Controle Híbrido</i>	61
	5.1.4 <i>Controle Semiativo</i>	62
	5.2- PADRÕES E NORMAS NACIONAIS E INTERNACIONAIS APLICÁVEIS	64
	5.2.1 <i>Processo de análise analítica para os efeitos dinâmicos</i>	65
6	MODELAGEM DO SISTEMA NUMÉRICO	71

6.1- VALIDAÇÃO DA MODELAGEM NO ABAQUS®	72
6.2 ANÁLISE MODAL COM ACELERÔMETROS	83
7 RESULTADOS E DISCUSSÃO	87
8. CONCLUSÃO	94
REFERÊNCIAS.....	96

1 INTRODUÇÃO

A engenharia de estruturas é uma área de grande importância na construção civil, uma vez que sua essência é o estudo do comportamento mecânico e do dimensionamento dos elementos estruturais que compõe os mais diferentes tipos de projetos de edificações. As estruturas em geral são sistemas físicos constituídas por elementos estruturais, por meio dos quais, as cargas são transmitidas, desde o topo das edificações até as fundações e por fim dissipadas no solo (SORIANO e LIMA, 2006). Uma estrutura deve ser capaz de suportar as solicitações que são impostas durante a vida útil e pode ser construída a partir de diversos tipos de materiais existentes, convencionais e não convencionais (novos materiais sintéticos, fibras de vegetais entre outros).

Um projeto estrutural deve visar em sua concepção satisfazer suas condições de utilização, de segurança, ambientais, construtivas, legais, estéticas e econômicas. (MARTHA, 2010). A idealização de uma estrutura é dada a partir da construção de equações matemáticas, as quais devem ser capazes de expressar um comportamento o mais próximo possível do seu comportamento real. É de responsabilidade do engenheiro, conceber esse modelo e fazer a análise crítica de sua importância a partir do comportamento da estrutura pré-estabelecido sob a ação de solicitações externas e a partir de normas regulamentadoras (SORIANO e LIMA, 2006).

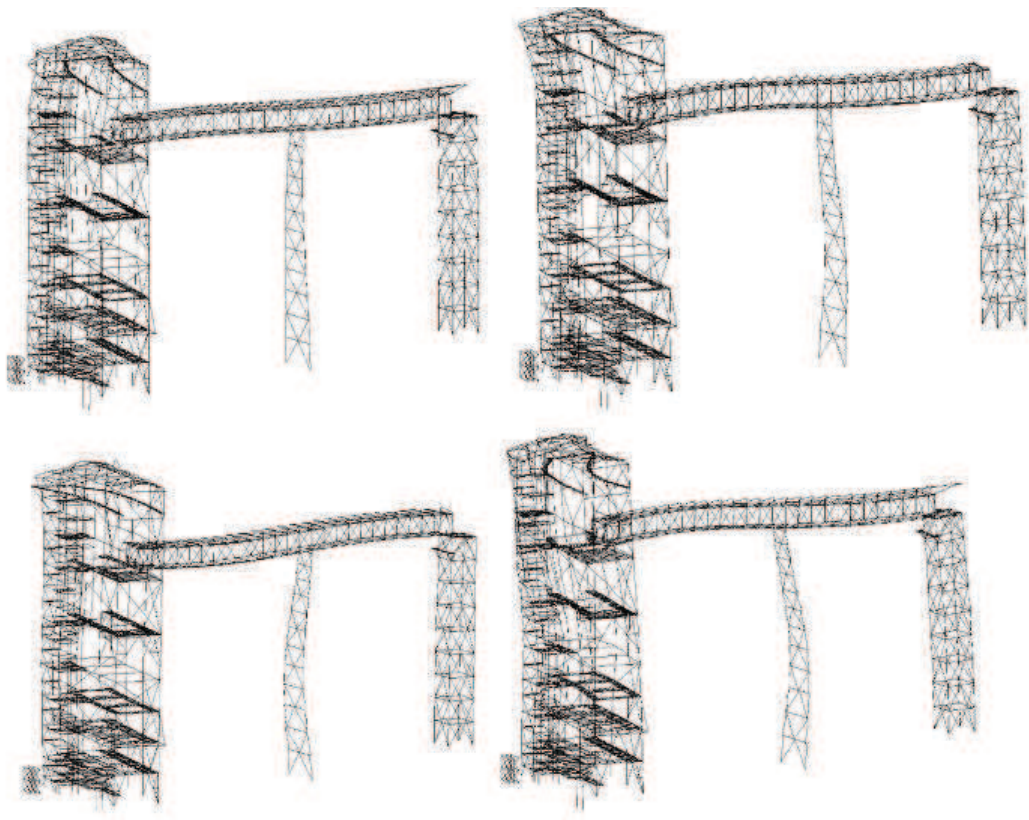
Para Popov, 1990 e Monleón, 1999, elemento estrutural é cada uma das partes diferenciadas ainda que vinculadas nas quais podem ser divididas em uma estrutura para efeitos de seu projeto. Entre os elementos geralmente utilizados, destacam-se as lajes, as vigas e os pilares. Em especial o estudo das respostas estáticas e dinâmicas em vigas, sob a ação de várias condições de carga, é muito útil para a modelagem e análise do comportamento de estruturas mais reais e complexas sujeitas a carregamentos similares.

Neste contexto, a análise estrutural dinâmica completa tem por finalidade quantificar os esforços internos, as velocidades, as acelerações, os deslocamentos, frequências e modos de vibração, que são desenvolvidos em qualquer sistema estrutural, quando o mesmo é submetido a um carregamento arbitrário, cuja intensidade, direção e sentido variem com o tempo (RODRIGUES, 1997).

Essas ações que usualmente variam com tempo (posição, direção e/ou sentido) são denominadas como dinâmicas em caso de desenvolvimento de forças de inércias relevantes. Podem ser provenientes de atividade humana (como correr, pular, dançar), de equipamentos móveis como veículos e pontes rolantes ou partes móveis (vibradores, compactadores, turbinas entre outros) e também proveniente da ação do vento, explosões, ondas marítimas e

sismos. "Tais ações provocam sobre a estrutura vibrações que não só podem danificá-la como provocar fadiga de seus materiais e afetar a utilidade destas no que se refere ao conforto de seus usuários e ao funcionamento de equipamentos suportados pelas mesmas." (SORIANO, 2014, p. 1).

Figura 1.1 Dinâmica da estrutura sujeita a ação natural dos carregamentos



Fonte: www.kot.com.br.

Na dinâmica de estruturas, uma grande preocupação é a ocorrência de vibrações excessivas, indesejáveis do ponto de vista estrutural, já que podem causar danos na estrutura devido ao alto valor dos esforços solicitantes provocados. As vibrações também podem comprometer sua segurança (LARA, 2007).

Figura 1.2 Colapso da Ponte de Tacoma

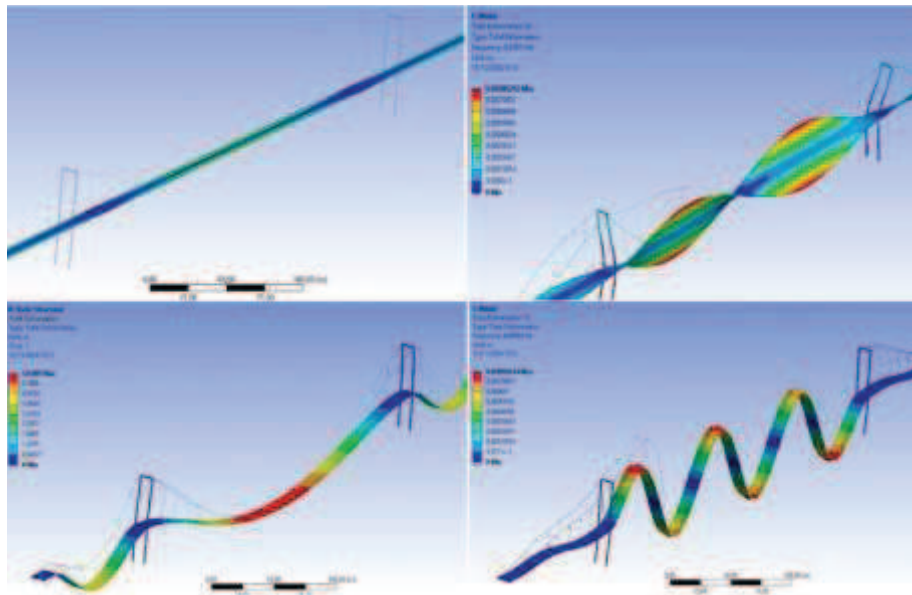


Fonte: Rao (2008).

A segurança de estruturas de grande porte é sempre um tema de extrema importância, uma vez que, um colapso desse tipo de estrutura causa grande efeito sobre a população. O principal motivo para a otimização dos projetos e técnicas estruturais é a preocupação com as vidas humanas e os impactos ambientais que podem ser causados como no colapso da ponte Tacoma representado na Figura 1.2 acima.

Desse modo, desde a disseminação da informática ocorrida no final da década de 1980, são promovidos muitos avanços tecnológicos, com grande aumento da capacidade de armazenamento, gerenciamento e processamento de dados apresentados pelos computadores de pequeno porte. Logo, o engenheiro de estruturas passou a ter acesso a equipamentos e programas computacionais (Figura 1.3) que possibilitam uma análise estrutural baseada em modelos mais refinados, proporcionando um aumento da confiabilidade e diminuição de custos dos projetos e das construções (WAIDEMAN, 2004).

Figura 1.3 Simulação numérica da estrutura através de software de análise estrutural



Fonte: Kimura, 2007.

Neste cenário, em estruturas sujeitas à ação do vento, variação de temperatura e ações sísmicas é fundamental o monitoramento por análise dinâmica em termos de deslocamentos, velocidades e aceleração. Assim, testes em modelos numéricos com aplicação de perfis de velocidade do vento e/ou rajadas leves e fortes e com excitações em frequências fazem-se necessário para a validação dos modelos estruturais pretendidos. As ferramentas computacionais, baseadas em métodos numéricos, são de grande importância, pois auxiliam os profissionais a obterem, com maior agilidade, projetos de alta qualidade, diminuindo custos e prazos, (KIMURA, 2007).

Normalmente, a utilização de modelos numéricos está associada à concepção e projeto de novas estruturas ou então as atividades relacionadas com o acompanhamento e/ou a avaliação de segurança de estruturas existentes que apresentem um risco potencial significativo (MENDES & OLIVEIRA, 2008).

O estudo da dinâmica de estruturas, quer sejam estas consideradas rígidas ou flexíveis, sob a ação de forças externas ou não, tais como, ondas regulares marítimas, ventos, vibrações mecânicas externas de qualquer ordem, é de vital importância para a prevenção de possíveis problemas estruturais, como as trincas, deslocamentos, rupturas parciais ou totais dessas estruturas.

Para tanto, faz-se antes necessário conhecer os modos e as frequências naturais de vibração da estrutura. Normalmente, esses estudos são realizados através de modelos matemáticos

computacionais que permitem a análise de vários exemplos conjuntamente com a visualização de alguns efeitos estruturais ocasionados por esses fenômenos.

Nesse contexto, com o aumento do surgimento de construções industrializadas, visando suprir a demanda oriunda do crescimento econômico, muitos projetos são concebidos sem preocupações no que concerne a verificações de critérios de normas sobre instabilidades associadas a efeitos dinâmicos ou de impactos, que podem surgir em elementos mais esbeltos ou menos espessos sujeitos ou não ao tráfego intenso de veículos, pessoas ou, até mesmo, ao uso de determinados equipamentos industriais.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

O objetivo do presente trabalho é apresentar os modos e frequências naturais que ocorrerem especificamente em estruturas de concreto armado na condição de viga biapoiada, evidenciando algumas das principais metodologias de análise empregadas atualmente, sejam elas analíticas ou numéricas. Nesse contexto, pretende-se também analisar computacionalmente exemplos de estruturas relatadas na literatura sujeitos a vibrações, propondo ainda aplicar os métodos atuais, analíticos ou experimentais, no conhecimento de seus modos de frequência natural. Almeja-se assim, dispor como referência a norma brasileira NBR 6118/2014, de projeto e dimensionamento de estruturas de concreto, avaliar a sensibilidade dos parâmetros e dos critérios de controle de vibrações estabelecidos.

2.2 Objetivos específicos

Sendo assim, pode-se estabelecer como objetivos específicos:

- a) Definição de uma metodologia numérica adequada, com o software ABAQUS[®], aplicada nos estudos de caso, detalhando-a para que a mesma possa ser empregada computacionalmente para outros problemas com elementos de diferentes propriedades físicas e de condições de contorno.
- b) Discutir possíveis soluções de controle de vibrações para estruturas já executadas e que apresentam vibrações excessivas, ou seja, aquelas capazes de gerar incômodo no usuário podendo ou não apresentar instabilidades.
- c) Estudar os parâmetros de norma da NBR 6118/2014 no que concerne aos modos e frequências aceitáveis para as estruturas de concreto.
- d) Analisar experimentalmente uma viga moldada na condição biapoada com a finalidade de se obter sua frequência natural, avaliando se a mesma atende a NBR 6118/2014.

A presente pesquisa está voltada para a modelagem e estudo de vibrações em estruturas de concreto com a utilização de software específico, bem como a confrontação dos resultados com parâmetros normativos analíticos e experimentais. Para tanto, um conjunto de ações metodológicas foram efetuadas visando o cumprimento dos objetivos propostos.

Assim, primeiramente um levantamento da literatura sobre os problemas abordados por diferentes pesquisadores seja por intermédio de pesquisas numéricas ou experimentais, foi realizado visando evidenciar a importância do tema para o estudo da Engenharia de Estruturas.

A partir da constatação do estado da arte sobre o tema o estudo teórico foi conduzido buscando estudar os parâmetros estabelecidos na norma NBR 6118/2014, confrontando-se com estudos de diferentes autores para aquisição de parâmetros de validação do modelo implementado.

Na implementação numérica foi utilizado o programa ABAQUS[®], com licença de uso disponível na Universidade. Como se trata de um problema envolvendo vibrações a análise também deverá estudar a dinâmica da estrutura bem como a avaliação do elemento finito mais adequado para sua validação. Deste modo, através de alguns ensaios numéricos simplificados alcançar o procedimento numérico mais adequado para problemas mais complexos.

3 REVISÃO DE LITERATURA

3.1 Vibrações

Segundo Thomson (1978), vibração é qualquer movimento que se repete, regular ou irregularmente, depois de um intervalo de tempo, sendo que o estudo da vibração está relacionado aos movimentos oscilatórios de corpos e às forças que lhes são associadas.

Todos os corpos com elasticidade e massa são capazes de vibração, sendo assim, a maior parte das máquinas e estruturas estão sujeitas a vibrações.

Os sistemas oscilatórios, de acordo com Thomson (1978), podem ser classificados em lineares ou não lineares. O primeiro se refere as vibrações que ocorrem em um sistema cujo componentes atuam linearmente, proporcionalmente. Já o segundo, se refere as vibrações em que um ou mais componentes do sistema não se comporta linearmente, sendo que a força produzida não apresenta relação linear com a variável cinemática a que se associa.

3.1.1 Tipos de vibrações

Os tipos de vibrações podem ser classificados em vibração livre, forçada, amortecida e não amortecida, linear e não linear, determinística e aleatória.

3.1.1.1 Vibração livre

A vibração livre acontece, segundo Thomson (1978), quando um sistema oscila na ausência de qualquer força externa, apenas sob a ação de forças que lhe são próprias. O caráter das vibrações livres de uma estrutura ideal depende a sua distribuição de massa, as suas propriedades de carga-deflexão, e da maneira em que o movimento é iniciado. (HURTY e RUBINSTEIN, 1967)

3.1.1.2 Vibração forçada

A vibração forçada ocorre, de acordo com Thomson (1978), sob a excitação de forças externas, sendo que quando a excitação é oscilatória, o sistema é obrigado a vibrar na frequência da excitação.

3.1.1.3 Vibração amortecida e não amortecida

Vibração amortecida, de acordo com Piccoli (2011), é aquela a qual o sistema possui a capacidade de dissipar energia no decorrer do tempo.

Já a vibração não amortecida, se define como sendo aquela em que o movimento vibratório permanece imutável ao longo do tempo, em consequência da energia vibratória não se dissipar.

Segundo Thomson (1978), todos os sistemas de vibração estão sujeitos a um certo grau de amortecimento, devido ao desgaste de energia pelo atrito e outras resistências.

Para Rao (2008) ainda existem a vibração linear, não linear, determinística e aleatória.

3.1.1.4 Vibração linear

Neste sistema existe uma relação de proporcionalidade entre a força da mola e deslocamento, o amortecimento e a velocidade e a força de inércia e aceleração.

3.1.1.5 Vibração não linear

Os componentes (um ou mais) não se comportam de forma linear, cessando uma relação de proporcionalidade entre um ou mais componentes do sistema.

3.1.1.6 Vibração determinística

Na vibração determinística pode-se prever todas as características de movimento em qualquer instante de tempo.

3.1.1.7 Vibração aleatória

Vibração aleatória é quando as características de movimento não podem ser previstas em um dado instante de tempo.

3.2 FREQUÊNCIA NATURAL

Frequência é definida por Thomson (1978), como sendo o número de ciclos que um sistema com movimento periódico efetua na unidade de tempo.

De acordo com Cardoso, Borchardt e Marques (2011), existem diversos tipos de vibrações, sendo um deles a Frequência Natural de vibração que se caracteriza como a intensidade com que cada estrutura vibra quando não atingida por forças externas.

Toda estrutura tem sua frequência natural de vibração, sendo que a mesma depende de características como massa e rigidez.

Para Almeida (apud CARDOSO, BORCHARDT e MARQUES, 2006), os modos de vibração são as possíveis formas de vibração relacionadas a cada frequência natural da estrutura.

E segundo Piccolli (2011), o modo natural de vibração, referente a frequência natural da estrutura, também é conhecido como modo normal ou modo principal, define o comportamento dinâmico da estrutura e tem sua configuração obtida através da relação das coordenadas da amplitude retiradas de cada frequência natural.

3.3 DEFINIÇÃO DE SISTEMAS CONTÍNUOS E DISCRETOS

As configurações passíveis de análise de vibrações podem ser classificadas quanto ao seu grau de liberdade. Grau de liberdade nada mais é do que a quantidade mínima de coordenadas independentes que um sistema necessita para que seja possível descrever integralmente seus movimentos e de suas partes que complementam o sistema vibratório.

Assim, um sistema poderá ter um número de grau de liberdade finito, sendo, portanto, chamado de discreto, ou mesmo, ter um número de grau de liberdade infinito, esses por sua vez são denominados como sistema contínuo. (FELIPE, 2014)

3.4 ENSAIOS DINÂMICOS E TIPOS DE ENSAIOS DINÂMICOS

"Os ensaios dinâmicos têm como objetivo avaliar o desempenho de estruturas, possibilitando assim a avaliação da segurança e a elaboração ou confirmação de modelos matemáticos existentes." (SILVA, 2005, pg. 78)

É através dos ensaios dinâmicos e as respostas das estruturas que pode-se determinar os modos de vibração natural, modo de vibração perturbado através das amplitudes, deslocamentos, velocidades e acelerações medidas in loco. A resposta de um sistema pode ser dado por intermédio de suas amplitudes, velocidades ou acelerações. A análise desses resultados permite a tomada de decisão na intervenção de uma estrutura para redução da vibração, alterações de projeto, necessidade de um sistema de amortecimento ou reforço. (SILVA, 2005).

Ainda segundo Silva (2005), os tipos mais confiáveis de ensaios são aqueles em que é possível avaliar a alteração de frequência e os mais usuais são o ensaio de vibração ambiente,

que não necessita de um controle na entrada. O ensaio pode ser de vibração forçada, aquele em que é induzido e de impacto induzido por um martelo instrumentado.

3.5 PROBLEMA DE VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS

Segundo Soares et al. (2009), efeitos dinâmicos são frequentemente provocados em altos edifícios, pontes e outras estruturas, tanto por causas naturais como terremotos (sismos) e ventos, como pelas ações humanas, por exemplo o tráfego.

Tais efeitos podem causar problemas de operação, desconforto aos usuários, fadiga, dano estrutural e colapso da estrutura.

De acordo com Moutinho (2007), os problemas de vibrações em estruturas podem ser agrupados em dois domínios distintos, sendo eles os problemas de vibrações que podem afetar a integridade estrutural e os problemas que afetam o conforto de seus usuários.

No primeiro caso, o que está em causa é o Estado Limite Último (ELU), que está relacionado, segundo a norma ABNT/NBR 6118 (2014), ao colapso, ou qualquer outra forma de ruína estrutural, que provoque a paralisação do uso da estrutura. Nesse estado-limite, insere-se as generalidades dos problemas da Engenharia Sísmica.

De acordo com Moutinho (2007), é natural que essa área seja a que mais preocupe a comunidade científica, em consequência do impacto social e econômico, devido aos efeitos catastróficos dos sismos.

O segundo caso está relacionado ao Estado Limite de Serviço, definido pela norma ABNT/NBR 6118 (2014), como aquele referente à durabilidade da estrutura, à aparência, ao conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, em relação as máquinas, equipamentos utilizados e aos usuários. Deve haver o bom funcionamento da estrutura em serviço e inclui-se nesta área a generalidade dos problemas da engenharia do vento.

”As ações dinâmicas podem provocar estados-limites de serviço e estados-limites últimos por vibração excessiva ou por fadiga dos materiais. ” (ABNT/NBR 6118, 2014, p.192)

3.5.1 Estado limite de vibração excessiva

Para garantir a segurança e comportamento satisfatório das estruturas que estão sujeitas a vibrações, de acordo com a ABNT/NBR 6118 (2014), a frequência própria da estrutura (f) deve ser maior que 1,2 vezes a frequência crítica (f_{crit}), esta que depende da respectiva edificação.

Quando não há valores para a frequência crítica determinados experimentalmente, a ABNT/NBR 6118 (2014), prevê valores para vibrações em estruturas causadas por pessoas, assim como mostra o Quadro 3.1.

Quadro 3. 1- Frequência crítica para vibrações verticais para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas.

Caso	f_{crit} Hz
Ginásio de esportes e academias de ginástica	8
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas	7
Passarelas de pedestres ou ciclistas	4,5
Escritórios	4
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,5

Fonte: ABNT/NBR 6118 (2014)

3.5.2 Estado limite último de fadiga

A fadiga, segundo a ABNT/NBR 6118 (2014), é um fenômeno associado a ações dinâmicas repetidas, ou seja, um processo de modificações gradativas e permanentes da estrutura interna de um material resignado a oscilações de tensões consequentes dessas ações.

A ABNT/NBR 6118 (2014) admite que pode ser excluída aquelas ações provenientes de veículos com carga total até 30 kN, para o caso de pontes rodoviárias.

Para satisfazer o requisito de estado-limite último de fadiga, deve-se obedecer a expressão:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} \leq 1 \quad (3.1)$$

onde:

n_i = número de repetições aplicadas sob condição particular de tensões,

N_i = número de repetições que causaria a ruptura por fadiga para a mesma condição de tensões aplicadas.

3.5.3 - Parâmetros internacionais de vibração

Na norma britânica BS 7385/1993, tem se um limite de 15mm/s até 15 Hz, 20mm/s para frequências entre 15 e 40 Hz e 50mm/s para frequências superiores a 40 Hz para estruturas mais velhas os limites são estabelecidos para 50% do valor limite.

Para a norma alemã DIN 4150/1999 o limite é de 3 mm/s para frequências inferiores a 50 Hz, 8 mm/s para frequências entre 50 e 100 Hz e 10 mm/s para frequências acima de 100 Hz.

Em Portugal, as recomendações técnicas estipulam que os equipamentos de monitoramento de vibrações em estruturas podem registrar de 3 a 60 Hz e condiciona a velocidade limite de acordo com sobrecarga, tipo de solo dentre outros fatores variáveis. Portanto, podem variar de 1,75mm/s a mais diversas dezenas de mm/s (NP 2074, 1994).

A norma brasileira passou por revisões nesse aspecto determinando novos parâmetros limites de vibração, segundo a norma NBR 9653/2005 (Guia para avaliação dos efeitos provocados pelo uso de explosivos nas minerações em áreas urbanas) o limite de velocidade de vibração de partícula de pico e de 15 mm/s para frequência de 4 a 15 Hz, aumenta para 20 mm/s com crescimento linear até 50mm/s entre 15 e 40 Hz e acima de 50 Hz, 50 mm/s. Conforme Quadro 3.2 a seguir.

Quadro 3. 2- Classificação limite de velocidade e frequência de vibração em estruturas

Norma	faixa de frequência	Limite de velocidade de vibração
brasileira NBR 9653/2005	4 Hz a 15 Hz	15 mm/s linearmente até 20 mm/s
	15 Hz a 40 Hz	20 mm/s a 50 mm/s
	acima de 40 Hz	50 mm/s
britânica 7385/ 1993	0 Hz a 15 Hz	15 mm/s
	15 Hz a 40 Hz	20 mm/s
	acima de 40 Hz	50 mm/s
alemã DIN 4150/1999	0 Hz a 49 Hz	3 mm/s
	50 Hz a 100 Hz	8 mm/s
	acima de 100 Hz	10 mm/s
portuguesa NP 2074/1994	3 Hz a 60 Hz	1,75 mm/s com crescimento linear a partir de variáveis

3.5.4 Fenômenos causados por vibrações

Os principais fenômenos causados por vibrações em pontes são o de ressonância e de flutter aero elástico, podendo gerar grandes danos à estrutura.

A Ponte de Tacoma Narrows (Figura 3.2) entrou em colapso em 1940 após sofrer fenômenos causados por vibrações. Esse caso é comentado até os dias de hoje, sendo explicado no presente trabalho mais adiante.

3.5.4.1 Ressonância

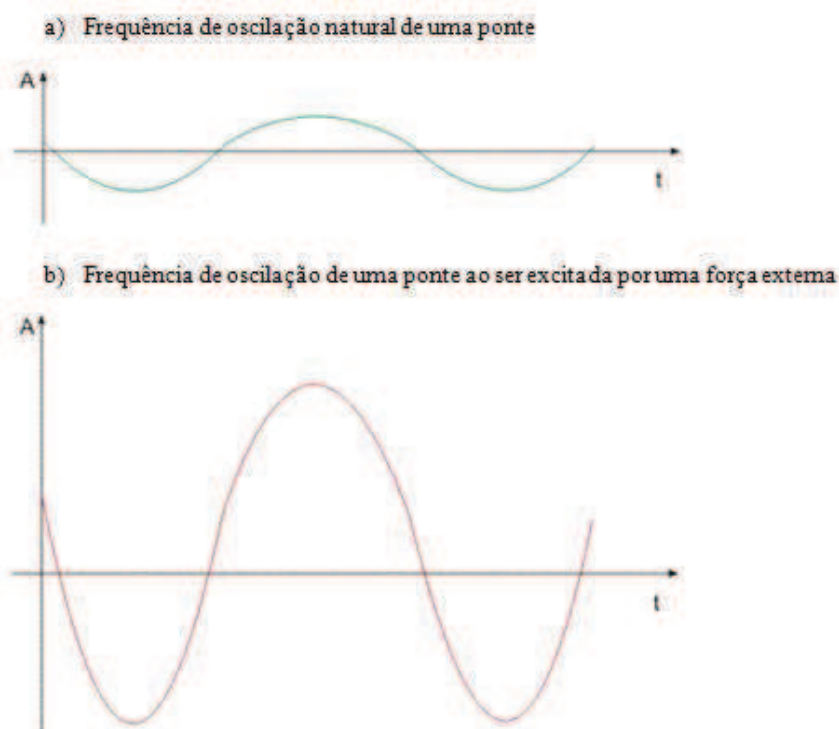
Quando a excitação é oscilatória, o sistema será obrigado a vibrar na frequência de excitação, se caso esta frequência coincidir com uma das frequências naturais do sistema, forma-se um estado de ressonância. Desse modo, pode-se resultar em amplas e perigosas oscilações, podendo ser a causa do colapso de estruturas. Esse fenômeno é representado pela Figura 51.

Ferreira (2013, p.1) define ressonância como sendo um fenômeno em que:

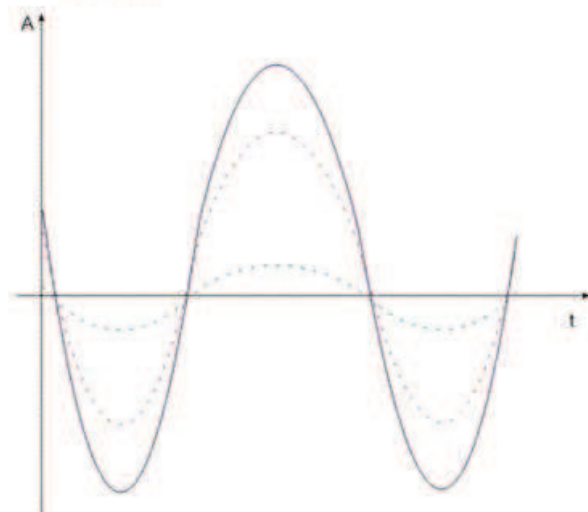
[...] sistemas oscilantes passam a ter amplitude máxima para determinadas frequências, denominadas frequências ressonantes, onde até forças oscilantes pequenas podem produzir grandes amplitudes devido ao grande acúmulo de energia nesse estado.

Uma grande curiosidade sobre o efeito de ressonância em pontes é explicada por Franco (2012), em relação a marcha dos soldados. O marchar dos soldados geram vibrações sobre a ponte, que podem ter frequências iguais a frequência natural da estrutura. Quando isso ocorre, a vibração se potencializa a cada passo dos soldados e aumenta a sua amplitude, gerando ressonância. Esse fato pode gerar muitos danos à ponte, desse modo os soldados são instruídos a apenas caminhar sobre pontes, para que não estimule vibrações.

Figura 3. 1– Esquema de funcionamento da amplitude de oscilação de uma ponte sob o efeito de ressonância.



c) A amplitude de oscilação é dada pela superposição das duas ondas, sob a ação da ressonância



Fonte: adaptado de Virtuoso (s/d)

3.5.4.2 Flutter aero elástico

Os fenômenos aero elásticos, segundo Tavares (2009), resultam da interação entre forças elásticas, inerciais e aerodinâmicas, em que a última, são induzidas por deformações estáticas, oscilatórias da estrutura ou por forças externas resultante de distúrbios.

O fenômeno de *flutter* segundo Tavares (2009) é um possível problema aero elástico, em que dois ou mais modos de vibrar estruturais estão acoplados e excitados por cargas aerodinâmicas.

O problema em estruturas relacionado a aero elasticidade é explicado por Forsching (apud TAVARES, 2009), em que instabilidades surgem quando deformações estruturais, que ocorrem em um corpo flexível em movimento, provocam forças aerodinâmicas adicionais, produzindo desse modo, novas deformações que induzirão novas forças aerodinâmicas, provocando maiores deformações e assim sucessivamente.

Em caso de pontes, sabe-se que sua estrutura não é totalmente rígida, podendo sofrer deformações por flexão, torção ou pela combinação de ambas, quando submetidas a forças aerodinâmicas. Esse efeito se torna mais relevante quando o vento se move em alta velocidade, pois qualquer modificação na forma do perfil aerodinâmico, causa modificações nas cargas sobre o perfil, aumentando sua deflexão.

A instabilidade pode ser caracterizada por deformações excessivas que podem resultar na destruição da estrutura, diminuindo sua vida útil, induzindo falhas a curto e a longo prazo ou até mesmo provocando o colapso total da estrutura.

3.5.4.3 Ponte Tacoma Narrows

O acidente ocorrido na ponte Tacoma Narrows, no dia 7 de novembro de 1940, em Washington (EUA), se constituiu em meio a diversos problemas e colapsos por ações dinâmicas de pontes suspensas na Europa e nos Estados Unidos, dando início a um grande volume de pesquisas sobre o comportamento aeroelástico de pontes (PFEIL, 1993)

A Ponte Tacoma Narrows do tipo pênsil, ilustrada na Figura 3.2, localizava-se em Washington, possuía um vão central de 853 metros e extensão total de 1600 metros.

Figura 3.2 Ponte Tacoma Narrows em 1940



Fonte: Nunes (s/d)

Foi projetada por Leon Moisseiff, um reconhecido engenheiro de pontes suspensas, que ficou famoso com a teoria da deflexão. Afirmava em sua teoria que quanto mais longas fossem as pontes, mais flexíveis elas poderiam ser e que a força do vento em vãos longos é transferida principalmente para os cabos em vez das estruturas rígidas.

Devido a essa teoria, segundo Sionek (2015), o projeto de Tacoma Narrows foi mais econômico, pois havia menores suportes de vigas metálicas, tornando-a muito mais leve e flexível.

Cavalcanti (2015), explica o modelo proposto por Moisseiff para a ponte, como sendo do tipo pênsil com dois pilares, duas vigas simples em I paralelas, e uma pequena estrutura interna com suporte de apenas 2,4 metros de espessura.

De acordo com Sionek (2015), a ponte havia sido bem projetada e construída, porém os engenheiros perceberam ondulações verticais causadas pelo vento, que chegavam a uma amplitude de quase um metro, e instalaram uma série de cabos auxiliares para mantê-la mais estável e evitar que girasse.

Apesar de algumas medidas tivessem sido tomadas para melhorar a estabilidade da ponte, no dia 7 de novembro de 1940, a ponte entrou em colapso.

Na manhã do dia do acidente, soprava um vento forte que causava movimentos na ponte, fazendo o vão central vibrar em um movimento vertical de amplitude moderada e frequência de 36 ciclos por minuto. O movimento durou de forma regular até as 10 horas, e posteriormente, a velocidade do vento aumentou para quase 68 km/h, fazendo a estrutura vibrar de uma forma não usual. Desse modo, o movimento da estrutura sofreu uma mudança significativa de 36 para 12 ciclos por minuto, gerando torção com amplitudes angulares atingindo aproximadamente 45° a partir da posição horizontal. (PFEIL, 1993)

“O colapso começou quando as vigas de reforço começaram a deformar e o concreto rachou, fazendo com que os cabos de suspensão rompessem sob o estresse e a seção central caísse na água.” (SIONEK, 2015, p. 1)

O momento do colapso da ponte foi todo documentado em vídeos e imagens, a Figura 3.3 mostra o momento exato do acidente.

Figura 3 3 - Ponte Tacoma Narrows em colapso



Fonte: Zambotto (2015)

Um dos principais problemas da ponte Tacoma Narrows que contribuiu para o seu fracasso foi devido a sua geometria. A ponte contava com vigas sólidas, que não permitiam a passagem do vento, que forçava a estrutura a suportar a força de arrasto das rajadas de vento.

O caso poderia ter sido evitado caso tivesse sido adotado outro tipo de viga, como as treliças, assim como foi utilizado quando a ponte foi reconstruída. Já uma medida que poderia ter contido o colapso, seria a instalação de amortecedores para absorver e dissipar a energia das oscilações.

Muitos autores, explicam que os movimentos na ponte foram causados devido ao fenômeno de ressonância, porém a teoria mais aceita diz que o colapso foi causado pelo fenômeno de flutter aero elástico.

Devido a esse acidente, de acordo com Pfeil (1993), a análise de estabilidade aerodinâmica é uma etapa indispensável no projeto de pontes suspensas, estaiadas e de grandes vãos, tendo como objetivo garantir um maior grau de segurança contra o colapso, prevenir qualquer amplitude de oscilação que causem o desconforto humano, fadiga precoce de elementos estruturais e das ancoragens dos cabos e problemas para utilização continuada da ponte.

Nesse contexto, para se evitar acidentes e problemas estruturais nas pontes, é necessário que haja um sistema de controle de vibrações.

Ao longo da vida útil das construções, pode ser que surjam dúvidas da real necessidade de uma avaliação experimental geralmente ligada a segurança da estrutura. Essas avaliações podem se dar por exemplo no término de uma construção para se saber se a estrutura atende ou não os esforços impostos no projeto, pode acontecer no decorrer de sua utilização com necessidade de saber se a estrutura está suportando adequadamente os esforços e mesmo avaliar condições futuras sobre a alteração do uso, se a estrutura será capaz de suportar as novas ações de cargas especiais (FUSCO, 1996).

Um outro exemplo que representa e justifica a importância do estudo dos efeitos de vibrações nas estruturas de concreto, e a passarela Millennium, construída sobre o rio Tamisa, em Londres (Figura 3.4). Essa ponte-passarela foi inaugurada pela rainha em 9 de maio de 2000, mas foi interditada dois dias depois por instabilidades e vibrações e só pode ser reaberta em 2002 após a instalação de amortecedores. Devido a este fato é que essa ponte foi apelidada pelos ingleses de Wobbly Bridge ("ponte trêmula").

Figura 3.4 - Passarela Millennium, Inglaterra



Fonte: Nóbrega, 2004

Outro caso curioso e que ilustra a dificuldade em se prevê o fenômeno de vibração é a ponte estaiada Erasmus (Figura 3.5), localizada em Roterdã, na Holanda, que apresentou vibrações excessivas resultantes da combinação do vento com a passagem de bondes elétricos, fazendo com que a mesma também fosse interditada para reforço (NÓBREGA, 2004).

Figura 3.5- Ponte Erasmus, Holanda



Fonte: ancoferwaldram.com/br, 2014

4 AÇÕES DINÂMICAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

A NBR 8681 (2004, p. 02, item 3.4) define as ações como:

“Causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas. ”

Deformações impostas são aquelas oriundas de variações de temperatura na estrutura, retração e deformação lenta (fluência) do concreto, recalques de apoio, etc. (BASTOS, 2006, p. 47)

Para a NBR 6118 (2014, p. 56, item 11.2.1): “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados-limites últimos e os de serviço. ”

As ações a considerar classificam-se, de acordo com a NBR 8681 como: permanentes, variáveis e excepcionais.

Ações permanentes

De acordo com a NBR 6118 (2014, p. 56, item 11.3.1).

As ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas como permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constantes. As ações permanentes devem ser consideradas com seus valores representativos mais desfavoráveis para a segurança.

As ações permanentes são divididas em ações diretas e indiretas.

Ações permanentes diretas

As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e dos empuxos permanentes. (NBR 6118, 2014, item 11.3.2)

- O peso próprio é a massa específica determinada experimentalmente em cada caso particular (NBR 6118, 2014, item 11.3.2.1), mas para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto simples o valor de 2400 Kg/m³ e para o concreto armado 2500 Kg/m³ (NBR 6118, 2014, item 8.2.2).
- O Peso dos Elementos Construtivos Fixos são os pesos específicos dos materiais de construção correntes, com valores apresentados na Tabela 1 da NBR 6120, 1980.
- O Peso das instalações permanentes são os valores nominais indicados pelos respectivos fornecedores, sendo estes elementos, equipamentos, dispositivos, etc., que não são geralmente movimentados na construção, como equipamentos ou máquinas de grande porte, estruturas de prateleiras de grande porte, etc.
- Os empuxos de terra e outros materiais granulosos são considerados permanentes quando forem admitidos como não removíveis. Considerando valores conforme a NBR 8681. (NBR 6118, 2014, item 11.3.2.3)

Ações permanentes indiretas

As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração, efluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão. (NBR 6118, 2014 itens 11.3.3)

Ações variáveis

De acordo com a NBR 8681 (2014, p. 56, item 11.3.1) “as ações variáveis são aquelas que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção”.

As ações variáveis são divididas em ações diretas e indiretas.

Ações variáveis diretas

“As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água, devendo-se respeitar as prescrições feitas por Normas Brasileiras específicas.” (NBR 6118, p. 61, item 11.4.1).

- Cargas acidentais são definidas pela NBR 8681 (2003, p. 02, item 3.8) como as “ações variáveis que atuam nas construções em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos, etc.).”
- “Os esforços relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123”. (NBR 6118, 2014).
- Na ação da água, “O nível d'água adotado para cálculo de reservatórios, tanques, decantadores e outros deve ser igual ao máximo possível compatível com o sistema de extravasão, considerando apenas o coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f3} = 1,2$, conforme ABNT NBR 8681 (ver 11.7 e 11.8). Nas estruturas em que a água de chuva possa ficar retida deve ser considerada a presença de uma lâmina de água correspondente ao nível da drenagem efetivamente garantida pela construção.” (NBR 6118, item 11.4.1.3).

Ações variáveis indiretas

As ações variáveis indiretas são constituídas pelas variações uniformes de temperatura, variações não uniformes de temperatura, e variações dinâmicas. (NBR 6118, 2014).

Ações excepcionais

“No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas.” (NBR 6118, 2014, p. 63, item 11.5).

A NBR 8681 (2003, p. 2, item 3.7) define ações excepcionais como “as que tem duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas”.

Continuando com a NBR 8681 (2003, p. 3, item 4.2.1.3) consideram-se como excepcionais “as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como causa de ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.”

Tipos de ações

O projeto de estruturas visa além de segurança a resistência das ações que podem atuar em uma edificação. Essas ações são classificadas como ações horizontais e ações verticais. As ações são analisadas e calculadas de forma significativa, de modo que não causem efeitos significativos ao longo da vida útil da estrutura.

Ações Verticais

As ações verticais são formadas pelo peso próprio dos elementos estruturais; revestimentos e paredes divisórias, além de outras ações permanentes; ações variáveis decorrentes da utilização, cujos valores vão depender da finalidade do edifício, e outras ações específicas, como por exemplo, o peso de equipamentos, elevadores, caixa d'água, etc. (PINHEIRO, 2003)

Pinheiro (2003, p. 4.3) descreve o percurso que as ações verticais percorrem:

"O percurso das ações verticais tem início nas lajes, que suportam, além de seus pesos próprios, outras ações permanentes e as ações variáveis de uso, incluindo, eventualmente, peso de paredes que se apoiam diretamente sobre elas. As lajes transmitem essas ações para as vigas, através das reações de apoio. As vigas suportam seus pesos próprios, as reações provenientes das lajes, peso de paredes e, ainda, ações de outros elementos que nelas se apoiam, como, por exemplo, as reações de apoio de outras vigas. Em geral as vigas trabalham à flexão e ao cisalhamento e transmitem as ações para os elementos verticais – pilares e paredes estruturais – através das respectivas reações."

Os pilares e as paredes estruturais recebem as reações das vigas que neles se apoiam, as quais, juntamente com o peso próprio desses elementos verticais, são transferidas para os andares inferiores e, finalmente, para o solo, através dos respectivos elementos de fundação.

Ações Horizontais

As ações horizontais no Brasil são formadas basicamente pela ação do vento e do empuxo em subsolos, que não será estudado neste trabalho.

Pinheiro (2003, p. 4.3), expõe que:

As ações horizontais devem igualmente ser absorvidas pela estrutura e transmitidas para o solo de fundação. No caso do vento, o caminho dessas ações tem início nas paredes externas do edifício, onde atua o vento. Esta ação é resistida por elementos verticais de grande rigidez, tais como pórticos, paredes estruturais e núcleos, que formam a estrutura de contraventamento. Os pilares de menor rigidez pouco contribuem na resistência às ações laterais e, portanto, costumam ser ignorados na análise da estabilidade global da estrutura. As lajes exercem importante papel na distribuição dos esforços decorrentes do vento entre os elementos de contraventamento, pois possuem rigidez praticamente infinita no seu plano, promovendo, assim, o travamento do conjunto.

4.1 AÇÕES SÍSMICAS

Segundo a ABNT/NBR 15421 (2006, p. 2), ações sísmicas são, “ações decorrentes da resposta de uma estrutura aos deslocamentos sísmicos no solo, que provocam esforços e deformações na estrutura”.

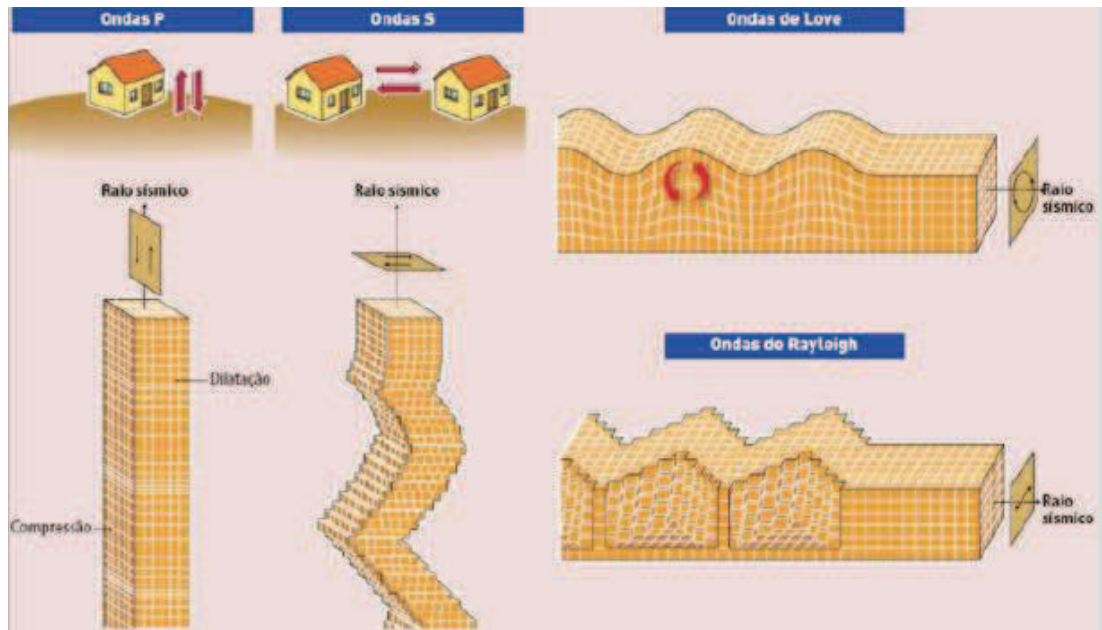
As ações sísmicas sempre foram temidas pela humanidade, em vista de que possui um elevado potencial destrutivo. Filósofos da antiga Grécia já se preocupavam com a origem dos abalos sísmicos, e buscavam teorias que a explicassem. Uma dessas teorias, dizia que a Terra boiava na imensidade das águas e, quando havia muita agitação das mesmas, o terremoto era provocado.

A ação sísmica é dependente do tipo de solo, da zona sísmica e da fonte sísmica gênica. (COELHO, 2010)

4.1.1 Ondas sísmicas

Segundo Carvalho et al. (2014), os sismos são catástrofes que se propagam através de ondas. As ondas sísmicas podem ser classificadas em P ou primárias, S ou secundárias, Love e Rayleigh, de acordo com a Figura 9.

Figura 4. 1– Tipos de ondas sísmicas



Fonte: Carvalho et. al. (2014)

4.1.1.1 Ondas P ou primárias

Segundo Carvalho et. al. (2014), as ondas P, propagam-se através dos líquidos e dos gases, podendo ter sua propagação comparada à das ondas sonoras, causando uma vibração paralela a direção da onda.

4.1.1.2 Ondas S ou secundárias

As ondas S, tem seu comportamento comparado ao das ondas luminosas, propagam-se nos sólidos, porém não nos líquidos. As vibrações geradas pelas ondas S, são perpendiculares à direção da propagação. (CARVALHO et. al. 2014).

4.1.1.3 Ondas Love e Rayleigh

As ondas do tipo Love e Rayleigh são resultantes das interferências entre as ondas S e entre as ondas S e P. Segundo Carvalho et. al. (2014), as ondas sísmicas Rayleigh são mais lentas, todavia simultaneamente as mais destruidoras.

4.1.2 Classificação do solo quanto a ação sísmica

“A resposta de uma estrutura quando sujeita à ação sísmica está em grande parte dependente das condições e propriedades do solo.” (COELHO, 2010).

O Eurocode 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos, NP EN 1998-1 (2010) estabeleceu cinco tipos de solos A, B, C, D e E, e dois tipos extra S₁ e S₂ consoante o perfil estratigráfico.

Os parâmetros utilizados para definir e classificar os tipos de solo, segundo Coelho (2010), são:

- 1) Velocidade média das ondas sísmicas secundárias ($v_{s,30}$);
- 2) Os resultados obtidos através do ensaio de penetração dinâmica, SPT (N_{SPT});
- 3) Coeficiente de resistência não drenada do solo (c_u).

Tabela 4. 1– Tipos de terreno

Tipo de Terreno	Descrição do Perfil Estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} [pancadas/30cm]	c_u [kPa]
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5m de material mais fraco à superfície.	> 800	-	-
B	Depósitos de areias muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade.	360 - 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos e areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solo não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura.	< 180	< 15	< 70
E	Perfil do solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5m e 20m, situada sobre um estrato rígido com $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($IP > 40$) e um elevado teor em água.	< 100 [valor indicativo]	-	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluindo nos tipos A - E ou S_{11} .			

Fonte: NP – EM 1998-1 (2010)

4.1.3 Zoneamento sísmico brasileiro

Ao se realizar um projeto, é necessário a definição da zona sísmica, para o conhecimento das ações sísmicas que deverão ser consideradas. Desse modo, previne-se o aparecimento de patologias e acidentes devido as forças geradas por tais ações.

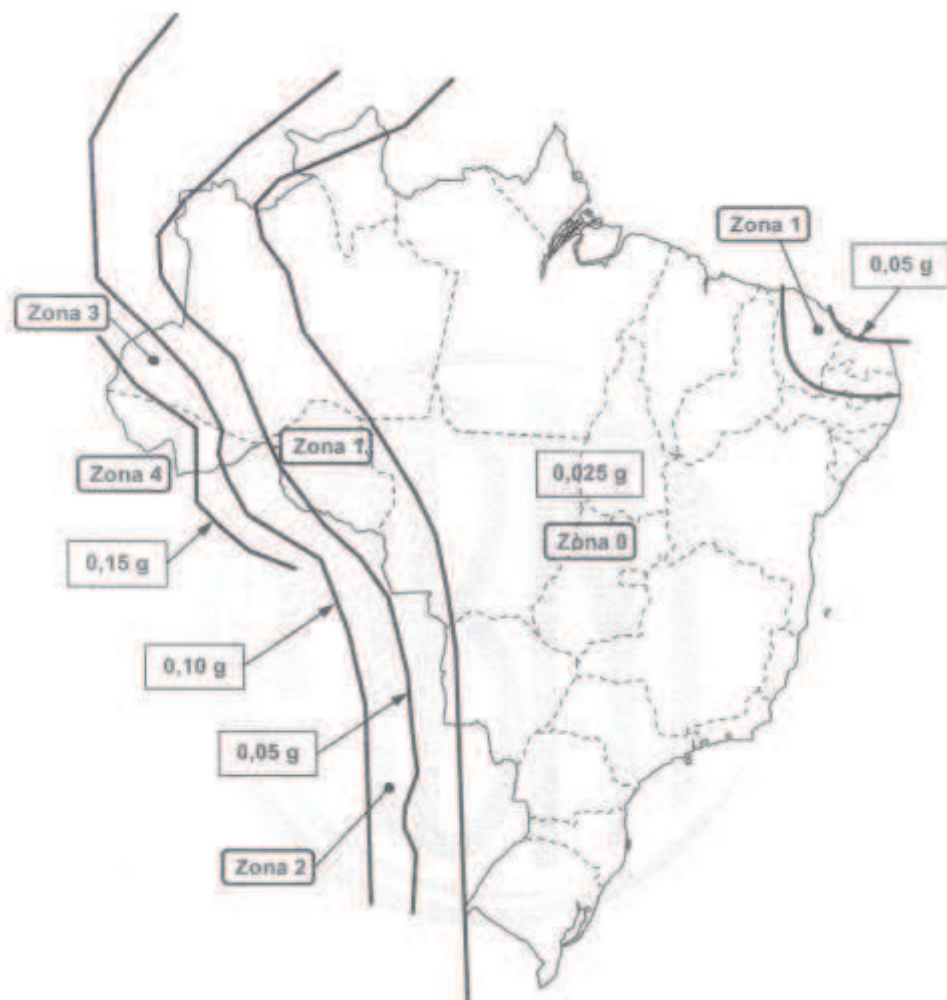
A NBR 15421 (2006), define a zona sísmica como sendo regiões geográficas do território brasileiro com sismicidade semelhante, dentro das faixas definidas no Quadro 4.1, em que cada uma delas se aplicam diferentes critérios para a análise e projeto anti-sísmico. Definiu-se 5 zonas sísmicas para o Brasil, considerando a variação de aceleração sísmica horizontal característica (a_g).

Quadro 4. 1- Zonas sísmicas

Zona sísmica	Valores de a_0
Zona 0	$a_0 = 0,025g$
Zona 1	$0,025g \leq a_0 \leq 0,05g$
Zona 2	$0,05g \leq a_0 \leq 0,10g$
Zona 3	$0,10g \leq a_0 \leq 0,15g$
Zona 4	$a_0 = 0,15g$

Fonte: NBR15421 (2006).

Figura 4. 2– Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B (“Rocha”)



Fonte: NBR15421 (2006)

4.1.4 Requisitos fundamentais do comportamento

Coelho (2010), explica que as estruturas em regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas de modo a que as exigências fundamentais de comportamento, relativamente aos danos, sejam cumpridas com um adequado nível de confiabilidade.

Desse modo, o Eurocode 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos, EN 1998-2 (2005), recomenda dois níveis de exigência, como sendo o Requisito de não colapso (ELU), e o Requisito de limitação aos danos (ELS).

4.1.4.1 Requisito de não colapso (ELU)

A EN 1998-5 (2005), estabelece que a estrutura deve ser projetada e concebida para que, sob uma ação rara, não colapse local ou totalmente, garantindo assim que a integridade estrutural da mesma e a resistência residual se mantenham quando sujeitas a um evento sísmico.

4.1.4.2 Requisito de limitação dos danos (ELS)

Para o ELS, a EN 1998-5 (2005), estabelece que a estrutura deve ser projetada e concebida para resistir às ações sísmicas cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a ação sísmica de cálculo, sem ocorrência de danos nem limitações de utilização.

Segundo a EN 1998-5 (2005), dentro deste requisito, “uma ação sísmica com grande probabilidade de ocorrência só deve causar danos menores nas componentes secundárias e nos elementos da ponte supostos a contribuir para a dissipação de energia. ”

4.2 EFEITO DINÂMICO DEVIDO AÇÃO DO VENTO

Gonçalves (2007, p.1), define o vento conforme abaixo:

" O vento pode ser definido de maneira simplificada como o movimento das massas de ar decorrente das diferenças de pressões na atmosfera ou como um fluxo de ar médio sobreposto a flutuações de fluxo, denominadas rajadas ou turbulências. As rajadas apresentam

um valor de velocidade do ar superior à média e são responsáveis pelas forças que irão atuar nas edificações."

Os aspectos que influenciam a ação do vento sobre os edifícios segundo Gonçalves (2007) são:

- Aspectos meteorológicos que são responsáveis pela velocidade do vento, considerando alguns fatores, como: local da edificação, tipo de terreno, altura da edificação, rugosidade do terreno, tipo de ocupação e dimensões da edificação.
- Aspectos aerodinâmicos são responsáveis pela análise da estrutura de acordo com seu formato.

A Norma Brasileira 6123 (1988) – Forças devidas ao Vento em edificações foi desenvolvida no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), e tem como objetivo facilitar a determinação dos esforços gerados pelo vento em edificações sem precisar recorrer a métodos como ensaios em túnel de vento.

A NBR 6123 (1988) fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações. Nos próximos tópicos serão descritos os principais aspectos a serem considerados para a análise e cálculos da ação do vento, considerando as ações estáticas do vento sobre as edificações descritas na norma citada.

Velocidade Básica do vento

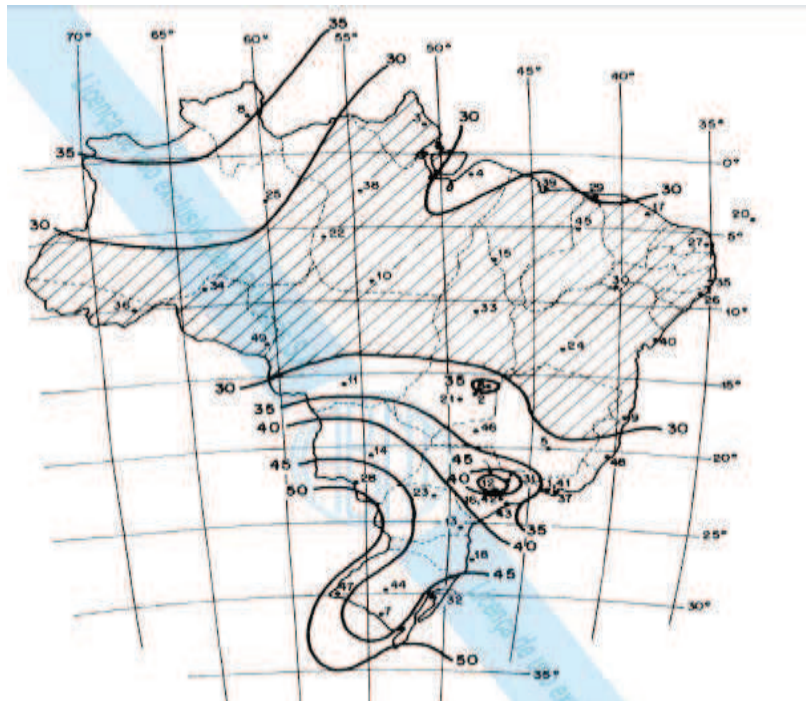
A velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Como regra geral, é admitido que o vento básico possa soprar de qualquer direção horizontal. (NBR 6123, 1988)

Com o intuito de auxiliar na determinação da Velocidade básica, a NBR 6123 (1988), coloca à disposição valores de velocidades básicas, na forma de isopletras para todas as regiões do Brasil, baseados em dados obtidos a partir das condições citadas no parágrafo anterior, e a probabilidade de 63% de ser excedido, ao menos uma vez, no período de retorno de 50 anos.

As Isopletas são curvas de igual velocidade básica V_0 , em metros por segundo, conforme a norma NBR 6123 (1988). As curvas representam as máximas velocidades médias.

Essas velocidades médias apresentadas na Figura 4.3 foram obtidas por meio de informações de várias estações meteorológicas, (a maioria situada em aeroportos) e receberam o devido tratamento estatístico (GONÇALVES, 2007).

Figura 4. 3– Mapa das Isopletas de Velocidade Básica dos Ventos em m/s.



Fonte NBR 6123,1988.

Velocidade característica do vento

A velocidade característica V_k é a velocidade que atuará em uma dada edificação, (Gonçalves, 2007), utilizando como padrão de referência a velocidade básica do vento e deverá considerar os aspectos particulares de cada edificação, como: topografia, rugosidade do terreno, altura e dimensões da edificação e tipo de ocupação.

Assim, a NBR 6123 (1988) estabelece uma equação para a determinação da velocidade característica:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Sendo:

V_k = Velocidade Característica

V_0 = Velocidade Básica

S_1 = Fator Topográfico

S_2 = Fator que considera a rugosidade do terreno e as dimensões da edificação.

S_3 = Fator estatístico

Fator Topográfico - S_1

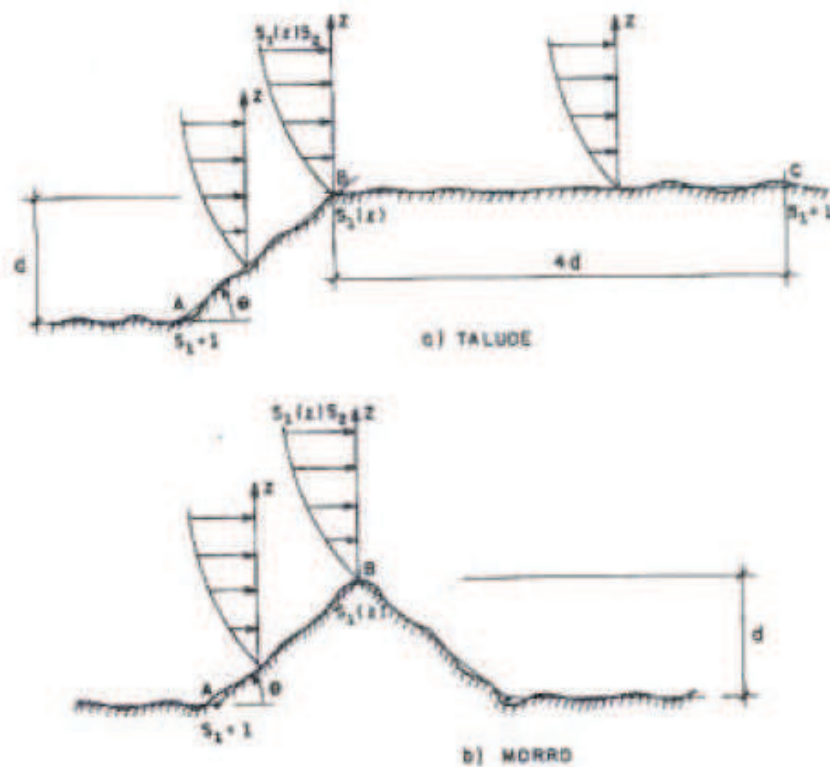
O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno onde a edificação será construída. (NBR 6123,1988, p. 5)

Gonçalves (apud NBR 6123,1988, p. 18), considera basicamente três situações:

- Terrenos planos com poucas ondulações: $S_1 = 1,0$;
- Vales protegidos do vento em todas as direções: $S_1 = 0,9$;
- Taludes e morros: a correção da velocidade básica será realizada a partir do ângulo de inclinação do talude ou do morro.

Figura 4.

Figura 4.4– Fatores topográficos para taludes e morros



Fonte: NBR 6123,1988.

Para calcular o S_1 no ponto B, utiliza-se as expressões abaixo, apresentados pela NBR 6123:1988.

$$\theta \leq 3^\circ = S_1(z) = 1,0$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ = S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1$$

$$\theta \geq 45^\circ = S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1$$

Interpolar linearmente para $3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ$.

Fator que considera a rugosidade do terreno e as dimensões da edificação - S_2

Este fator considera as particularidades de uma dada edificação no que se refere às dimensões e à rugosidade média do terreno em que a edificação será construída.

A respeito de rugosidade do terreno Gonçalves (2007, p. 20) expressa que:

"Está diretamente associada ao perfil de velocidade que o vento apresenta quando interposto por obstáculos naturais ou artificiais. É intuitivo perceber que num terreno plano aberto e sem obstruções o vento terá uma velocidade superior, quando comparado àquele que ocorre no centro de uma cidade como São Paulo, densamente ocupada, onde os obstáculos fazem com que a velocidade média do vento seja menor."

E quanto às dimensões da edificação, Gonçalves (2007, p. 22), também exprimi sua opinião:

"As dimensões da edificação estão relacionadas diretamente com o turbilhão (rajada) que deverá envolver toda a edificação. Quanto maior é a edificação maior deve ser o turbilhão que envolverá a edificação e por consequência, menor será a velocidade média."

Uma maneira de compreender este efeito é como se pudéssemos materializar a rajada do vento como um grande tubo que envolverá a edificação. O tempo que este tubo irá despender para ultrapassá-la será então considerado o tempo da rajada.

A NBR 6123 (1988, p. 8) apresenta cada um desses aspectos:

Rugosidade do terreno

A rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias:

Categoria 1: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos:

- Mar calmo;
- Lagos e rios;
- Pântanos sem vegetação.

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos:

- Zonas costeiras planas;
- Pântanos com vegetação rala;
- Campos de aviação;
- Pradarias e charnecas;
- Fazendas sem sebes ou muros.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos:

- Granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
- Fazendas com sebes e/ou muros;
- Subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizados. Exemplos:

- Zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- Cidades pequenas e seus arredores;
- Subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- Áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.

Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos:

- Florestas com árvores altas, de copas isoladas;
- Centros de grandes cidades;
- Complexos industriais bem desenvolvidos.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

Dimensões da edificação

Foram escolhidas as seguintes classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respectivamente, 3 s, 5 s e 10 s:

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Ao se classificar a estrutura em uma determinada categoria e classe, o fator S_2 pode ser obtido por meio da seguinte equação:

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10} \right)^p$$

Sendo:

z = Altura acima do terreno

F_r = Fator de rajada de acordo com a categoria II; (Tabela 1)

b = Parâmetro de correção da classe da edificação; (Tabela 1)

p = Parâmetro meteorológico; (Tabela 1)

De acordo com os dados acima a NBR 6123:1988 indica através da Tabela 4.2 a determinação do fator topográfico para intervalos entre 3 s e 1 h para qualquer rugosidade do terreno.

Tabela 4. 2– Parâmetros meteorológicos para o fator S_2

Categoria	z (m)	Parâmetro	Classe		
			A	B	C
I	250	b	1.10	1.11	1.12
		p	0.06	0.065	0.07
II	300	b	1.00	1.00	1.00
		F_r	1.00	0.98	0.95
III	350	p	0.085	0.09	0.10
		b	0.94	0.94	0.93
IV	420	p	0.10	0.105	0.115
		b	0.86	0.85	0.84
V	500	p	0.12	0.125	0.135
		b	0.74	0.73	0.71
		p	0.15	0.16	0.175

Fonte: NBR 6123,1988.

Em relação à Tabela 4.2, são apresentadas no Quadro 4.2, valores de S_2 , para algumas alturas das edificações, sendo necessária a interpolação para valores de z (em metro) intermediários aos apresentados na tabela.

Quadro 4. 2– Valores para o fator S_2

ALTURA z (m)	CATEGORIA DE RUGOSIDADE DO TERRENO														
	I			II			III			IV			V		
	CLASSE			CLASSE			CLASSE			CLASSE			CLASSE		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1.06	1.04	1.01	0.94	0.92	0.89	0.88	0.86	0.82	0.79	0.76	0.73	0.74	0.72	0.67
10	1.1	1.09	1.06	1	0.98	0.95	0.94	0.92	0.88	0.86	0.83	0.8	0.74	0.72	0.67
15	1.13	1.12	1.09	1.04	1.02	0.99	0.98	0.96	0.93	0.9	0.88	0.84	0.79	0.76	0.72
20	1.15	1.14	1.12	1.06	1.04	1.02	1.01	0.99	0.96	0.93	0.91	0.88	0.82	0.8	0.76
30	1.17	1.17	1.15	1.1	1.08	1.06	1.05	1.03	1	0.98	0.96	0.93	0.87	0.85	0.82
40	1.2	1.19	1.17	1.13	1.11	1.09	1.08	1.06	1.04	1.01	0.99	0.96	0.91	0.89	0.86
50	1.21	1.21	1.19	1.15	1.13	1.12	1.1	1.09	1.06	1.04	1.02	0.99	0.94	0.93	0.89
60	1.22	1.22	1.21	1.16	1.15	1.14	1.12	1.11	1.09	1.07	1.04	1.02	0.97	0.95	0.92
80	1.25	1.24	1.23	1.19	1.18	1.17	1.16	1.14	1.12	1.1	1.08	1.06	1.01	1	0.97
100	1.26	1.26	1.25	1.22	1.21	1.2	1.18	1.17	1.15	1.13	1.11	1.09	1.05	1.03	1.01
120	1.28	1.28	1.27	1.24	1.23	1.22	1.2	1.2	1.18	1.16	1.14	1.12	1.07	1.06	1.04
140	1.29	1.29	1.28	1.25	1.24	1.24	1.22	1.22	1.2	1.18	1.16	1.14	1.1	1.09	1.07
160	1.3	1.3	1.29	1.27	1.26	1.25	1.24	1.23	1.22	1.2	1.18	1.16	1.12	1.11	1.1
180	1.31	1.31	1.31	1.28	1.27	1.27	1.26	1.25	1.23	1.22	1.2	1.18	1.14	1.14	1.12
200	1.32	1.32	1.32	1.29	1.28	1.28	1.27	1.26	1.25	1.23	1.21	1.2	1.16	1.16	1.14
250	1.34	1.34	1.33	1.31	1.31	1.31	1.3	1.29	1.28	1.27	1.25	1.23	1.2	1.2	1.18
300				1.34	1.33	1.33	1.32	1.32	1.31	1.29	1.27	1.26	1.23	1.23	1.22
350							1.34	1.34	1.33	1.32	1.3	1.29	1.26	1.26	1.26
400										1.34	1.32	1.32	1.29	1.29	1.29
420										1.35	1.35	1.33	1.3	1.3	1.3
450													1.32	1.32	1.32
500													1.34	1.34	1.34

Fonte: NBR 6123,1988.

Fator estatístico - S_3

Gonçalves (2007, p. 25) relaciona o fator estatístico com a segurança da edificação e considera conceitos probabilísticos e o tipo de ocupação da edificação.

Como vimos anteriormente, a NBR 6123 (1988), propõe como vida útil da edificação o período de 50 anos e uma probabilidade de 63% de a velocidade básica ser excedida pelo menos uma vez neste período. O nível de probabilidade 0,63 e a vida útil de 50 anos adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. Assim, na falta de uma Norma específica sobre segurança nas edificações, os valores mínimos que NBR apresenta para S_3 , são os indicados na Tabela 4.3:

Tabela 4. 3– Valores mínimos do fator estatístico S_3 .

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123,1988.

Pressão Dinâmica

A pressão dinâmica é a pressão perpendicular à superfície da estrutura. (GONÇALVES, 2007).

De acordo com a NBR 6123 (1988), com o valor da velocidade característica do vento obtém a pressão dinâmica, pela expressão:

$$q = 0,613v_k^2 \quad (4.1)$$

Onde

q = pressão dinâmica do vento, em N/m²;

V_k = velocidade caracterisitca, em m/s

Força de arrasto e coeficiente de arrasto

A força de arrasto F_a é a componente da força global do vento sobre uma edificação, e tal força global pode ser obtida pela soma vetorial das forças de arrasto que atuam na edificação.

Essa força de arrasto pode ser obtida pela expressão:

$$F_a = C_a q A_e \quad (4.2)$$

Onde:

F_a = força de arrasto;

C_a = Coeficiente de arrasto;

A_e = área frontal efetiva;

q = pressão dinâmica do vento.

O efeito do vento em estruturas altas recebe um tratamento, dentro de uma análise global, em que a superposição de efeitos externos (forma) com efeitos internos (aberturas) é obtida por meio de um comportamento global da edificação, e é representada pelo coeficiente, C_a , denominado coeficiente de arrasto (GONÇALVES, 2007).

A NBR 6123 (1988) estabelece que para o coeficiente de arrasto C_a em edificações de múltiplos andares com planta retangular, é necessário considerar, principalmente, as condições de vento de baixa ou alta turbulência.

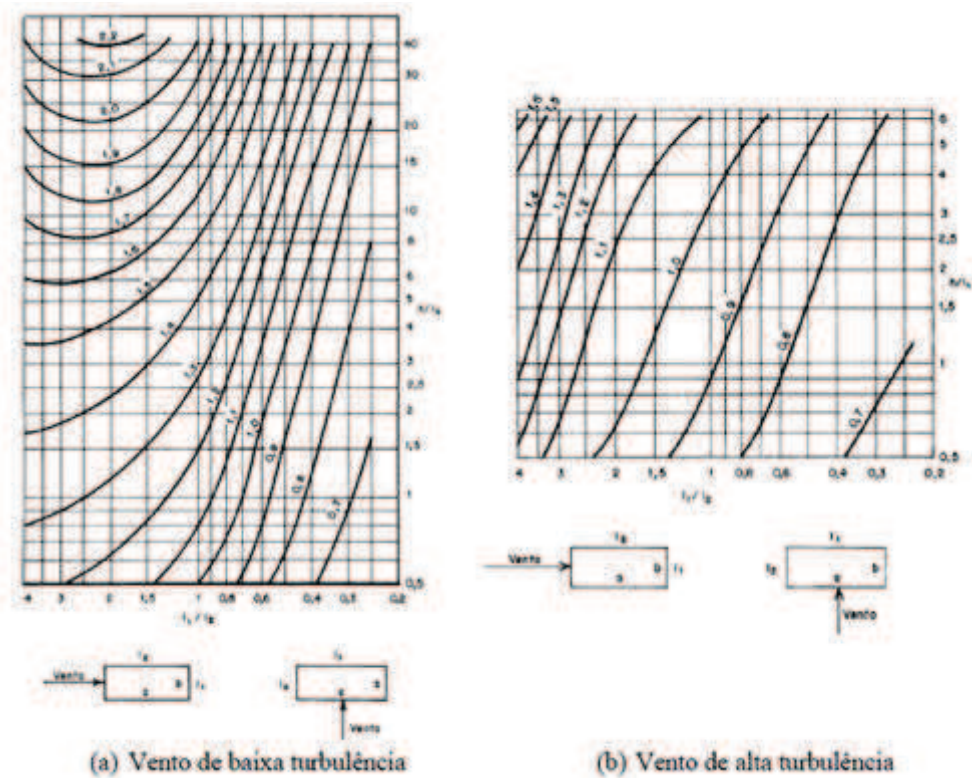
O vento de baixa turbulência é caracterizado pelo fluxo de ar moderadamente suave, semelhante àquele que aparece em campo aberto e plano, e foi o utilizado para a determinação do C_a nos ensaios de túnel de vento.

Uma edificação pode ser considerada com vento de alta turbulência quando sua altura não for maior do que duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, que devem ficar na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

- 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura;
- 1000 m, para uma edificação de até 55 m de altura;
- 2000 m, para uma edificação de até 70 m de altura;
- 3000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

No ábaco de ventos com baixa turbulência podem-se observar os valores do C_a variando de 0,7 a 2,2, em função da largura, comprimento e altura. No caso de vento de alta turbulência, os valores de C_a variam de 0,7 a 1,6, como visto no ábaco (Figura 4.5). Para se retirar o valor do C_a do ábaco dividem-se os comprimentos da edificação em planta L1 por L2, valores esses que dependem do ângulo de incidência do vento, ou seja, da direção em que se está realizando a análise. A razão desses dois comprimentos está representada no eixo das abscissas (horizontal). O eixo das ordenadas (vertical) é representado pela divisão da altura da edificação H pelo comprimento L1.

Figura 4. 5 – Coeficiente de arrasto para vento de (a) baixa turbulência e (b) alta turbulência.



Fonte: NBR 6123,1988.

4.3 AÇÃO DINÂMICA DE CARGAS MÓVEIS

Pela teoria da dinâmica das estruturas é possível relacionar as cargas móveis a carga estática por meio da multiplicação de coeficientes de impacto que são definidos pela NBR 7187/2003.

$$F_{din} = \varphi F_{est} \quad (4.3)$$

Entre os coeficientes do item 7.2.1.2 da referida norma são dados os elementos de obras rodoviárias, e os elementos estruturais de obras ferroviárias. Para obras rodoviárias o coeficiente de impacto é dado como:

$$\varphi = 1,4 - 0,007L \geq 1 \quad (4.4)$$

Em que L é o comprimento de cada vão teórico da estrutura, dado em metros.

Para obras ferroviárias o coeficiente de impacto será:

$$\varphi = 0,001(1600 - 60\sqrt{L} + 2,25) \geq 1,2 \quad (4.5)$$

4.4 EFEITO DINÂMICO DE ACELERAÇÃO E FRENAGEM

Segundo a NBR 7187/2003 o valor característico da força provocada pela aceleração e frenagem dos veículos sobre a superfície de rolamento das pontes rodoviárias deve ser considerado sem o coeficiente de impacto, mas como uma fração da parcela das cargas móveis. Sendo considerado 0,30 do peso do trem-tipo ou 0,05 do peso do carregamento do tabuleiro com cargas móveis distribuídos. (MARCHETTI, 2008 apud FELIPE, 2014).

4.5 AÇÃO DINÂMICA DO MOVIMENTO DAS ÁGUAS

No começo do ano de 2016 a cidade do Rio de Janeiro pode presenciar a devastadora ação das ondas do mar que contribuíram diretamente para a queda da ciclovia. A Figura abaixo mostra o resultado do desabamento da ciclovia que culminou na morte de duas pessoas. De acordo com a NBR 7187/2003 o efeito dinâmico das ondas e das águas devem ser determinados fundamentados nos conceitos da hidrodinâmica, sendo de muita importância para as estruturas submetidas a essas ações.

Figura 4. 6 - Ciclovia do Rio de Janeiro



Fonte: globo.com.br

5 MONITORAMENTO DE VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS

A análise por monitoramento das vibrações de uma estrutura pode ser considerada como um método de ensaio não destrutivo. Isso porque, avalia a estrutura sem que sua geometria ou capacidade de carga sejam alterados.

O monitoramento de estruturas tem como objetivo avaliar o comportamento dinâmico das construções tendo em vista sua capacidade de resistência a solicitações sísmicas e oscilatórias. A capacidade de avaliar o desempenho de uma estrutura qualquer quanto a sua resistência a vibração se faz necessária a julgar que a segurança e o conforto dos usuários são indispensáveis no desempenho de uma construção. Além do que o desenvolvimento de uma técnica de avaliação confiável, numericamente e por aparelho específicos, possibilitaria a intervenção e reabilitação de estruturas antes mesmo que medidas corretivas de maior custo e mais intensas sejam necessárias além de prevenir possíveis catástrofes.

O estudo do comportamento dinâmico poderá ser avaliado através da resposta dinâmica da estrutura quanto as solicitações dinâmicas. Por exemplo, em uma estrutura como uma passarela ou uma viga de uma ponte a passagem de pessoas, carros, caminhões seriam as cargas dinâmicas a que estariam sujeitas. Ou ainda, poderá se produzir uma vibração forçada de maneira que não comprometa a estrutura, mas que seja suficiente para registrar dados do comportamento da construção.

Para que se tenha sucesso na análise de monitoramento é necessário primeiramente conhecer quais os padrões propostos em normas quanto as vibrações aceitáveis em estruturas. Assim pode-se avaliar uma estrutura qualquer e comparar se seu comportamento se enquadra dentro dos previstos por norma ou se será necessária uma intervenção a fim de regularizar a construção.

5.1 TIPOS DE SISTEMAS DE CONTROLE

Os sistemas de controle são usualmente classificados em passivo, ativo, híbrido (misto) e semiativo.

5.1.1 Controle Passivo

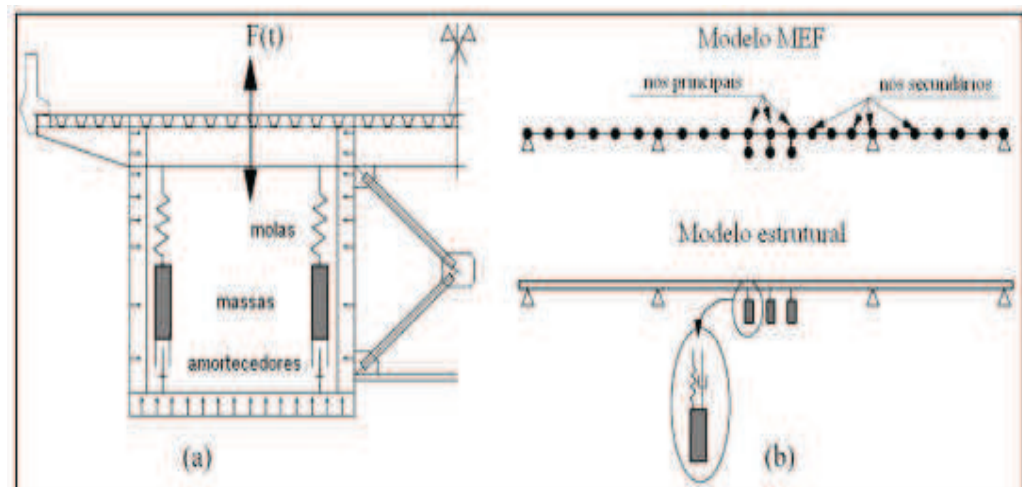
Controles passivos são formados basicamente por um ou mais dispositivos independentes de fontes de energias externas, ao ser incorporada à estrutura absorvem ou consomem uma parte da energia transmitida pelo carregamento, assim diminuindo a dissipação da energia nos elementos da estrutura, evitando ou minimizando, quaisquer danos à estrutura, segundo Soong e Dargush (1997).

O desempenho do sistema de controle está diretamente ligado a relação entre massas, frequências naturais, segundo Nagahama (2013).

Segundo Waldir (2012) existem vários tipos de sistemas de controle passivo a serem utilizados para minimizar as vibrações da estrutura. Podendo citar alguns exemplos, como isolamento de base, amortecedores metálicos, amortecedores de massas sintonizadas (AMS), amortecedores de atrito, amortecedores visco elásticos e reforço PRFC/CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer).

Segundo Nagahama (2013) no estado normal de utilização e serviço, os sistemas passivos possuem um bom desempenho, porém, são incapazes de adaptar-se a perturbações inesperadas do sistema dinâmico que possam ocorrer, resultando na perda de eficiência.

Figura 5. 1- Sistema Passivo aplicado a Ponte Rio-Niterói



Fonte: www.ufjf.br

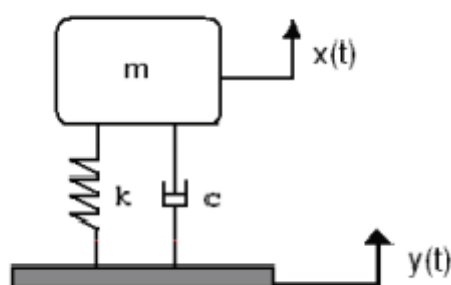
Segundo Marra (2007) encontramos duas formas de atuação no controle passivo: atuação sobre a excitação e atuação sobre o sistema.

Na atuação sobre a excitação, procura-se uma redução de sua amplitude ou uma alteração de seu espectro (sendo, sua composição harmônica). Já na atuação sobre o sistema, busca-se as medidas clássicas: introdução de amortecimento, neutralização, isolamento, de acordo com Marra (2007).

5.1.1.1 Neutralizador de Vibrações

O Neutralizador Dinâmico de Vibrações (NDV) visco elástico, é um sistema secundário, sendo adicionado um NDV a um sistema mecânico primário (planta), a qual a vibração se deseja controlar. Assim, o NDV é uma modificação estrutural. Seu projeto pode ser desenvolvido para uma atuação com frequência total ou uma banda de frequência, segundo Marra (2007).

Figura 5. 2 - Neutralizador de Vibrações com 1 GDL (sistema massa-mola)

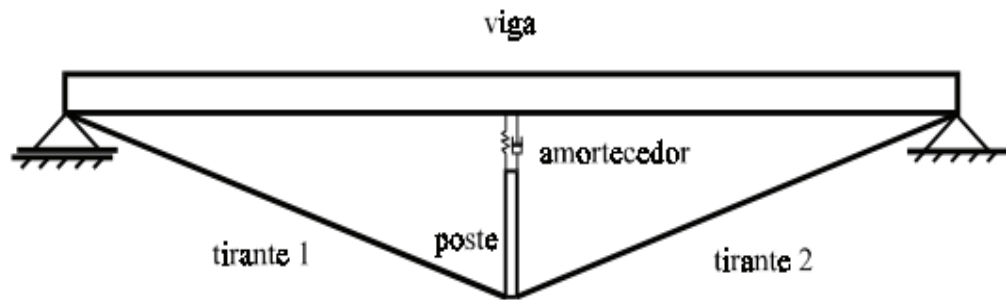


Fonte: Marra (2007)

5.1.1.2 Introdução de Amortecimento

Apresenta-se uma viga de concreto simplesmente apoiada, onde a excitação utilizada é uma carga concentrada impulsiva que percorre todo o vão da ponte em constante velocidade. O controle utilizado consiste em uma associação de um poste e tirantes de aço com um amortecedor visco elástico. Verificando uma redução nas amplitudes de deformações, segundo Lopes-Yanez e Souza (1997).

Figura 5. 3- Representação gráfica do Sistema



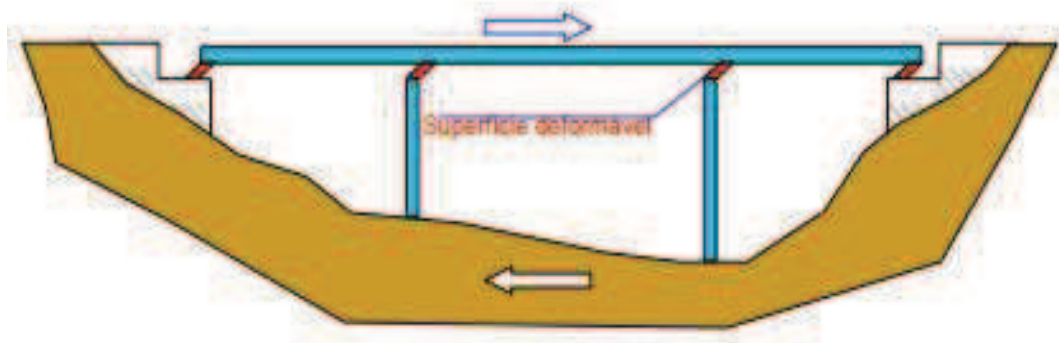
Fonte: Lopes-Yanez e Sousa (1997)

5.1.1.3 Isolamento de Base

Esse controle pode constituir em uma solução vantajosa, tenta resolver o problema das vibrações, de forma a reduzir a propagação às estruturas. Tem como objetivo eliminar as ligações horizontais do solo de fundação à restante estrutura, isso, recorrendo para o efeito a dispositivos de apoio de baixa rigidez lateral. O movimento horizontal do sistema tende a ficar independente do movimento do terreno nessa direção, sendo assim a estrutura passa a funcionar como um corpo rígido separado da fundação e imune à ação horizontal dos sismos, de acordo com Moutinho (2007).

Segundo Guerreiro (2004), esse sistema de isolamento nas pontes, são instalados sob o tabuleiro, no topo dos pilares ou encontros.

Figura 5. 4- Exemplo de sistema de isolamento nas pontes sob tabuleiros



Fonte: Guerreiro (2004)

5.1.2. Controle Ativo

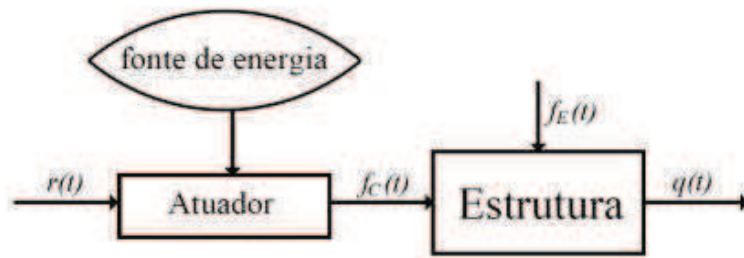
Os sistemas de controles ativos são, geralmente, mais produtivos e eficientes que os sistemas passivos. Nos sistemas ativos, as forças são introduzidas através de macaco hidráulico, motor elétrico, meio que precisam ser alimentados por energias externas, segundo Nagahama (2013).

O controle ativo é formado por dois tipos: malha fechada e malha aberta.

5.1.2.1 Malha Aberta

Nesse sistema, as forças de controle não são funções diretas das amplitudes de resposta, dependendo apenas do tempo e de um sinal de referência $r(t)$ pré-programado. Sendo assim, não permitem a correção das forças e o sistema estrutural e o carregamento dinâmico sejam modificados (NAGAHAMA, 2013).

Figura 5. 5- Esquema de Controle Ativo de Malha Aberta



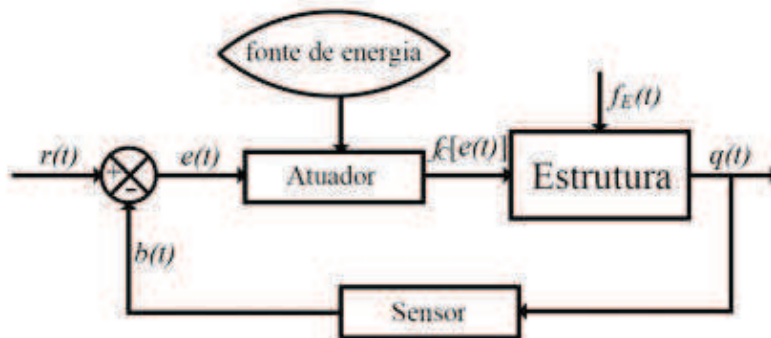
Fonte: Nagahama (2013)

5.1.2.2 Malha Fechada

Segundo Nagahama (2013) esse sistema apresenta uma maior eficiência, pois nesse sistema, as forças de controle dependem diretamente das amplitudes de resposta do sistema estrutural e pode ser regulado automaticamente. Sendo composto por: sensores, controladores e atuadores.

As forças de controle são função da diferença entre um sinal de referência $r(t)$, resposta desejada e a resposta real sensorizada $q(t)$.

Figura 5. 6- Esquema de Controle Ativo de Malha Fechada



Fonte: Nagahama (2013)

Segundo Soong (1990) temos como exemplo de mecanismos de controle ativo: cabos tensionados, contraventamento ativo, amortecedores de massa ativos, sistemas de rigidez variável e geradores de pulso.

Se ocorrer uma falha geral da energia, causada por eventos sísmicos severos, o sistema de controle se torna inativo, segundo Pestana (2012).

5.1.3 Controle Híbrido

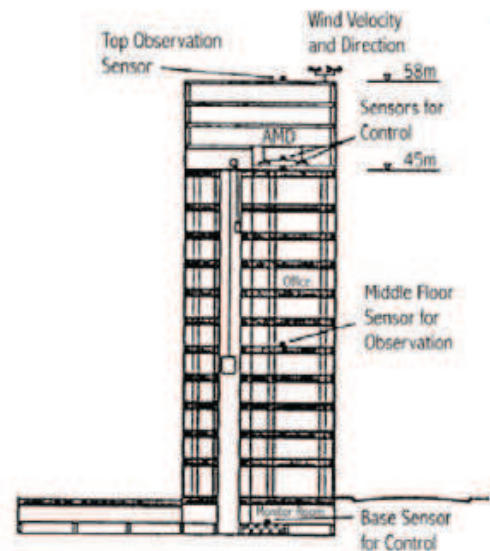
Os sistemas de controle híbrido combinam uma parte passiva e uma ativa, pois possuem atuadores e dissipadores de energia. Sendo que a parcela ativa só entra em funcionamento quando a resposta da estrutura ultrapassa a capacidade de dissipação de energia da parcela passiva (SPENCER e SOONG, 1997).

Ainda segundo Spencer e Soong (1999) parte da redução das vibrações é realizada pelo sistema passivo, sendo que o esforço do controle ativo é menor, resultando então em uma menor demanda de energia para seu funcionamento.

O controle híbrido mais utilizado na engenharia civil é o amortecedor de massa híbrido (AMH), pois consiste na combinação de um amortecedor de massa sintonizados (AMS) e um atuador de controle ativo.

Um exemplo da aplicação desse amortecedor, é o sistema AMH, que foi instalado no topo do 11º andar do edifício Sendagaya INTES, em Tóquio, 1991. Ele consiste em duas massas para controlar movimentos transversais e de torção da estrutura, enquanto os atuadores hidráulicos fornecem os recursos de controle ativo, segundo Spencer e Soong (1999).

Figura 5. 7- Edifício Sendagaya INTES e AMH



Fonte: Spencer e Soong (1999)

Figura 5. 8- Esquema do funcionamento do controle híbrido



Fonte: Spencer e Soong (1999)

5.1.4 Controle Semiativo

De acordo com Dyke (1996) o controle semiativo é uma alternativa de solução aos sistemas ativo e passivo, pois fornece adaptabilidade do controle ativo sem precisar de grandes fontes de energia.

As forças de controle são calculadas com base nas medidas das amplitudes de respostas da estrutura, a qual necessita ser sensoriada. Essas forças de controle não são fornecidas por atuadores, mas aplicadas através da modificação, em tempo real e de acordo com uma regra pré-selecionada de decisão, das características mecânicas do dispositivo, segundo Asce (2000).

Segundo Carneiro (2009) esses sistemas são vistos como dispositivos passivos controláveis, apesar de poderem alterar suas propriedades de amortecimento e/ou rigidez, os dispositivos semiativos agem de forma passiva na estrutura.

Estudos mostram que os controles semiativos implantados de forma correta, apresentam um desempenho melhor do que os sistemas passivos e têm o potencial de atingir ou ultrapassar o desempenho dos sistemas ativos, permitindo assim uma redução da resposta estrutural para uma ampla gama de carregamentos dinâmicos, segundo Dyke (1996).

Figura 5. 9- Esquema do funcionamento semiativo



Fonte: Spencer e Soong (1999)

Figura 5. 10- Ponte Walnut Creek



Fonte: Soong e Spencer (2002)

5.2- PADRÕES E NORMAS NACIONAIS E INTERNACIONAIS APLICÁVEIS

O enquadramento da norma quanto ao monitoramento das vibrações tem como propósito avaliar duas situações, o impacto ao usuário e o impacto na estrutura. Surgem, portanto, os parâmetros para o Estado Limite Ultimo (ELU) e o Estado Limite de Serviço (ELS).

O Estado Limite é a situação a partir da qual a estrutura deixa de atender uma ou mais finalidades da sua construção. Quando a estrutura atinge o ELU, pode-se dizer que a mesma se tornou insegura, é o esgotamento da capacidade de sustentação (BASTOS, 2011). A estrutura fica sujeita ao acontecimento de situações como:

- Ruptura de Seções
- Perda de Estabilidade
- Deterioração por fadiga
- Colapso da Estrutura

Em contrapartida, quando a estrutura atinge seu ELS, não significa que ela perdeu sua segurança, porém ela gera insegurança ao usuário. Portanto avalia-se aqui o impacto ao usuário. O ELS é identificado quando a estrutura tem possível diminuição da sua durabilidade, tem sua aparência prejudicada, gera um desconforto ao usuário e deixa de apresentar um bom desempenho (BASTOS, 2011), como por exemplo:

- Apresenta deformações e deslocamentos excessivos
- Fissuração excessiva
- Vibrações excessivas.

Assim, as normas internacionais em relação a vibrações abrangem essas duas situações para avaliação da estrutura. Existe na literatura internacional diversos parâmetros para a avaliação e quantificação da amplitude de vibração sempre expressa em forma de velocidade.

A amplitude de vibração máxima de uma estrutura, isto é, a maior amplitude entre dois picos de um movimento oscilatório e o Valor Eficaz de vibração são os parâmetros utilizados para estabelecer uma margem aceitável e segura quanto a gravidade das vibrações (REIS, 2010).

A aproximação para obter um valor médio da frequência da vibração é possível através da Equação 5.1:

$$f = \frac{A}{2\pi V} \quad (5.1)$$

em que:

- f - frequência (Hz)
- A- amplitude (m)
- V- velocidade (m/s)

5.2.1 Processo de análise analítica para os efeitos dinâmicos

5.2.1.1 Série de Fourier

O processo de Fourier é formado a partir de uma função periódica dado a partir de uma soma de funções periódicas. Para Figueiredo (2007), as séries de equações (trigonométrica) infinitas formada por cosseno e/ou seno são denominadas séries de Fourier.

Assim, dada uma função $f: \mathbb{R} \rightarrow \mathbb{R}$ de período integrável igual a $2L$, é possível calcular os coeficientes de Fourier resultando na seguinte expressão:

$$f(x) \sim \frac{1}{2}a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \left(a_n \cos \frac{n\pi x}{L} + b_n \sin \frac{n\pi x}{L} \right) \quad (5.2)$$

5.2.1.2 Equações dinâmicas para frequência natural e modos de vibração de vigas

Segundo o Princípio de Hamilton, é zero a subtração entre a variação da integral da energia cinética e a potencial somando a integral do trabalho virtual feito pelas forças não conservativas em qualquer que seja o intervalo de tempo. (CAMPOS, 2005)

Considerando a Lagrangiana como $L = T - V$, onde T é a variação integral da energia cinética e V a energia potencial e, dado o trabalho virtual como $\delta W_{nc} = Q^T_{nc} \delta q$, sendo Q_{nc}^T um vetor de forças generalizadas e q as coordenadas generalizadas definidas em qualquer conjunto de N variáveis independentes é possível chegar em uma expressão final para sistemas discretos de coordenadas generalizadas em função do tempo dada como:

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial L}{\partial \dot{q}} \right) - \frac{\partial L}{\partial q} = Q^T_{nc} \quad (5.3)$$

Para Meirovitch (1970), esta equação e as demais equações da dinâmica das estruturas são simultaneamente um movimento de corpo rígido e movimento elástico. O primeiro varia no tempo com coordenadas variantes e o segundo é descrito na relação tempo e no espaço.

O comportamento das vigas à flexão foi estudado e estabelecido por Navier em meados do século XIX. A teoria de vigas de Navier despreza as deformações provenientes do esforço cortante, e propõe uma equação diferencial relacionando os deslocamentos transversais $v(x)$ de uma viga com sua carga uniformemente distribuída transversalmente $q(x)$. Com a derivação do deslocamento transversal em relação a x e com a relação do momento fletor na seção transversal é possível se obter a seguinte equação:

$$\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI(x)} \quad (5.4)$$

Em que:

v - deslocamento transversal

$M(x)$ - Momento Fletor na seção transversal

E - Módulo de Elasticidade

I - Momento de Inércia

As hipóteses básicas para a formulação da teoria são:

- Pequenos deslocamentos em relação as dimensões da seção transversal
- Deformações provenientes do cisalhamento são desprezados
- As seções transversais permanecem planas e normais ao eixo da barra mesmo quando se deforma (Bernoulli)
- Considera-se o material com comportamento elástico linear. (Lei de Hooke)

A partir do cálculo de equilíbrio da seção transversal e a eq(5.2) é possível através de uma aproximação da derivada obter a eq(5.3), sendo $q(x)$ a taxa de carga distribuída:

$$\frac{d^2}{dx^2} \cdot \left[EI(x) \frac{d^2v}{dx^2} \right] = q(x) \quad (5.5)$$

A formulação de vigas de Bernoulli - Euler em relação a vibração transversal da estrutura é:

$$\frac{d^2}{dx^2} \cdot \left[EI(x) \frac{d^2 v}{dx^2} \right] - \rho A \cdot \left(\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) = p(x, t) \quad (5.6)$$

Para a vibração livre ter-se-ia:

$$\frac{d^2}{dx^2} \cdot \left[EI(x) \frac{d^2 v}{dx^2} \right] - \rho A \cdot \left(\frac{\partial^2 v}{\partial t^2} \right) = 0 \quad (5.7)$$

Dadas as condições de contorno para a extremidade de uma viga biapoada:

$$w(0, t) = 0$$

$$w(L, t) = 0$$

$$M(x=0) = EI \frac{d^2 v}{dx^2} = 0$$

$$M(x=L) = EI \frac{d^2 v}{dx^2} = 0$$

Craig (1981) define os modos de vibrar de uma viga biapoada como sendo:

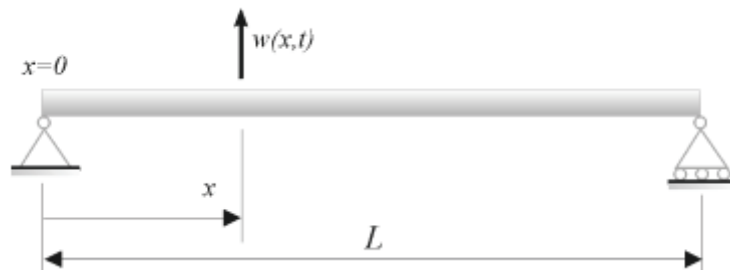


Figura 5. 11- Viga biapoada

Fonte: Craig, (1981)

De acordo com Rao (2008), a função dos modos de vibração natural de uma viga biapoada é dada como:

$$wn(x) = \text{sen}(\beta nx) = \text{sen}\left(\frac{n\pi x}{L}\right) \quad (5.8)$$

E o regime permanente dessa viga submetida a ação de um carregamento dinâmico é dado por:

$$qn(t) = \frac{1}{\rho Abwn} \int_0^t Qn(T) \text{sen}[wn(t - T)] dT \quad (5.9)$$

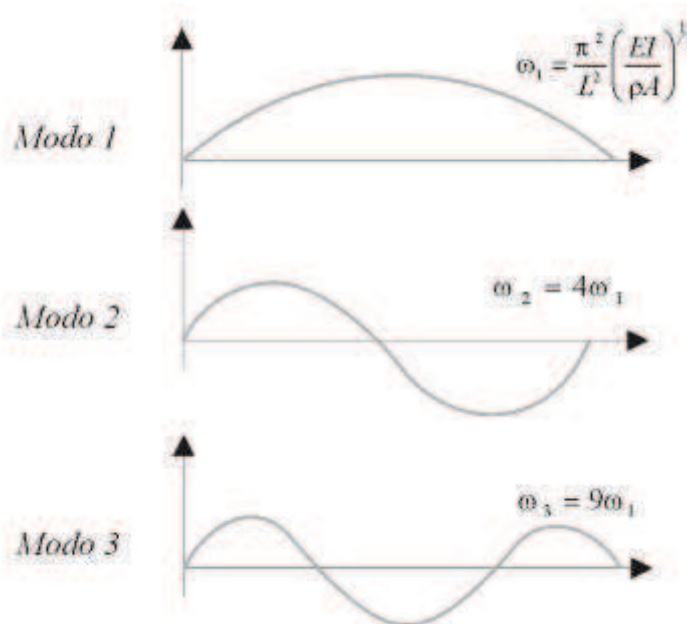
Em que,

$$b = \int_0^L w_n^2(x) dx = \int_0^L \text{sen}^2(\beta nx) dx \quad (5.10)$$

Sendo assim, a equação final para a estrutura da viga biapoada submetida ao carregamento dinâmico resulta em:

$$w(x, t) = \frac{2f_0}{\rho AL} \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{(w_n^2 - w^2)} \right) \text{sen} \left(\frac{n\pi x_0}{L} \right) \text{sen} \left(\frac{n\pi x}{L} \right) \text{sen}(wt) \quad (5.11)$$

Figura 5. 12- Modos de vibração da viga biapoada



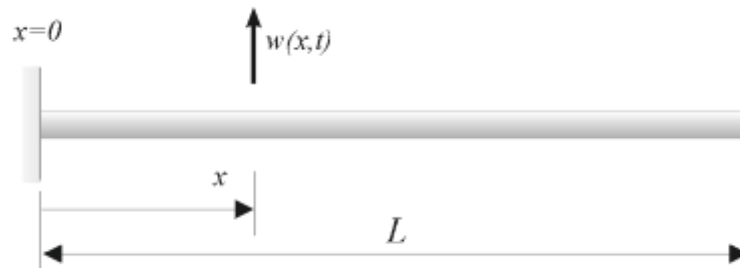
Fonte: Craig, (1981)

Segundo Craig (1981), para uma viga engastada-livre a solução da equação (5.11) é dada por:

$$\Phi(x) = C_1 \operatorname{senh}(\lambda x) + C_2 \cosh(\lambda x) + C_3 \operatorname{sen}(\lambda x) + C_4 \cos(\lambda x) \quad (5.12)$$

Em que, C_1 , C_2 , C_3 , C_4 são constantes de amplitude e λ corresponde ao autovalor da função. Junkins (1993), ainda mostra que as condições de contorno para uma viga engastada-livre são dadas de acordo com Quadro 5.1.

Figura 5. 13- Viga Engastada Livre



Fonte: Craig, (1981)

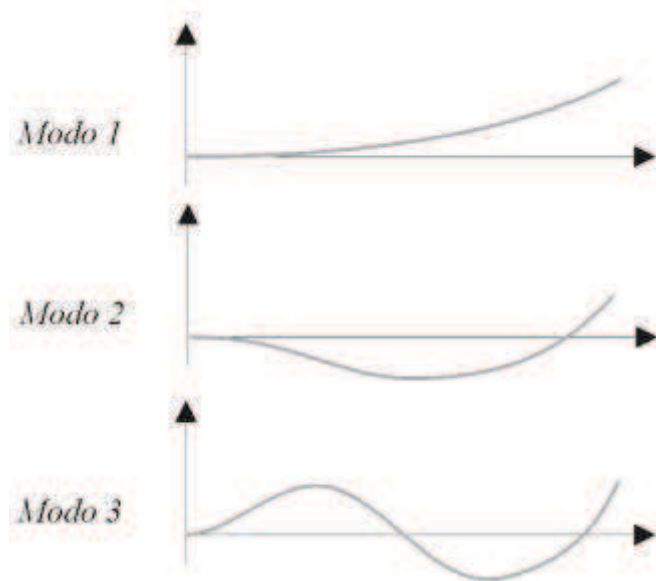
Quadro 5. 1- Condições de contorno para viga engastada livre

Na extremidade fixa ($x=0$)	Na Extremidade livre ($x=L$)
$\Phi(x) = 0$	$\frac{d^2\Phi(x)}{dx^2} = 0$
$\frac{d\Phi(x)}{dx} = 0$	$\frac{d^3\Phi(x)}{dx^3} = 0$

Fonte: Junkins, (1993)

Craig (1981) define então os modos de vibrar para uma estrutura engastada livre como sendo:

Figura 5. 14- Modos de vibração da viga engastada livre



Fonte: Craig, (1981)

Bonatto et al (2007), em seu experimento com a vibração de vigas Biengastadas utilizou-se de uma viga genérica de massa M e um modelo analítico com duas massas $M/2$ vinculadas a parede e interligadas com molas de elasticidade constante K , para esse ensaio foram considerados um sistema não amortecido com grau de liberdade igual a dois.

Figura 5. 15- Representação de uma viga biengastadas com dois graus de liberdade



Fonte: Bonato et all, 2007.

Os resultados das frequências naturais foram obtidos utilizando a equação de Lagrange para um sistema conservativo dado como:

$$[M]\{x\} + [K]\{x\} = 0 \quad (5.13)$$

Em que K é a matriz de rigidez e M a matriz de inércia.

É importante considerar que a vibração irá variar de acordo com tipo de viga levando a um problema de autovetor e autovalor. (GRANDINETTI; FILHO, 2004 apud BONATTO et al, 2007).

Ainda para Bonatto et al (2007) o sistema se mostrou simples, visualmente interessante e permitindo com certa facilidade a realização de experimentos conceituais com o modelo matemático proposto.

6 MODELAGEM DO SISTEMA NUMÉRICO

O crescimento da construção civil aliada com o desenvolvimento da informática, permitiu grande avanço tecnológico na elaboração de projetos. As simulações numérica através de softwares específicos é um importante recurso e que tem se mostrado capaz de dar maior eficiência e seguranças aos projetos.

Através das simulações é possível buscar o modelo mais eficiente para as diversas situações e simular o comportamento de diversos tipos de materiais. Porém, para que se tenha um resultado satisfatório e que se aproxime do comportamento real do projeto é necessário que os parâmetros da simulação sejam muito bem definidos.

Daí a importância de se definir os parâmetros para uma simulação como: tipo de material, tipo de sistema elástico ou plástico, número de interações, qual malha será utilizada, condições de contorno entre outras definições fundamentais para o modelo.

O ABAQUS[®], é um software de análise de elementos finitos, o nome do programa foi baseado na ferramenta de cálculo por ábacos. Inicialmente o ABAQUS[®], foi criado para modelar o comportamento físico não linear, o resultado final do software foi um conjunto abrangente de diversos modelos materiais.

Hoje o software é usado nos diversos ramos da engenharia: indústria automotiva, aeroespacial, construção civil. É capaz de considerar cargas de veículos completos, vibração dinâmica, sistemas de múltiplos corpos, impacto/colisão, acoplamento térmico estática não-linear, e de acoplamento acústico estruturais utilizando uma estrutura de dados modelo comum e tecnologia solver integrados.

Baseado no Método dos Elementos Finitos e por sua alta capacidade em modelar diversos tipos de materiais e situações quer sejam lineares e não lineares, estáticas ou dinâmicas é que muitos pesquisadores de diversas instituições acadêmicas têm recorrido ao ABAQUS® para desenvolver seus modelos de pesquisa. (FERRARI, 2013).

O Método dos Elementos Finitos (MEF) se tornou um importante meio para a solução de problemas numéricos com grande número de variáveis e sistemas, abrangendo de forma satisfatória uma grande variedade de problemas da engenharia. O desenvolvimento do método proporcionou a utilização por quase totalidade dos engenheiros projetistas, uma vez que o as análises possuem alto grau de confiabilidade. As aplicações se dão desde análise de tensão e deformação em estruturas automotivas, de aeronaves, prédios e pontes até a análise de transferência de calor, escoamento de fluídos, fluxo magnético, infiltração e outros problemas de fluxo (CHANDRUPATLA e BELEGUNDU, 2014).

Com os avanços dos estudos e da tecnologia é possível atualmente modelar problemas complexos com certo grau de facilidade. Para tanto, é preciso dominar os conceitos sobre a aplicação do método, ou seja, a teoria básica para o desenvolvimento dos modelos. "Nesse método de análise, uma região complexa definindo um meio contínuo é transformada em formas geométricas simples e discretas, chamadas elementos finitos." (CHANDRUPATLA e BELEGUNDU, 2014, pag. 1).

Quando existe a necessidade de se projetar uma determinada estrutura é rotineiro que se faça uma série de análises e modificações de suas características, com a finalidade de uma solução mais satisfatória em termos econômicos, estruturais e regulamentares. A modelagem da estrutura e sua discretização em elementos finitos, permite muito antes da construção da mesma, observar qual inconvenientes e variáveis se estaria lidando de forma a prever tomadas de decisão e a escolha da solução mais satisfatória para o sistema pretendido.

6.1- VALIDAÇÃO DA MODELAGEM NO ABAQUS®

Para validação da metodologia empregada na modelagem no ABAQUS® foi utilizado os resultados obtidos de análise analítica, numérica e experimental de Menão (2014) e Prazzo (2011) para uma viga tipo Euler-Bernoulli com a restrição engastada livre. O objetivo foi comparar os resultados provenientes da modelagem no ABAQUS® com os resultados de Menão (2014) e Prazzo (2011) e concluir se a metodologia pode ser empregada para demonstrar os modos de vibração em diferentes modelos. A metodologia empregada para

análise destes exemplos segue no Apêndice A deste trabalho como um breve roteiro para que a mesma possa ser empregada computacionalmente para outros problemas com elementos de diferentes propriedades físicas e de condições de contorno.

Assim, as características e propriedades utilizadas para a modelagem são apresentadas no Quadro 6.1.

Quadro 6. 1- Parâmetros da viga de Menão (2014)

Seção Transversal	
Tipo	retangular
Espessura (e)	0,00121 m
Largura (B)	0,024 m
Massa da Viga	0,0866 Kg
Área da seção transversal	0,00002905 m ²
Momento de Inércia Seção Transversal	3,543e-12 m ⁴
Material	
Descrição	Aço NBR 6655 LN28
Densidade	7850 kg/m ³
Modulo de Elasticidade	210 GPa
Viga	
Comprimento livre (L)	0,38 m

Fonte: Menão adaptado (2014).

Através do Método Teórico Exato para determinação de frequências naturais descritas por Fahy e Walker (2004) e Bishop e Johnson (1960), Menão (2014) obteve os resultados de frequência através do cálculo analítico demonstrado no Quadro 6.2 adaptado para os 5 primeiros modos de vibração.

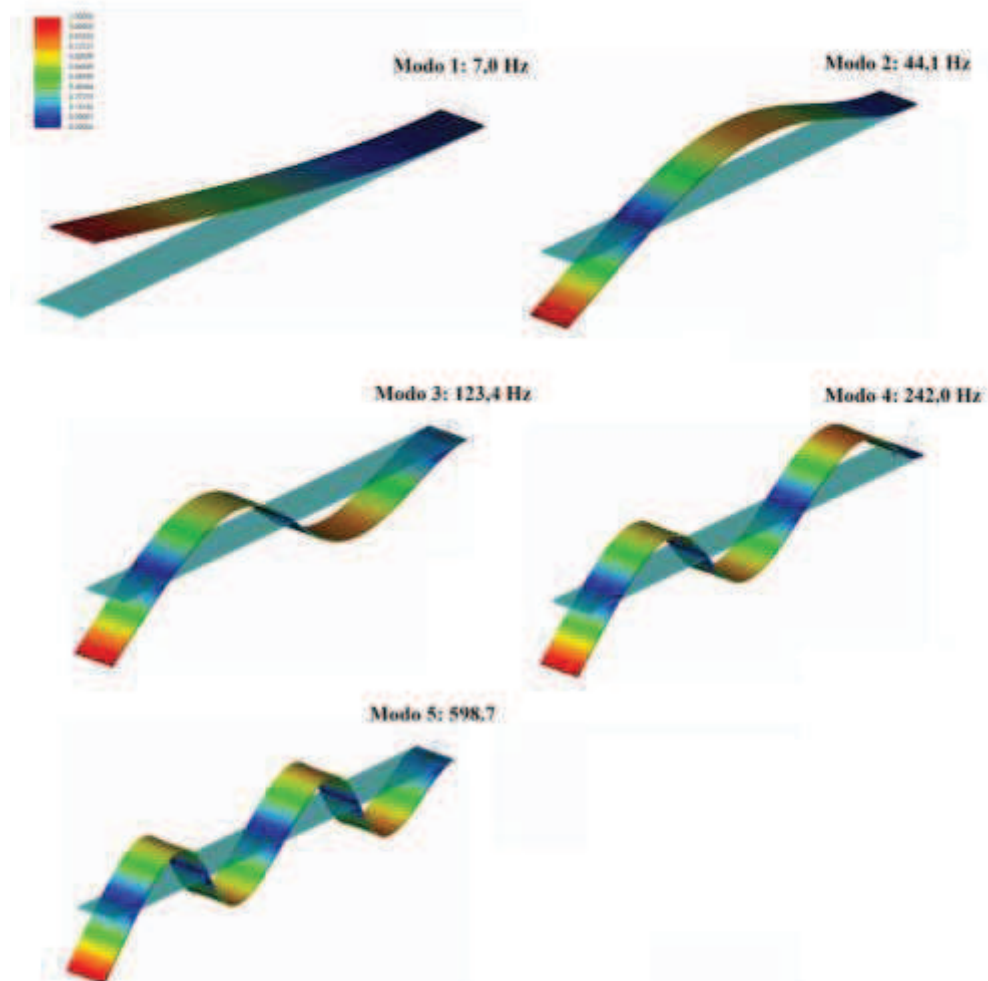
Quadro 6. 2- Frequências naturais para viga de Menão (2014)

Frequências		$K_{nb} * L$	w_n (rad/s)	f_n (Hz)
Frequência	1	1,9	44,0	7,0
Frequência	2	4,7	275,7	43,9
Frequência	3	7,9	771,9	122,8
Frequência	4	11,0	1512,6	240,7
Frequência	5	14,1	2500,5	398,0

Fonte: Menão adptado (2014)

A mesma viga com propriedades e características geométricas do Quadro 6.1, foi implementado computacionalmente de forma tridimensional no software CREO® por Menão (2014). Seus resultados são mostrados a seguir na Figura 6.1

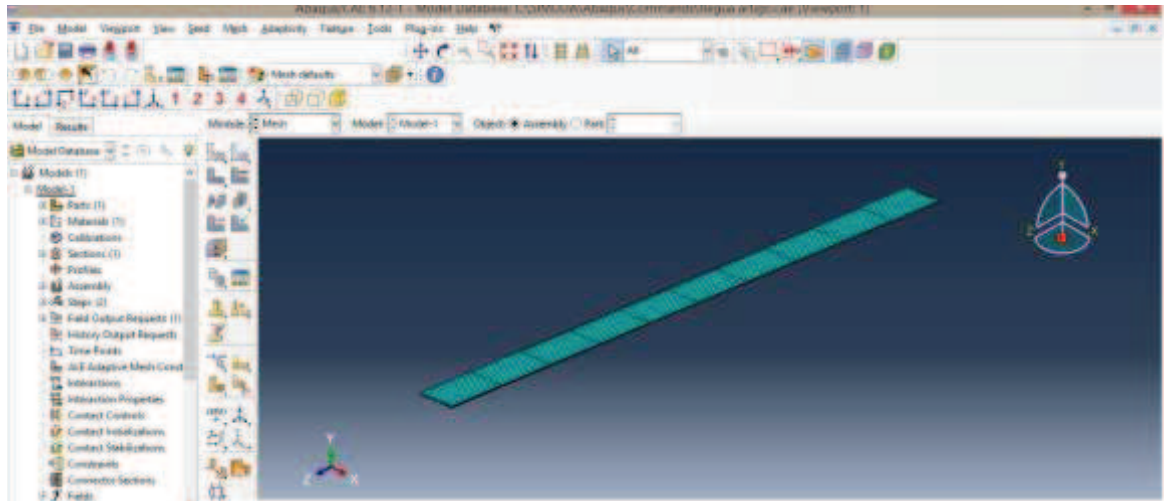
Figura 6. 1 - Frequências naturais da viga obtida pelo MEF



Fonte: Menão (2014).

Para a simulação numérica no ABAQUS® utilizou-se as mesmas propriedades da viga com suas condições de contorno.

Figura 6. 2 - Interface do ABAQUS®, na implementação da viga de Menão (2014)



A Figura 6.3 apresenta o primeiro modo de vibração e a frequência do modelo para análise circulado na imagem. Os resultados dessa implementação podem ser vistos nas Figuras 6.3, 6.4, 6.5, 6.6, e 6.7.

Figura 6. 3 - Primeiro modo de frequência da viga de Menão (2014) no ABAQUS

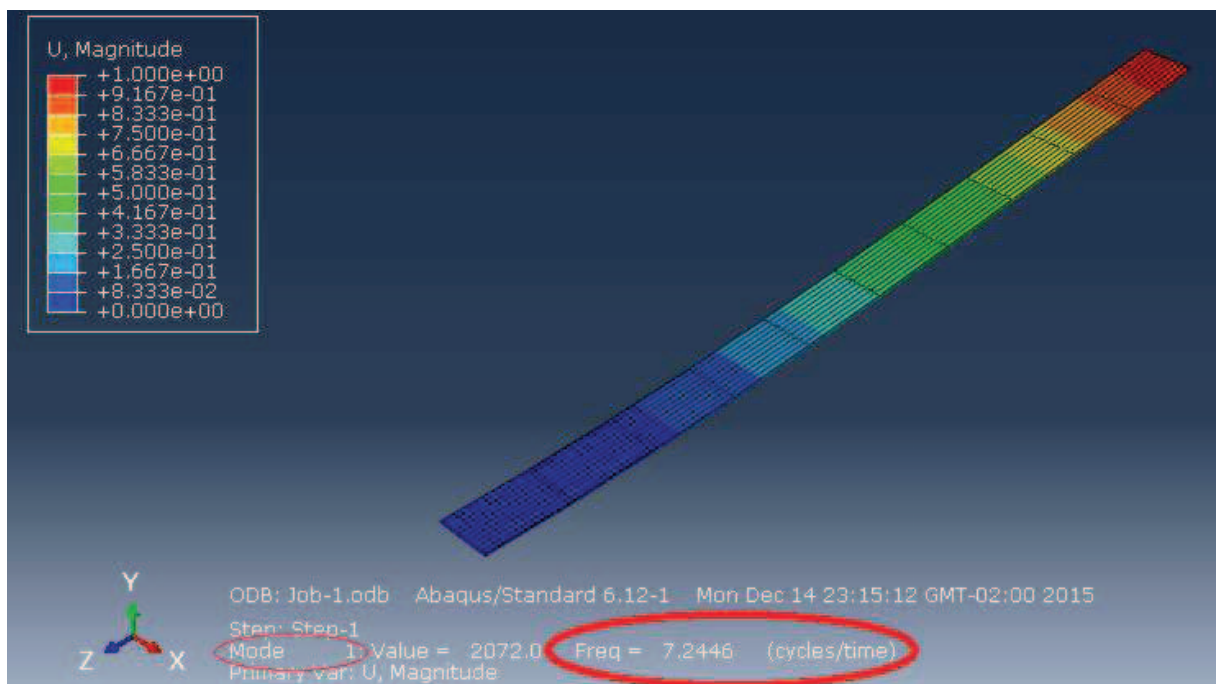


Figura 6. 4- Segundo modo de vibração da viga de Menão (2014).

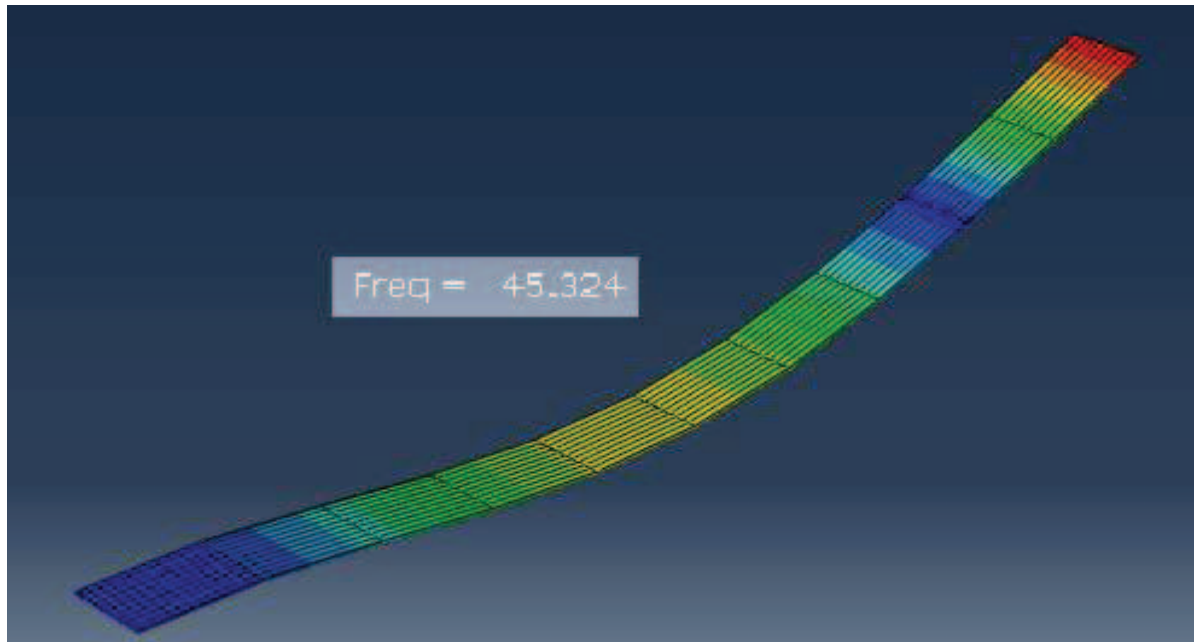


Figura 6. 5- Terceiro modo de vibração da viga de Menão (2014)

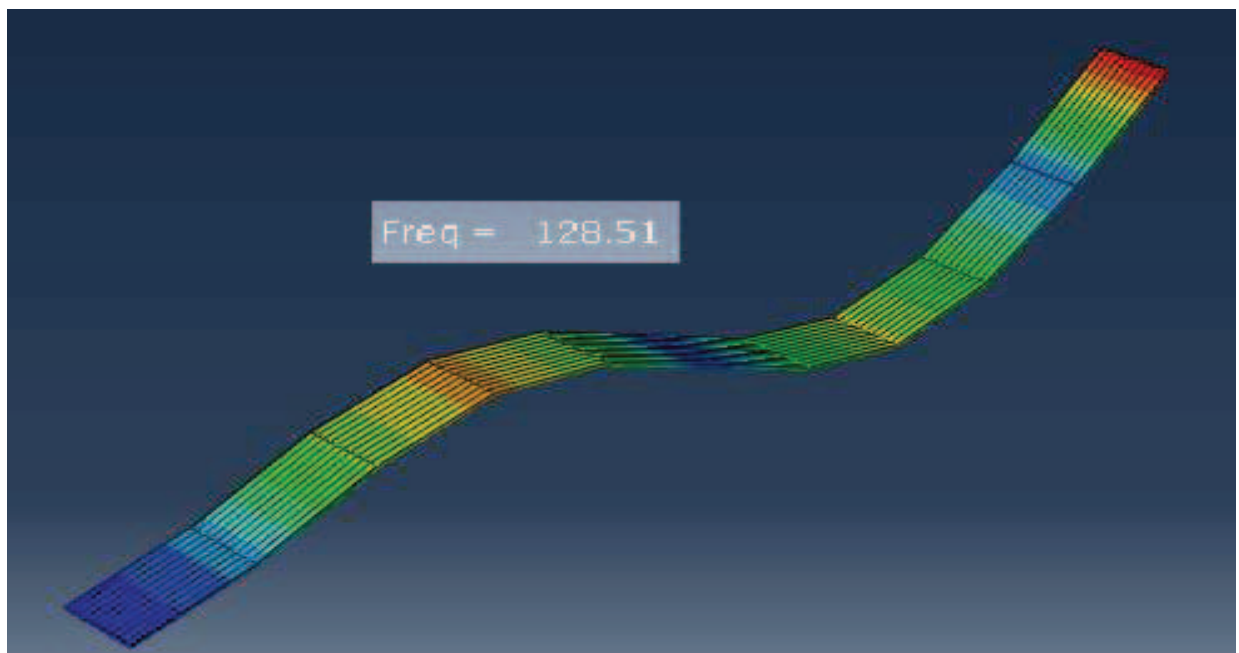


Figura 6. 6- Quarto modo de vibração da viga de Menão (2014).

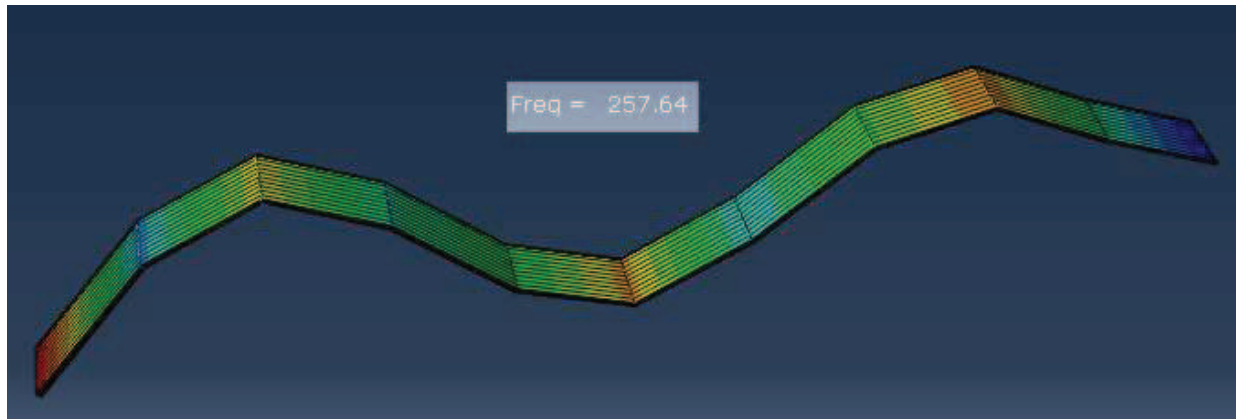
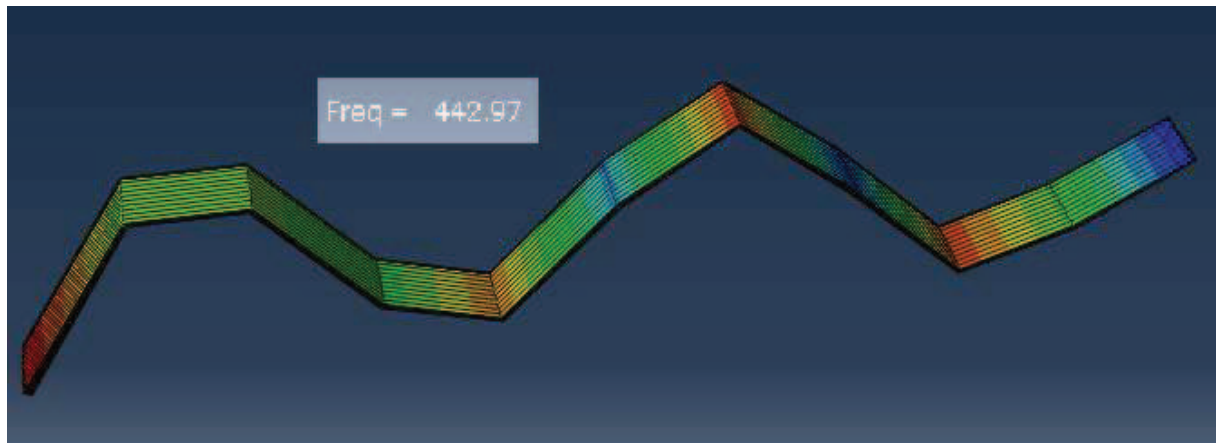
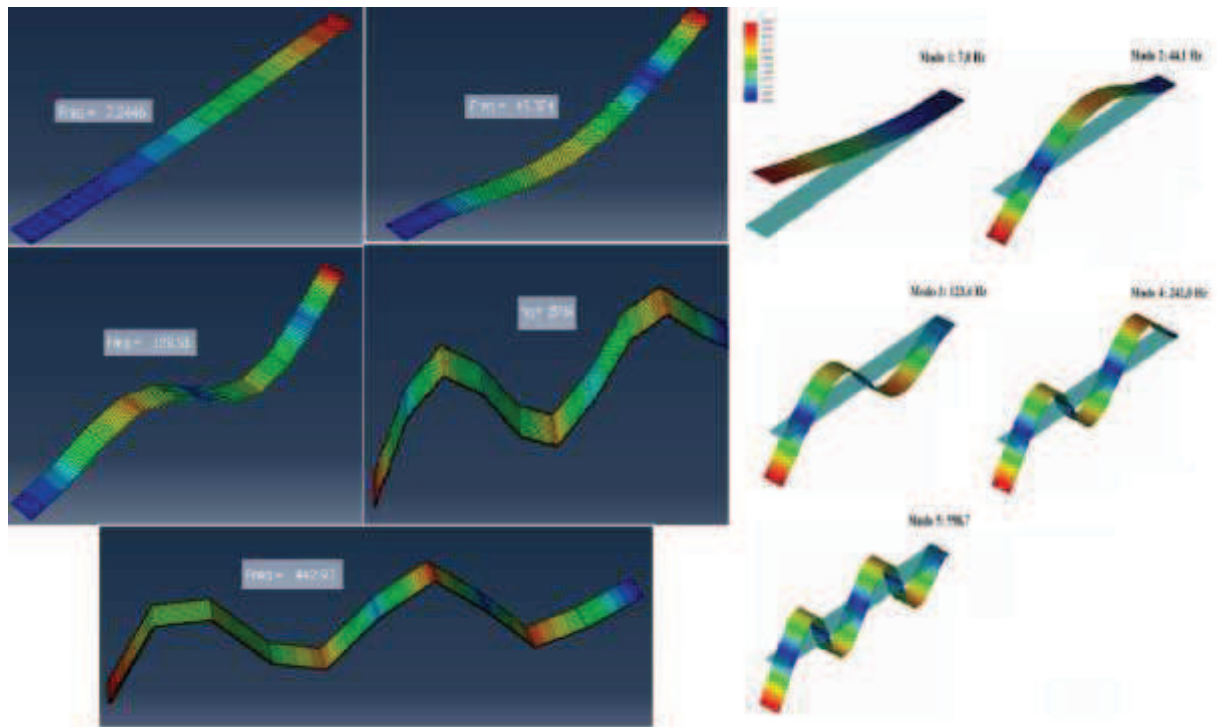


Figura 6. 7- Quinto modo de vibração da viga de Menão (2014)



A Figura 6.8 compara os modos de vibração da simulação no ABAQUS® com a do CREO® e no Tabela 6.3 é feito o comparativo entre os métodos através de seus resultados.

Figura 6. 8- Comparação entre os modos de vibração do ABAQUS® com CREO®



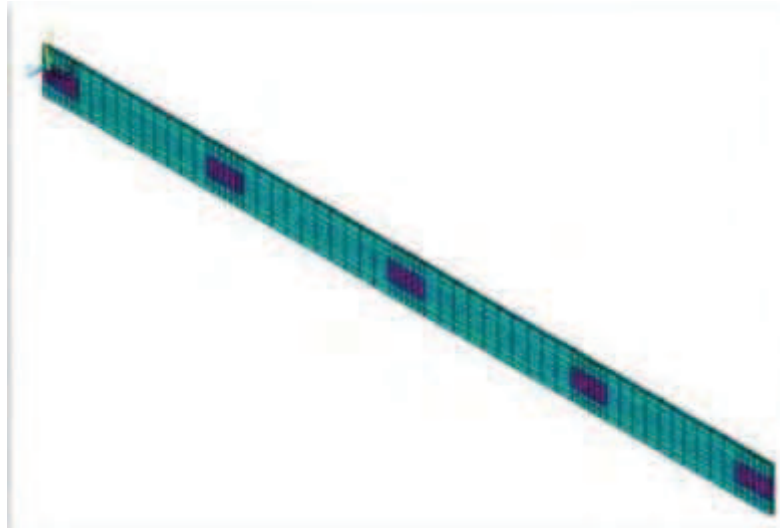
Quadro 6. 3- Comparativo das frequências naturais obtidas pelos diferentes processos

FREQUÊNCIAS NATURAIS	fn (Hz) - Teórico de Menão (2014)	fn (Hz) - MEF de Menão (2014)	fn (Hz) - MEF ABAQUS
FREQUÊNCIA 1	7	7	7,24 (3%)
FREQUÊNCIA 2	43,9	44,1 (0,5%)	45,32 (3,2%)
FREQUÊNCIA 3	122,9	123,4 (0,4%)	128,51 (4,6%)
FREQUÊNCIA 4	240,7	242 (0,5%)	257,64 (7%)
FREQUÊNCIA 5	398	400,4 (0,6%)	442,97 (11%)

Entre parênteses nas duas últimas colunas do Quadro 6.3 é dado em porcentagem o desvio entre o estudo analítico e os ensaios numéricos de Menão (2014) e o modelado no ABAQUS®.

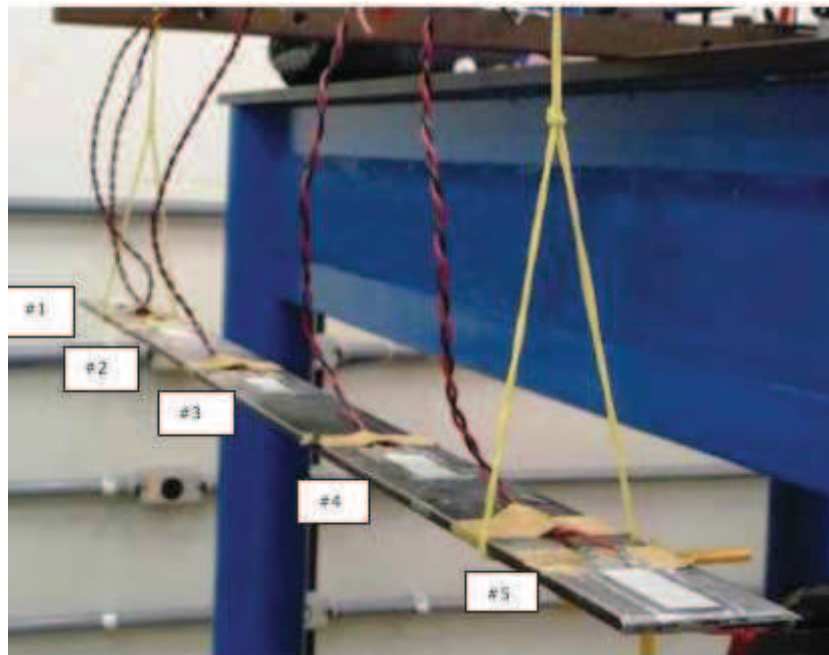
Uma nova viga com propriedades e características geométricas do Quadro 6.4, foi implementado computacionalmente de forma tridimensional no software ANSYS® por Prazzo (2011).

Figura 6. 9- Viga com a criação dos sensores após a criação da malha no ANSYS®



Fonte: Prazzo, 2011.

Figura 6. 10- Viga experimental de Prazzo (2011).



Fonte: Prazzo, 2011.

Quadro 6. 4- Parâmetros da viga de Prazzo (2011)

Seção Transversal	
Tipo	retangular
Espessura (e)	0,0031 m
Largura (B)	0,0377 m
Massa da Viga	0,5879 Kg
Área da seção transversal	0,00011687 m ²
Momento de Inércia Seção Transversal	1,3842180e-8 m ⁴
Material	
Descrição	Aço NBR 6655 LN28
Densidade	7860 kg/m ³
Modulo de Elasticidade	205 GPa
Viga	
Comprimento livre (L)	0,64 m

Fonte: Prazzo adaptado (2011).

Seus resultados são mostrados a seguir na Quadro 6.5.

Quadro 6. 5- Comparativo das frequências naturais obtidas pelos diferentes processos

FREQUÊNCIAS NATURAIS	fn (Hz) - Teórico de Prazzo (2011)	fn (Hz) - MEF de Prazzo (2011)	fn (Hz) - MEF ABAQUS
FREQUÊNCIA 1	43.47	43.76 (0,7%)	40,26 (7,97%)
FREQUÊNCIA 2	119.91	120.88 (0,8%)	114,7 (4,5%)
FREQUÊNCIA 3	234.71	237.64 (1,6%)	230,51 (1,8%)

Entre parênteses nas duas últimas colunas do Quadro 6.5 é dado em porcentagem o desvio entre o estudo analítico e os ensaios numéricos de Prazzo (2011) e o modelado no ABAQUS[®].

É possível observar que tanto os modos de vibração quanto os valores de frequências naturais obtidos pela modelagem no ABAQUS[®] satisfaz com proximidade os valores obtidos por outros métodos e software aplicados na viga por Menão (2014) e Prazzo (2011). Sendo o maior desvio obtido o de 11% entre os ensaios numéricos.

6.1.2- Modelagem de uma viga de concreto experimental e no ABAQUS®

Para o estudo das frequências naturais em estruturas de concreto escolheu-se através de uma série de simulações qual a viga mais se aproximava do comportamento de frequência crítica estabelecida pela Norma NBR 6118/ 2014.

O objetivo foi identificar frequências que poderiam causar instabilidade ou insegurança aos usuários e compara-lo com os valores de Frequência Crítica apresentados no Quadro 3.1. Para tanto os parâmetros da viga simulada numericamente estão no Quadro 6.6.

Foram estudados os três primeiros modos de vibração para uma viga biapoada por se considerar os modos que mais se aproximam dos métodos e simulações realizadas por outros autores o desvio é $< 5\%$ conforme Quadro 6.6.

Quadro 6. 6- Parâmetros para viga de concreto

Seção Transversal	
Tipo	Retangular
Altura (h)	0,20 m
Largura (B)	0,12 m
Massa da Viga	115,2 kg
Área da seção transversal	0,024 m ²
Momento de Inércia Seção Transversal	8 e-5 m ⁴
Material	
Descrição	Concreto
Densidade	2400 kg/m ³
Modulo de Elasticidade	30641,97 Mpa
Viga	
Comprimento livre (L)	2,40 m

Figura 6. 11- Viga de concreto armado modelada no Abaqus

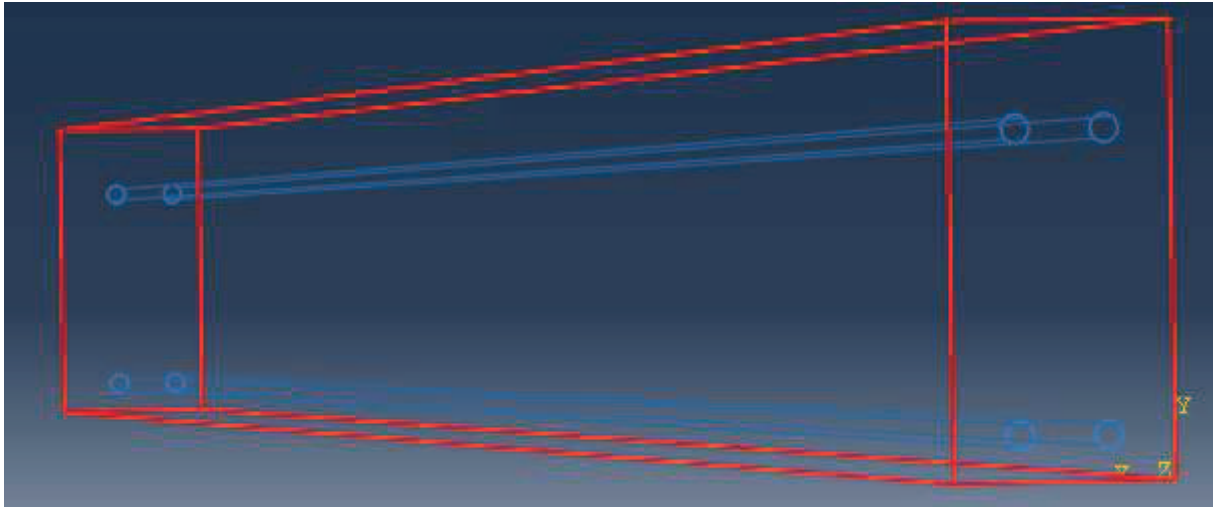


Figura 6. 12- Viga de concreto armado na condição de biapoiada sobre a mesa de reação



Figura 6. 13- Condições de apoio da viga a) apoio de segundo gênero (fixo) b) apoio de primeiro gênero (móvel).



6.2 ANÁLISE MODAL COM ACELERÔMETROS

A utilização de sensores e atuadores tem crescido visto sua praticidade de medir e atuar em um mesmo ponto. Além do que, proporciona uma facilidade reduzindo tamanho, peso e custos de sistemas de aquisição de dados e controle mais complexos. A geometria dos sensores permite que sejam inseridos diretamente na estrutura sem alterar suas características originais.

O acelerômetro permite respostas entre múltiplos domínios físicos. Por exemplo, aqueles materiais que convertem sinais elétricos em deformações mecânicas ou deformações mecânicas em saídas elétricas. (PRAZZO, 2011)

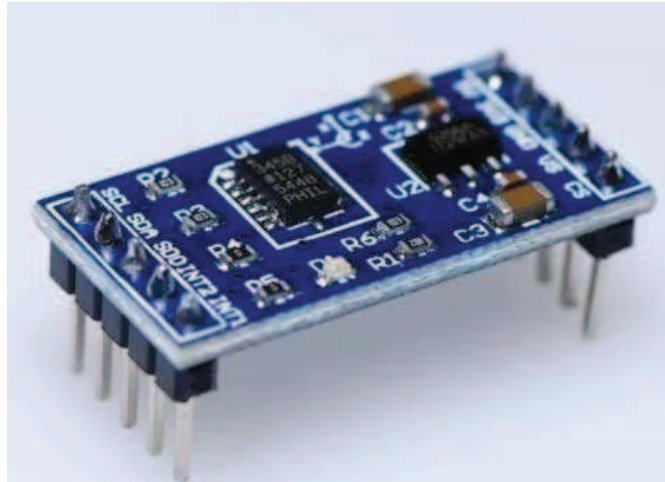
Segundo Prazzo (2011) a análise modal é uma excelente ferramenta para estudar as características do comportamento dinâmico de estruturas, pois através dela é possível obter funções de resposta em frequência e os parâmetros modais das mesmas.

Neste contexto, os acelerômetros têm sido utilizados devido ao seu baixo custo e baixo peso próprio podendo ser acoplados diretamente nas estruturas. Para Wang e Wang (1997), esses sensores permitem a realização das medições com precisão.

A análise modal pode ainda, ser realizada de formas diferentes, um exemplo, seria uma análise utilizando modelos em elementos finitos, ou uma análise modal experimental, em que se utiliza a relação entre os sinais de excitação e resposta da estrutura para a obtenção de uma função de transferência, ou mesmo uma análise baseada na resposta da estrutura como é o caso deste trabalho.

O acelerômetro utilizado na pesquisa foi o ADXL345 como ilustrado na Figura 6.14 ele é pequeno, fino, consome pouca energia. Este sensor possui três eixos com medição em alta resolução em até ± 16 g. O ADXL345 é bem adequado para aplicações de dispositivos móveis, isto é, mede a aceleração estática de gravidade em aplicações de sensores de inclinação, bem como a aceleração dinâmica resultante do movimento ou choque. Maiores informações sobre o dispositivo estão no Anexo A.

Figura 6. 14- Acelerômetro ADXL345



Fonte: analog.com

Em ambos os casos, o ADXL345 opera como um escravo. Portanto, necessita de um dispositivo mestre para operar utilizando a técnica mestre-escravo. Somente um dispositivo mestre pode iniciar a comunicação. O dispositivo mestre é quem pergunta ao sensor quais informações ele quer saber e recebe e interpreta as respostas do sensor. Os dispositivos escravos respondem de acordo com o pedido do mestre, ou de acordo com a tarefa designada. Essas respostas são armazenadas em um dispositivo auxiliar que pode ser um computador, celular, tablet, etc.

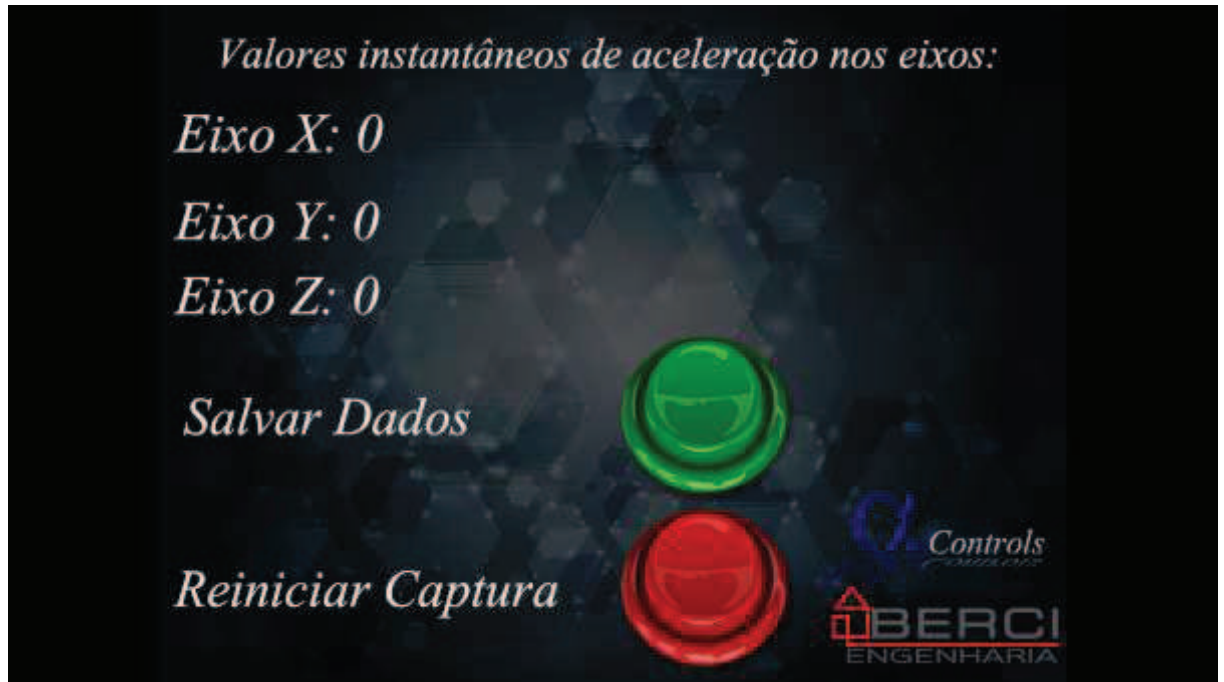
A Figura 6.15 abaixo mostra a fase de testes para comunicação entre o acelerômetro e a controladora (dispositivo escravo e dispositivo mestre). Com a comunicação entre dispositivos realizada criou-se um software de para as leituras que se pretendia fazer na viga experimental com um rede Wifi sendo gerada da própria controladora armazenando os dados no computador via rede.

Figura 6. 15- Fase de testes do acelerômetro



O aperfeiçoamento do software deu a origem a um aplicativo de celular Android para a captura das acelerações na viga que se mostrou muito útil e prático, dado o fato do engenheiro poder andar com um dispositivo capaz de avaliar comportamentos dinâmicos de estruturas no próprio bolso. A Figura 6.16 mostra a interface do aplicativo criado para a leitura das acelerações na viga.

Figura 6. 16- Interface do aplicativo para leitura de aceleração instantânea



7 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Quanto ao ensaio numérico foram obtidos os seguintes resultados:

Figura 7. 1- Primeiro modo de vibração da viga de concreto

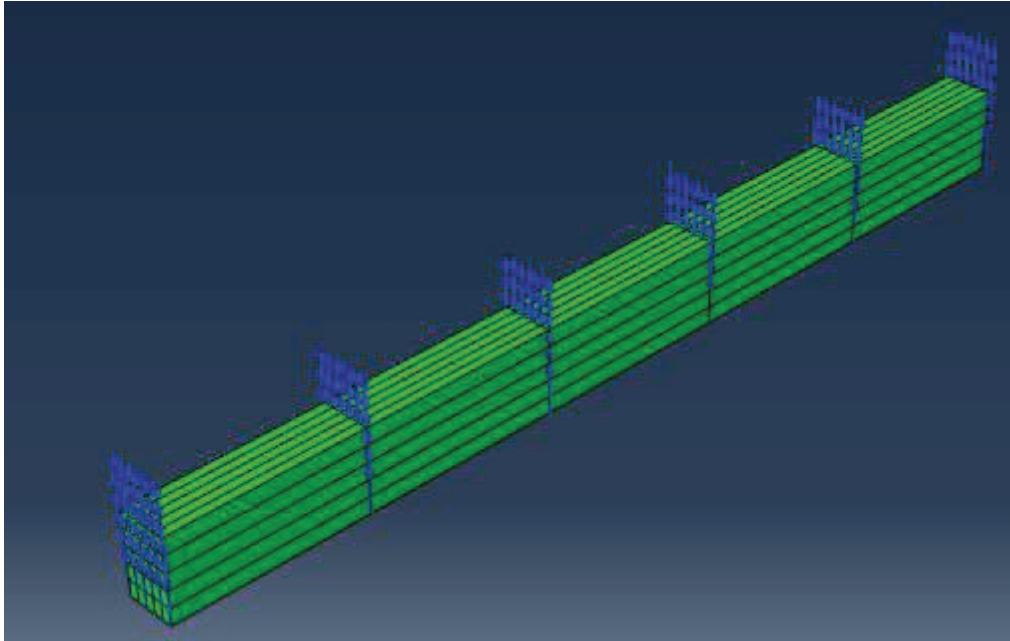


Figura 7. 2- Segundo modo de vibração da viga de concreto

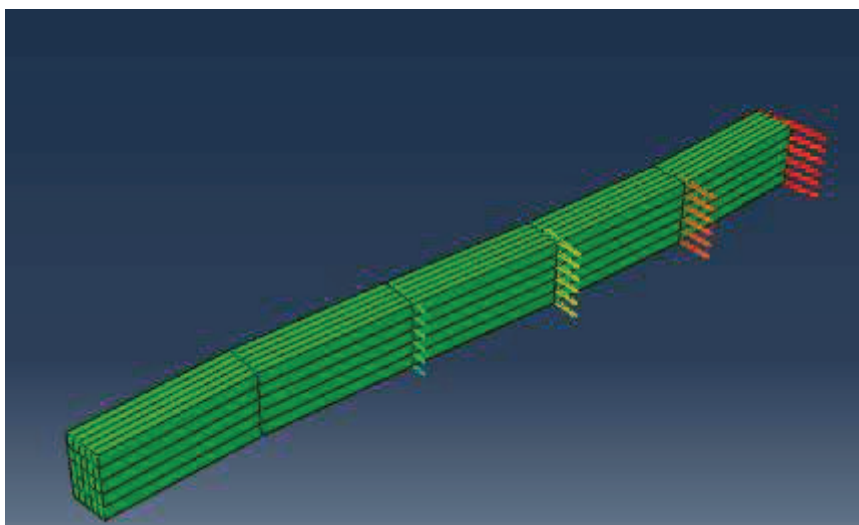
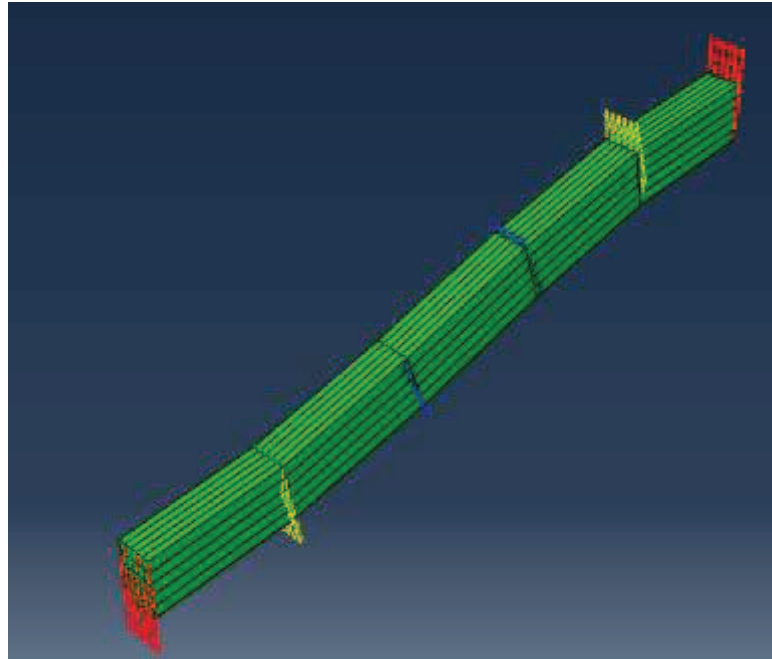
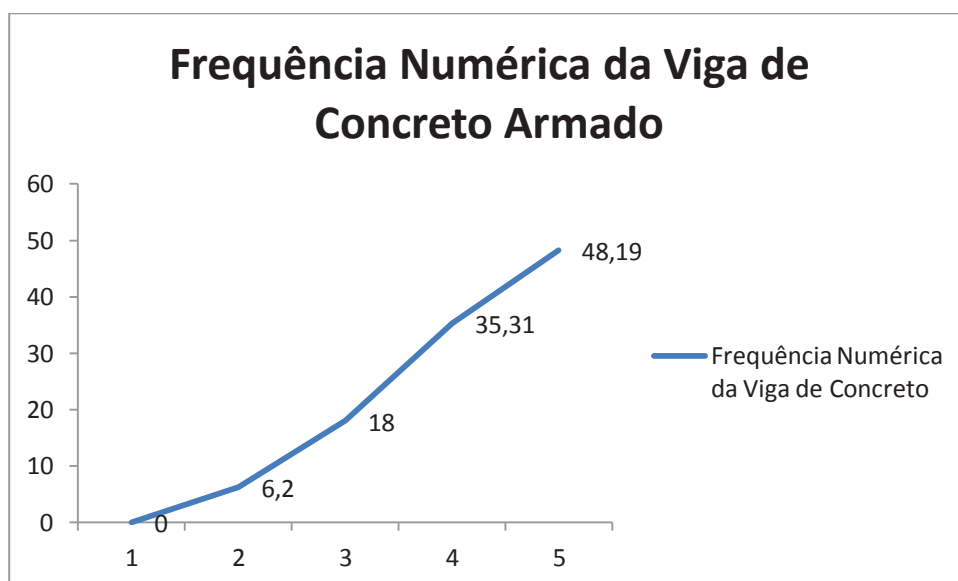


Figura 7. 3- Terceiro modo de vibração da viga de concreto



Os valores dos modos de vibração da simulação numérica foram plotados em um gráfico afim de se mostrar o comportamento natural da estrutura ao longo do tempo em que o eixo das abscissas é o modo de vibração e o eixo das ordenadas é a frequência respectiva de cada modo.

Gráfico 7. 1 - Frequência Numérica da viga de concreto armado

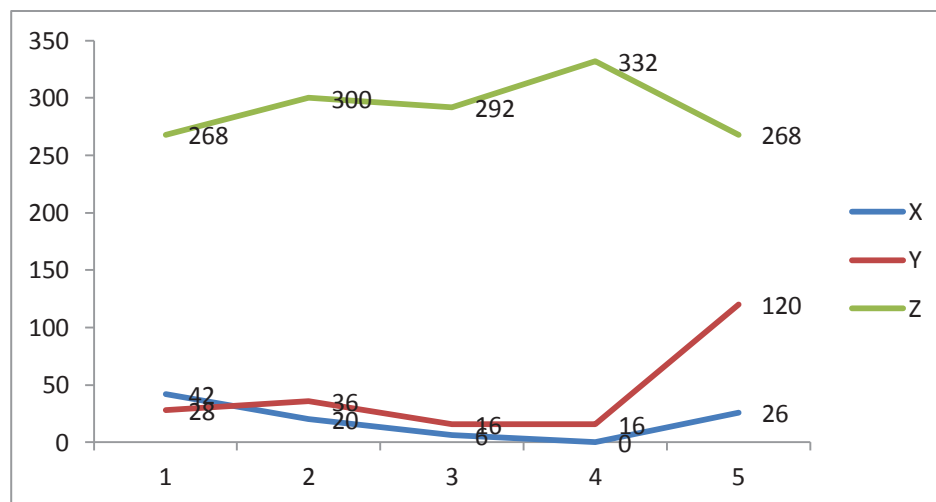


Através da simulação é possível verificar que os valores do segundo modo de vibração da viga proposta não satisfaz o parâmetro da norma que prevê que a frequência natural da estrutura deve se afastar da frequência crítica em proporção de 20%, ou seja, "para assegurar comportamento satisfatório das estruturas sujeitas a vibrações, deve-se afastar o máximo possível a frequência própria da estrutura (f) da frequência crítica (f_{crit}), que depende da destinação da respectiva edificação." (NBR 6118, 2014, Pg. 192).

Tomando como comparativo o Quadro 1 que mostra a frequência crítica provocada por pessoas nas estruturas (variando entre 3,5 e 8 Hz) percebe-se que a frequência limite para a estrutura se afastar dessas ações deve ser ($2,9 \text{ Hz} > f_n$ ou $f_n > 9,6 \text{ Hz}$). Como o segundo modo de vibração é de aproximadamente 6,2 Hz ele está em uma faixa que poderia representar instabilidade para estrutura ou insegurança para os usuários.

Os resultados da modelagem experimental são apresentados a seguir. Como o comportamento da viga foi medido com auxílio do acelerômetro, os resultados iniciais foram dados em aceleração. Os gráficos abaixo mostram as diferentes acelerações dos eixos (X, Y,Z) em função do tempo e modo. No Gráfico 7.2 a seguir, as abscissas mostram o número da amostra e no eixo da ordenada é mostrado a aceleração.

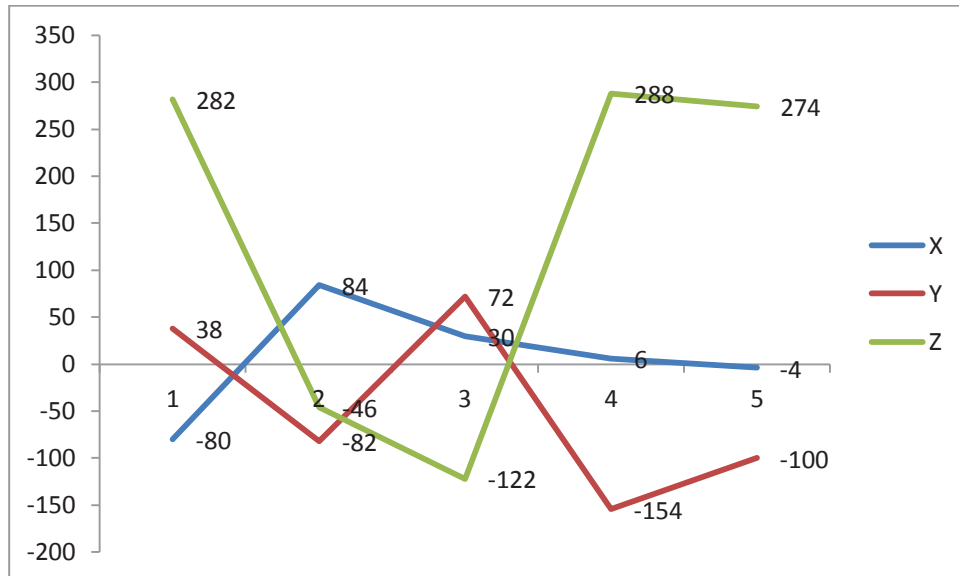
Gráfico 7. 2 Modos de aceleração da viga em sua frequência natural do ensaio experimental



Após medir o modo de aceleração natural da viga de concreto armado foi realizado um ensaio dinâmico experimental. No ensaio experimental excitou-se a viga com a ação de um vibrador próximo ao apoio de segundo gênero para medir seu comportamento.

O resultado da excitação da viga com o vibrador é mostrado no Gráfico 7.3 abaixo:

Gráfico 7. 3- Modos de aceleração da viga submetida a uma vibração forçada



Percebe-se que a alteração do comportamento da viga foi aferida pelo acelerômetro mostrando seus novos modos de aceleração para ação dinâmica. Os ensaios foram capazes de mostrar como a viga ficou vulnerável a excitação forçada pelo vibrador. Com a finalidade de mostrar como a excitação alterou o comportamento de cada eixo é que são mostrados os gráficos abaixo.

Gráfico 7. 4- - Comparativo entre os modos de aceleração da viga em relação ao eixo X.

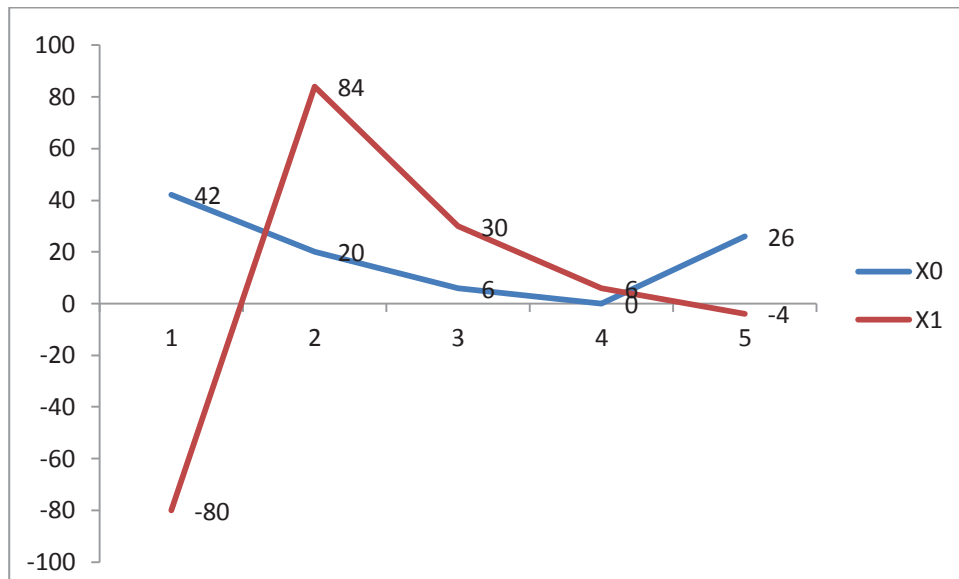


Gráfico 7. 5- - Comparativo entre os modos de aceleração da viga em relação ao eixo y.

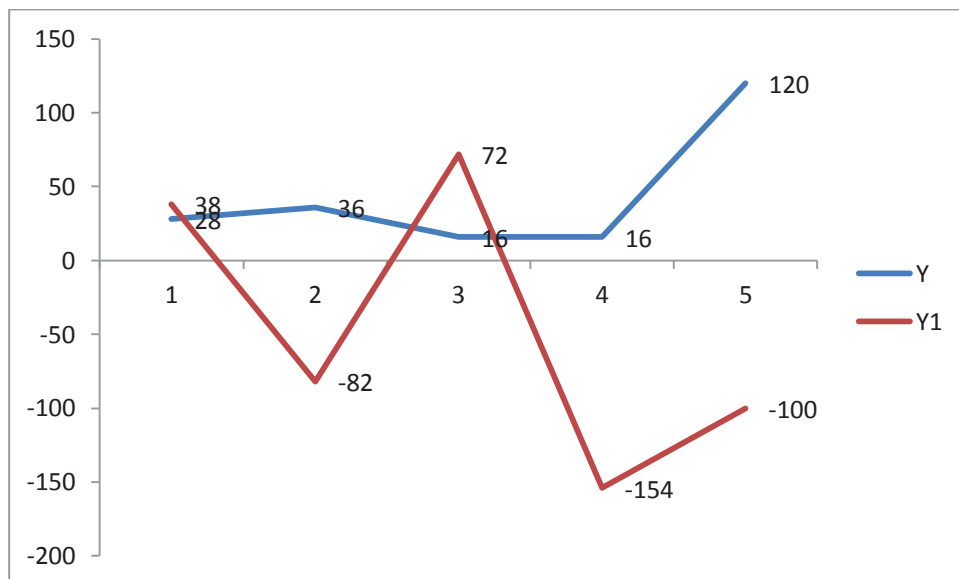
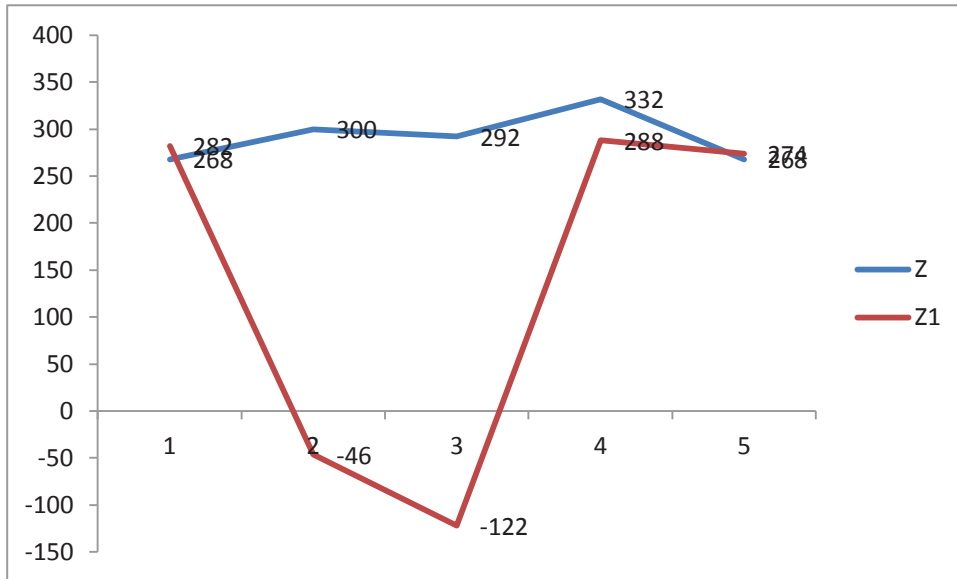


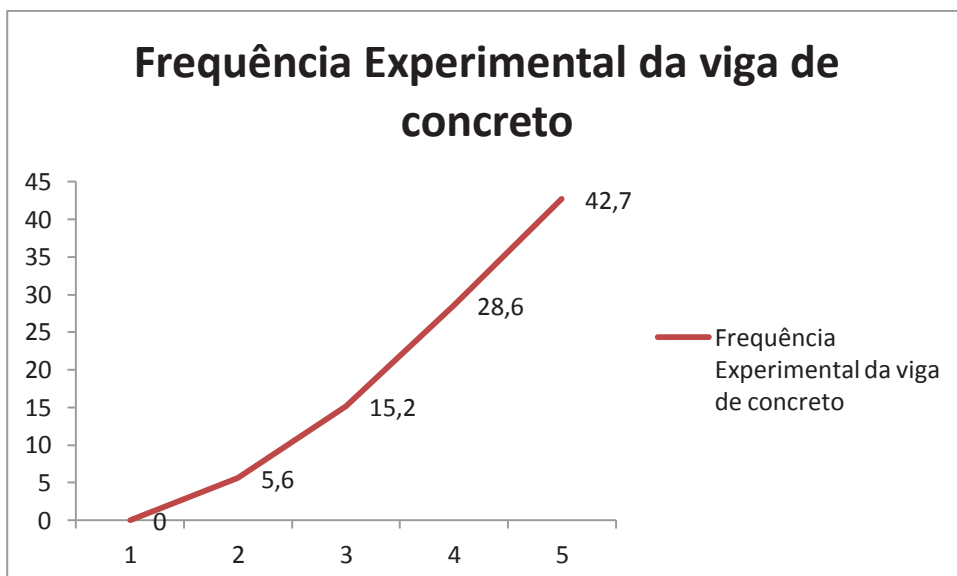
Gráfico 7.5 - Comparativo entre os modos de aceleração da viga em relação ao eixo Z



Após o tratamento dos dados recebidos pelo acelerômetro foi possível utilizar-se da transformada de Fourier para a transformação das coordenadas de aceleração de cada eixo recebida em frequência única de vibração. Para tanto foi utilizado o software MATLAB[®].

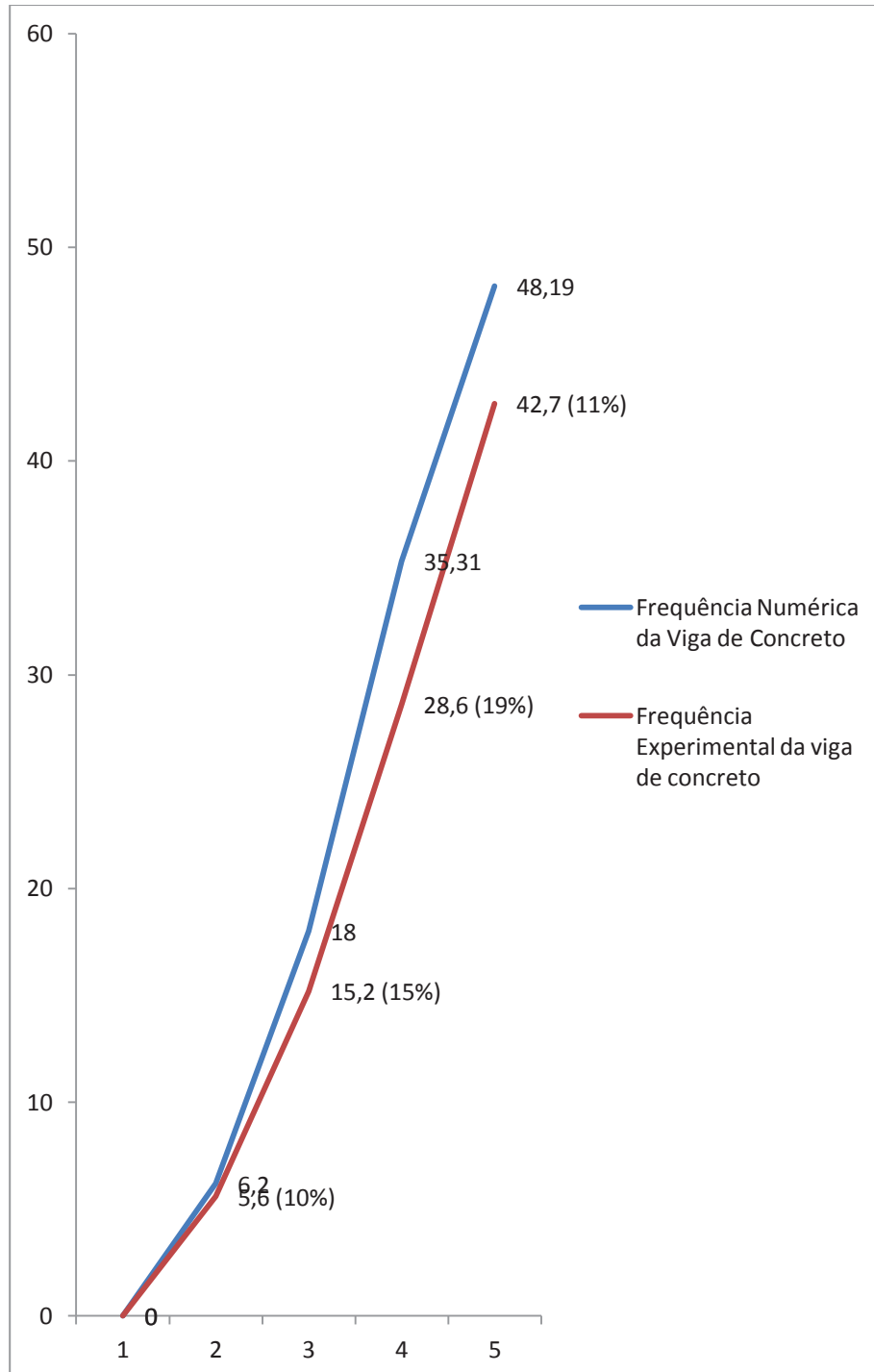
Os resultados podem ser observados no Gráfico 7.6 abaixo.

Gráfico 7.6- Frequência experimental da viga de concreto



Comparando os dois gráficos de frequência natural da viga de concreto biapoiada é possível afirmar que o valor do ensaio numérico e do ensaio experimental convergiram. Entre parêntese no Gráfico 7.7 é mostrada, em porcentagem, qual o desvio entre o numérico e o experimental.

Gráfico 7.7 - Comparativo entre a frequência natural numérica e a experimental.



8. CONCLUSÃO

No trabalho é apresentada a modelagem para uma estrutura do tipo viga, na condição biapoiada, em que pudesse avaliar seus modos de vibração natural por meio de simulação numérica e ensaio experimental com auxílio de sensores do tipo acelerômetro. Baseado no equacionamento de funções genéricas de Lagrange, Craig e Rao. Para servir de referência aos dados que foram obtidos o conjunto foi modelado com os métodos dos elementos finitos e também foi feita uma análise modal experimental.

Esse trabalho procurou avaliar e comparar como se comporta a estrutura de concreto armado em seu modo de frequência natural e comparar com a norma NBR 6118/2014 para ver se atende as condições de segurança. Os resultados no trabalho mostraram que nos dois primeiros modos de vibração a frequência da viga estudada está dentro da faixa crítica em que a norma orienta se afastar em até 20% (Quadro 1.1) estando fora dos padrões de segurança mesmo sendo dimensionada dentro dos parâmetros mínimos exigidos em norma.

Para afastar a presente viga dos modos de frequência natural crítico poder-se-ia tomar algumas ações de controle como o aumento da seção transversal por encamisamento, reforço com estrutura metálica, ou ainda reforço com PRFC utilizada em alguns países da Europa para o reforço de estruturas a ações sísmicas.

O trabalho também apresentou uma relevante concordância quando comparados os valores utilizados como referência (análise modal utilizando acelerômetro e também com o modelo de elementos finitos utilizando o ABAQUS®). No entanto, no desenvolvimento da pesquisa foi possível perceber uma série de dificuldades nas medições por acelerômetro, primeiro na comunicação com o mesmo, a necessidade de um dispositivo mestre, e depois, como a viga apresenta amplitudes pequenas e os sensores (acelerômetros) são muito sensíveis, acabou-se captando ruídos de baixas amplitudes que se confundiam com o sinal. Para resolução desse problema foram feitas inúmeras pesquisas e testes sobre o funcionamento de acelerômetros. Os ensaios também permitiram o entendimento da importância da frequência natural na prática, visto que uma viga qualquer excitada por uma frequência não prevista e calculada pode assumir comportamento aleatório e de risco como nos casos citados no trabalho.

Os resultados desta pesquisa demonstraram-se satisfatórios, validando a análise com utilização de sensores do tipo acelerômetro e a modelagem numérica pelo ABAQUS® e que poderia ser aplicada para o estudo em estruturas mais complexas.

Como sugestão para trabalhos futuros seria interessante aplicar essa metodologia a outros tipos de condições de apoio em vigas, e mesmo o estudo da interação entre a cola dos sensores na estrutura analisando sua influência nos resultados obtidos.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, R. R. **Análise de Vibrações em Sistemas Estruturais para Pisos Mistos com Joists Submetidos a Atividades Humanas Rítmicas**. 2008. 87 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- ALMEIDA, P. A. de Oliveira; RODRIGUES **Avaliação de danos em pontes decorrentes das vibrações decorrentes das vibrações induzidas por veículos**. 2011. Pesquisa FAPESP.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. NBR 8681**. Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. NBR 6120**. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **Forças devidas ao vento em edificações. NBR 6123**. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – procedimento: NBR 6118**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas resistentes a sismos – procedimento: NBR 15421**. Rio de Janeiro, 2006.
- BASTOS, P. S. S. **Fundamentos do Concreto Armado**. Universidade Estadual Paulista, UNESP. São Paulo, 2011.
- BEER, F.P.; JOHNSON JR. E.R. **Resistência dos Materiais**. 3.ed. São Paulo, Makron, 1995.
- BS 7385/ 1993, **Evaluation and measurement for vibration in buildings**. Guide for measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings, 1990. Norma Britânica.
- CARDOSO, D. G. P.; BORCHARDT K.; MARQUES R. L. **Análise de frequência em pontes de seção mista**. 2011. 84 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em engenharia civil) – Universidade Anhembi Morumbi. São Paulo.
- CARNEIRO, R. B. **Controle Semi-ativo de Vibrações Estruturais Utilizando Amortecedor Magnetorreológico**. 2009. 154 f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade de Brasília. Brasília.
- CARVALHO, B. et. al. **Ação sísmica sobre os edifícios: Por que razão alguns edifícios não caem?** 2014. Porto. 23 p. Notas de aula.
- CAVALCANTI, B. **Ponte Tacoma Narrows, 1940 – um estudo dos efeitos não-lineares**. 2015. Disponível em: <<http://www.astropt.org/2015/04/06/ponte-tacoma-narrows-1940-um-estudo-dos-efeitos-nao-lineares/>>. Acesso em: 25 out 2015.

CHANDRUPATLA, T.R.; BELEGUNDU, A.D. **Elementos Finitos**. 4.ed. São Paulo, PEARSON, 2014.

COELHO, F. M. M. **Reforço sísmico de pontes com FRP's**. 2010. 176 f. Dissertação (Mestrado em engenharia civil) – Universidade de Aveiro. Aveiro.

COLIN, S. **As primeiras construções em ferro fundido e forjado**. Disponível em: <<https://coisasdaarquitectura.wordpress.com/tag/rio-severn/>>. Acesso em: 03 set. 2015.

CRAIG, R.R. **Structural Dynamics**. 1ed. New Your, John Wiley. 1981. Halliday, D. Resnick, R e Walker, J. **Fundamentos da Física**. Vol. 2. Livros Técnicos e Científicos - LTC. Rio de Janeiro, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **Manual de Inspeção de Obras-de-Arte Especiais**. Rio de Janeiro, 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Norma DNIT 010/2004 – PRO: Inspeção em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

DIN 4150, **Structural vibration (Erschuetterungen im Bauwesen)**: Deutsches Institut Fur Normung E.V., 1999 Norma alemã relativa a vibrações em estruturas.

DYKE, S. J. **Acceleration Feedback Control Strategies for Active and Semi-Active Control Systems: Modeling, Algorithm Development, and Experimental Verification**.1996. 274 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Graduate School of the University of Notre Dame. Indiana.

EUROPEAN STANDARD. **Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 2: Bridges: EN 1998-2**. European Committe for Standardization. 2005.

FERRARI, G.A.; **Simulação Numérica do comportamento estrutural de vigas alveolares mistas de aço e concreto**. Faculdade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2013.

FERREIRA, P. N. J. **Ressonância: o curioso caso da ponte Tacoma Narrows**. 2013. Disponível em: <<http://www.portaleducacao.com.br/pedagogia/artigos/41429/ressonancia-o-curioso-caso-da-ponte-tacoma-narrows>>. Acesso em: 20 out. 2015.

FRANCO, D. S. **Por que soldados não marcham sobre pontes?** 2012. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/fisicaecidadania/2012/08/01/por-que-soldados-nao-marcham-sobre-pontes/>>. Acesso em: 20 out. 2015.

FREIRE, J. P. N. **Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade**. 2009. 179 f. Dissertação (Mestrado em engenharia geotécnica) – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto.

GUERREIRO, L. **Danos em pontes devido à acção sísmica**. 2010. 13 f. Tese (Formação Avançada em Engenharia de Estruturas) – Instituto Superior Técnico. Lisboa.

HALLIDAY, D.; RESNICK, R.; WALKER, J. **Fundamentos da Física**. vol. 2. Livros Técnicos e Científicos - LTC. Rio de Janeiro, 2010.

JUNKINS, J. L.; KIM, Y. *Introduction to Dynamics and Control of Flexible Structures*. Washington: American Institute of Aeronautics and Astronautics, 1993. 452p

KEYSIGHT TECHNOLOGIES. **Osciloscópios InfiniiVision da Série 4000X**. USA, 2014.

KIMURA, A. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado**. Pini. São Paulo, 2007.

LARA, V. **Controle de Vibrações em Vigas Metálicas com Distintas Configurações de Apoio Utilizando Amortecedores de Massa Sintonizados**. 2007. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília.

LOPES-YANEZ, P. A. e SOUZA, J. T. G. **Dinâmica estrutural e controle de vibrações em pontes**. 1997. Disponível em: <<http://www.abcm.org.br>>. Acesso em: 20 out. 2015.

MAIA, N. M.; SILVA, J. M. **Theoretical and Experimental Modal Analysis**. Hertfordshire, Research Studies Press Ltd., 1997.

MARRA, J.C.O. **Controle híbrido de vibrações em estruturas sob excitação de banda larga, utilizando neutralizador viscoelástico e filtro adaptativo**. 2007. 131 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis – SC.

MARTHA, L. F.; **Análise de Estruturas**. Elsevier. 2º Tiragem. Rio de Janeiro, 2010.

MEIROVITCH, L. **Elements of Vibration Analysis**. Tokyo: McGraw-Hill, 1975.

MENÃO, M. C.; **Controle ativo de vibrações em vigas utilizando controle de Edforward e Elemento espectrais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia civil) – Universidade Federal de Bauru, Florianópolis – SC.

MENDES, P.; OLIVEIRA, S. **Análise Dinâmica de Estruturas: Utilização Integrada de Modelos de Identificação Modal e Modelos de Elementos Finitos**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, 2008.

MONLEÓN, C. S. **Análisis de vigas, arcos, placas y láminas**. Universidad Politécnica de Valencia, 1999

MOUTINHO, C. M. R. **Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil**. 2007. 394 f. Dissertação (Doutorado em engenharia civil) – Universidade do Porto. Lisboa.

NAGAHAMA, C. V. **Análise numérica e modelagem computacional de um sistema estrutural com controle semiativo de vibração do tipo amortecedor magnetorreológico**.

2013. 97 f. Dissertação (Pós-graduação em Modelagem Computacional) – Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora – MG.

NATIONAL CENTERS FOR ENVIROMENTAL INFORMATION. 1989 Loma Prieta, USA Imagens. 2012. Disponível em: <<http://www.ngdc.noaa.gov/>>. Acesso em: 16 out. 2015.

NÓBREGA, P. G. B. **Análise Dinâmica de Estruturas de Concreto: Estudo experimental e numérico das condições de contorno de estruturas pré-moldadas.** Universidade de São Paul, USP. São Carlos-SP, 2004.

NORMA PORTUGUESA. **Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios: EN 1998-1.** Caparica. 2010.

NORMA PORTUGUESA. **Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos: EM 1998-5.** Caparica. 2010.

PESTANA, I. G. **Controlo de vibrações em engenharia civil - amortecedor de colunas de líquido sintonizado.** 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa. Lisboa

PFEIL, M. S. **Comportamento aero elástico de pontes estaiadas.** 1993. 269 f. Tese (Doutorado em ciências em engenharia civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

PICCOLI, H. C. **Introdução ao Estudo de Vibrações.** 2011. Disponível em: <<http://www2.ee.furg.br/piccoli/apostila/unidade1.pdf>>. Acesso em: 12 set. 2015.

PRAZZO, C. E. **Análise Modal de uma estrutura do tipo viga utilizando materiais piezelétricos (PVDF) como sensores.** 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual Paulista, Ilha solteira. São Paulo.

POPOV, E. P., **Engineering Mechanics of Solids**, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1990.

RAO, S., **Vibrações Mecânicas**, 2008. Pearson. 4º Edição. São Paulo, 2009.

RODRIGUES, R. O. **Análise Dinâmica Bi-Dimensional Não-Linear Física e Geométrica de Treliças de Aço e Pórticos de Concreto Armado.** 1997. 275 f Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

SIONEK, A. **Controle de vibrações: Tacoma Narrows.** 2015. Disponível em: <<http://www.polyteck.com.br/tacoma-narrows/>>. Acesso em: 25out 2015.

SOARES, A. et al. **A construção civil e a inovação tecnológica na sustentação e resistência das edificações diante de abalos sísmicos.** 2009. 16. Projeto de Pesquisa (MBA em Gestão Estratégica Empresarial) - Centro Universitário de Barra Mansa. Barra Mansa – RJ.

SORIANO, H. L. **Introdução à Dinâmica das Estruturas**. Elsevier. Rio de Janeiro, 2014

SORIANO, H. L.; LIMA, S. S. **Análise de Estruturas: Método das Forças e Método dos Deslocamentos**. Ciência Moderna. 2º Edição. Rio de Janeiro, 2006.

SPENCER, B. F. and SOONG, T. T. **Mechanics and dynamics of intelligent passive vibration control system**. Journal of Engineering Mechanics, Reston, 04 abril. 1997. Disponível em: <[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1997\)123:4\(322\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:4(322))>. Acesso: 12 set. 2015

TAVARES, E. J. **Modelo experimental para ensaios de Flutter de uma seção típica aeroelásticas**. 2009. 101 f. Dissertação (Mestrado em engenharia mecânica) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo.

TEIXEIRA, G.M. **Análise de Impacto em Vigas Usando-se o Método de Integração Explícita no tempo**. Universidade de São Paulo, USP. São Carlos-SP, 2002.

THOMSON, W. T. **Teoria da vibração: com aplicações**. 2. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1978.

TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J. N. **Theory of Elasticity**. Tokyo: McGraw-Hill Book Company. 1934.

VALENTE, L. S., **Patologias Estruturais Causadas por Efeitos de Sismo, Explosão e Exposição ao Fogo**. UFF, Rio de Janeiro- RJ, 2014.

VIAPOL EUCLID GROUP - **Recuperação e Reforço Estrutural**. São Paulo. 2015. Disponível em: <http://www.viapol.com.br> . Acesso em: 23/05/2015

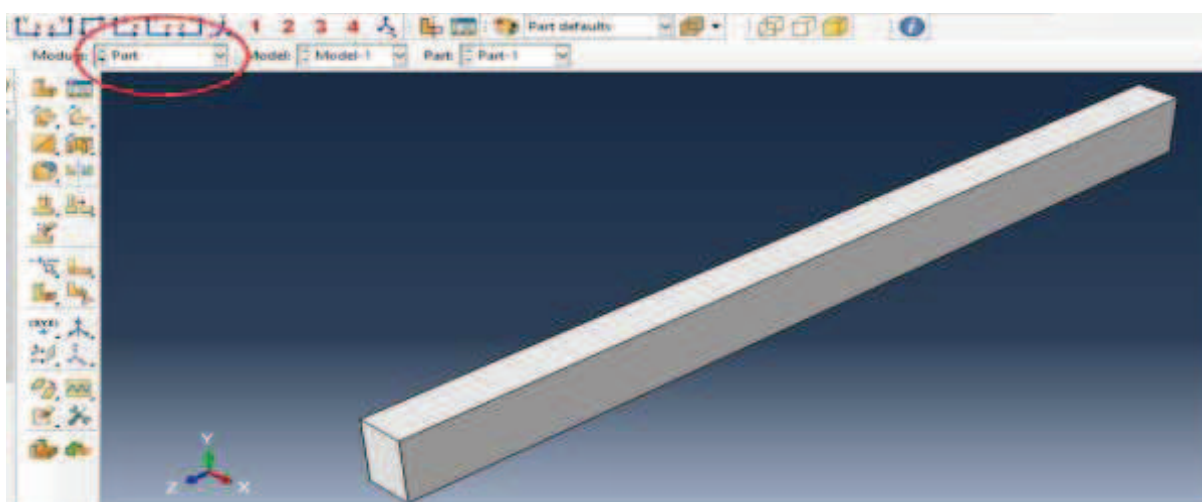
VIRTUOUS. **Ressonância**. (s/d) Disponível em: <<http://www.sofisica.com.br/conteudos/Ondulatória/Ondas/ressonancia.php>>. Acesso em: 16 out. 2015.

WAIDEMAN, L. **Análise dinâmica de placas delgadas utilizando elementos finitos triangulares e retangulares**. 2004. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.

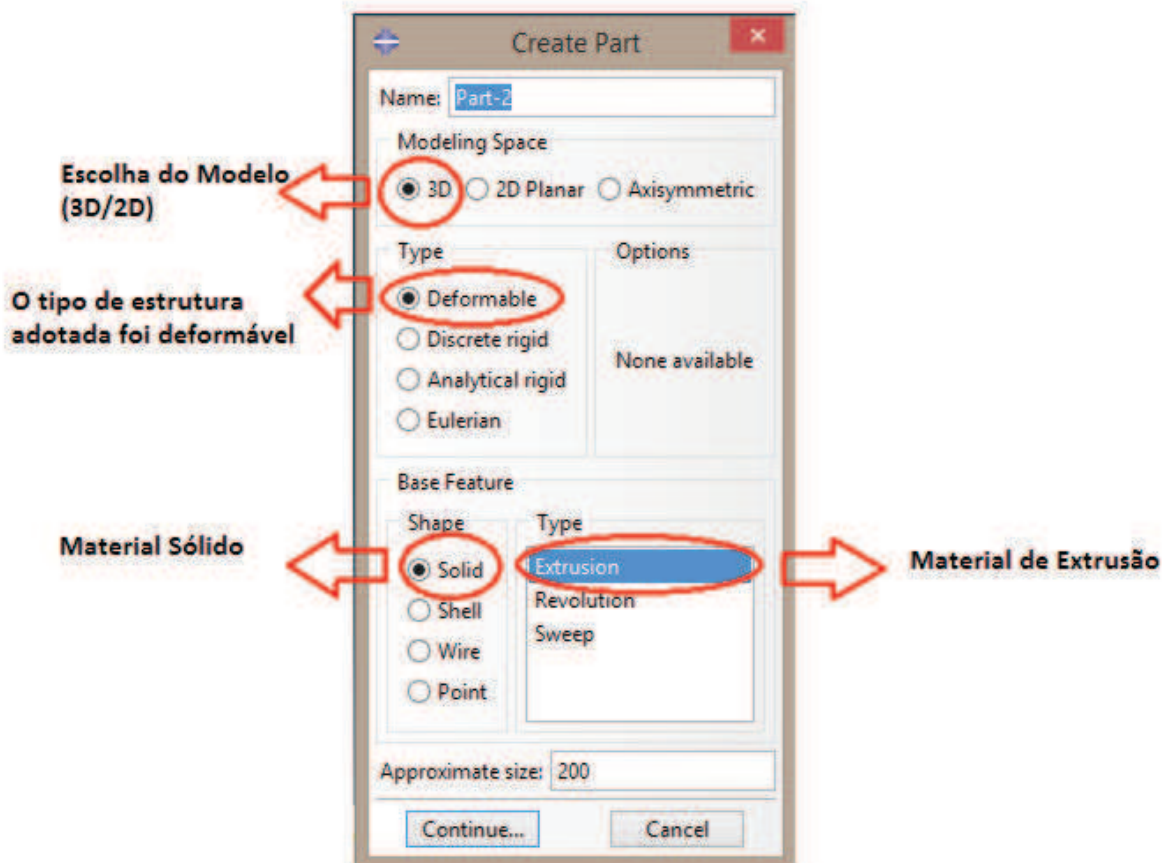
WALDIR, N. F. F. **Aplicação de modelos teórico-computacionais para simulação do comportamento dinâmico de estruturas amortecidas através de materiais viscoelásticos**. 2012. 90 f. Dissertação (Pós-graduação em Modelagem Computacional) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora – MG.

**APÊNDICE A – Breve Roteiro da Modelagem Dinâmica no
ABAQUS®**

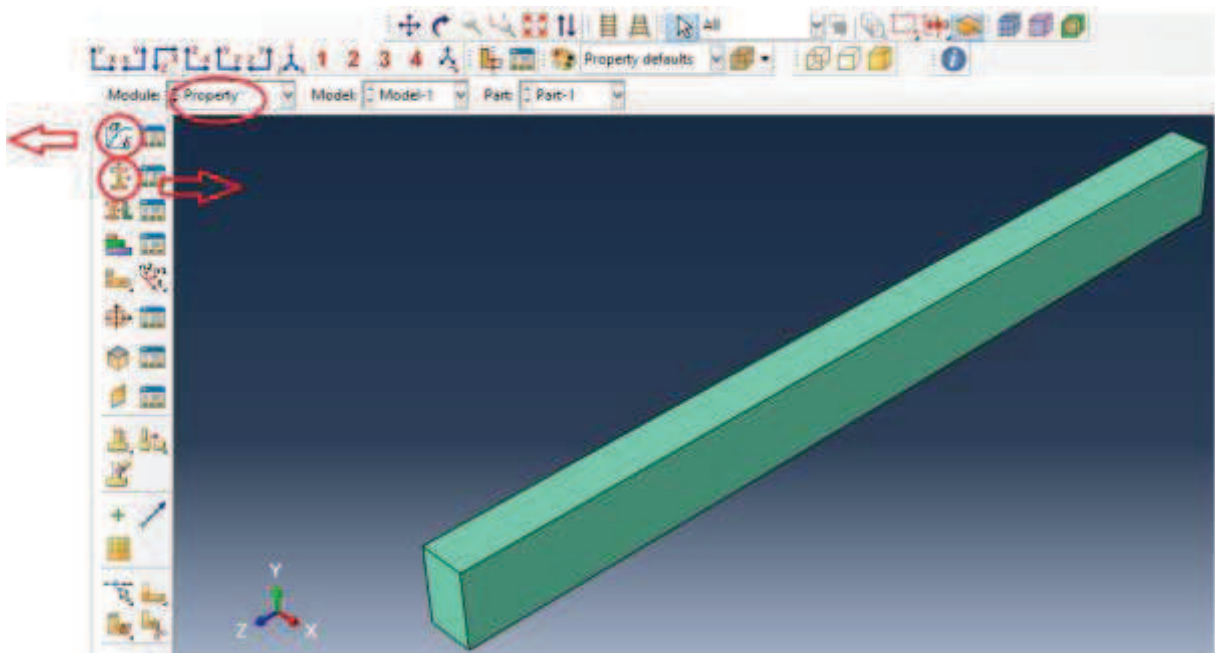
Para a modelagem dinâmica no ABAQUS® foram seguidos os seguintes passos:

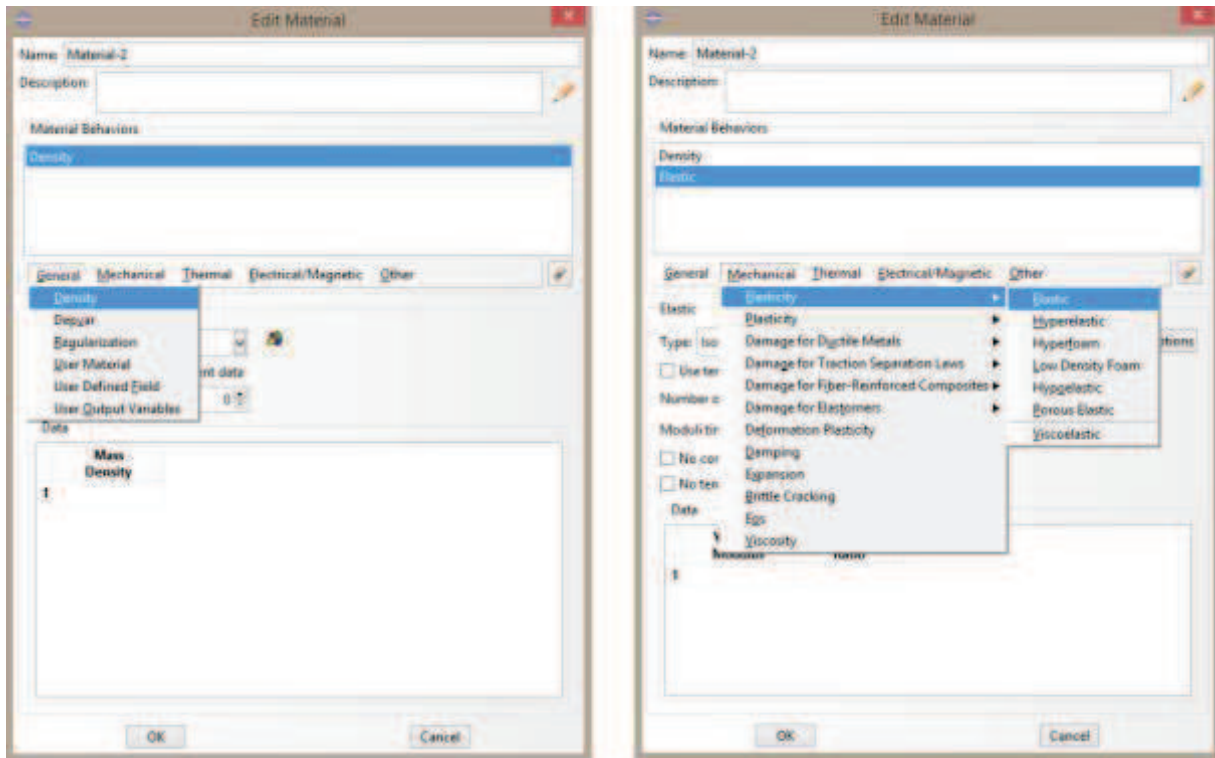


1) Em *Part* criou-se um elemento 3D deformável de extrusão do tipo sólido.

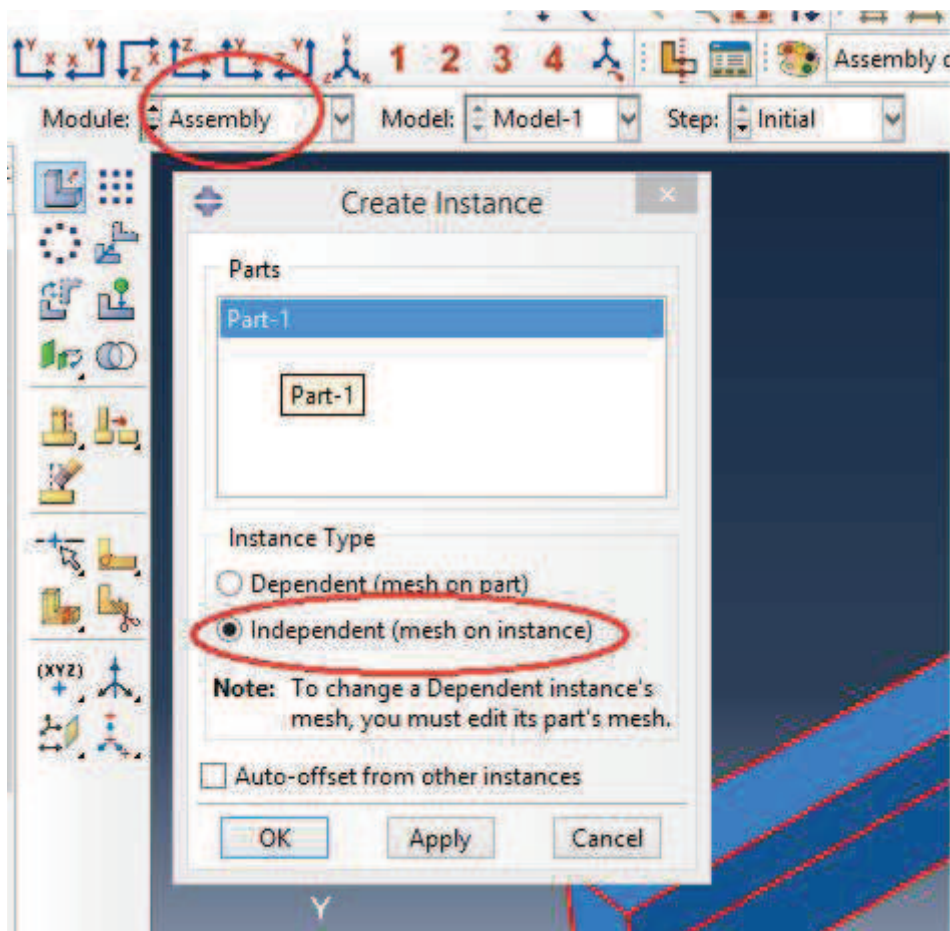


2) Em *Property* cria-se as características do material que se deseja trabalhar, inserindo sua densidade, Módulo de Elasticidade e coeficiente de *Poison*.

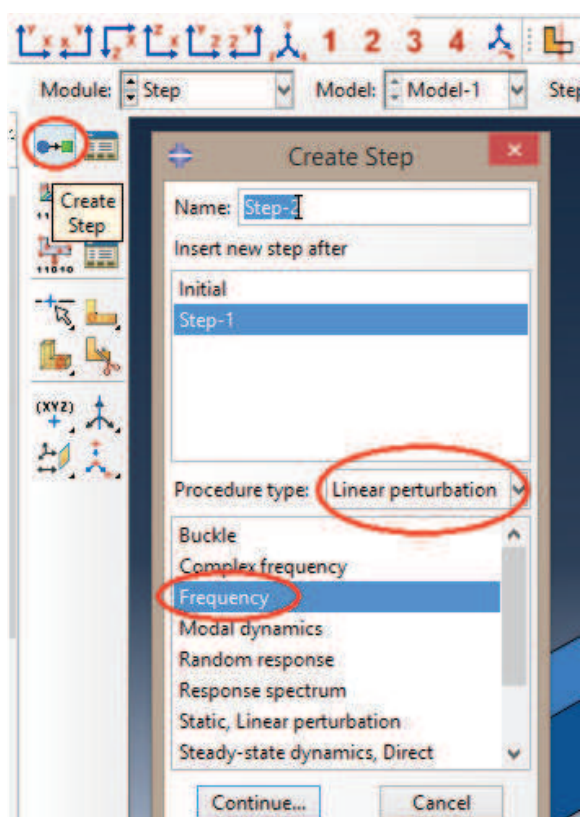


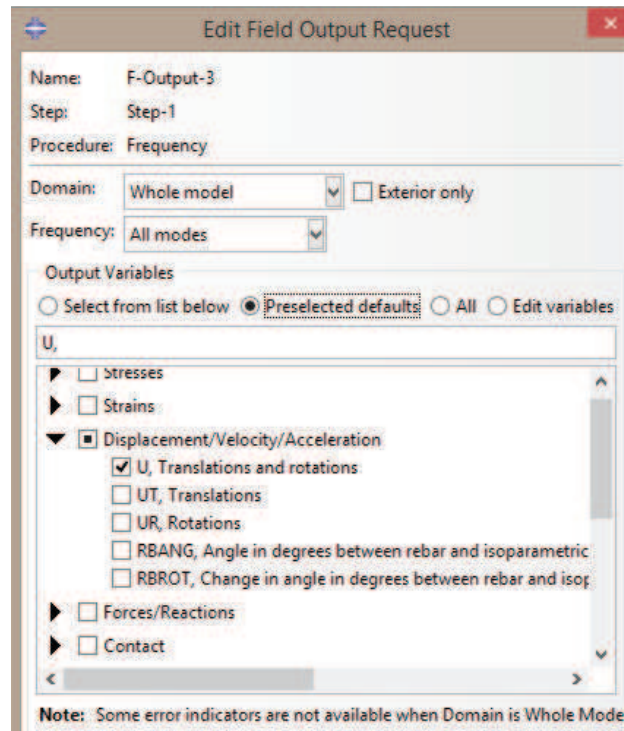


3) Em *Assembly* torne o elemento criado em *Part* independente para análise

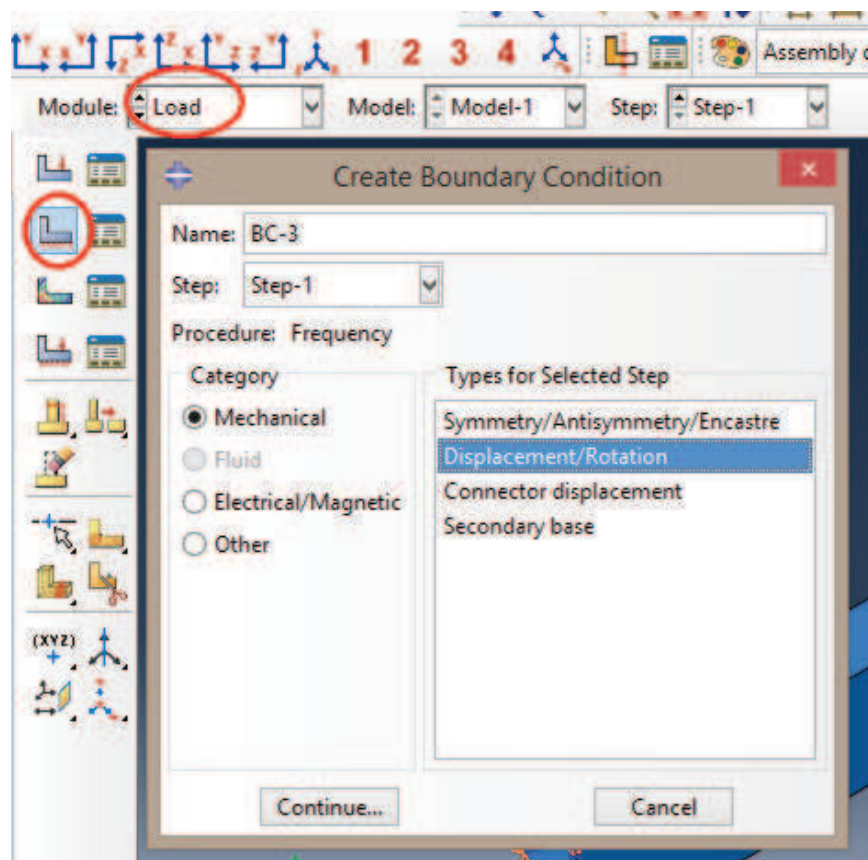


4) Em *Step* proceda com análise do tipo *linear perturbation* selecionando a frequência em *Frequency*. Em *Edit Field Output Request* indique qual tipo de análise que pretende-se fazer.

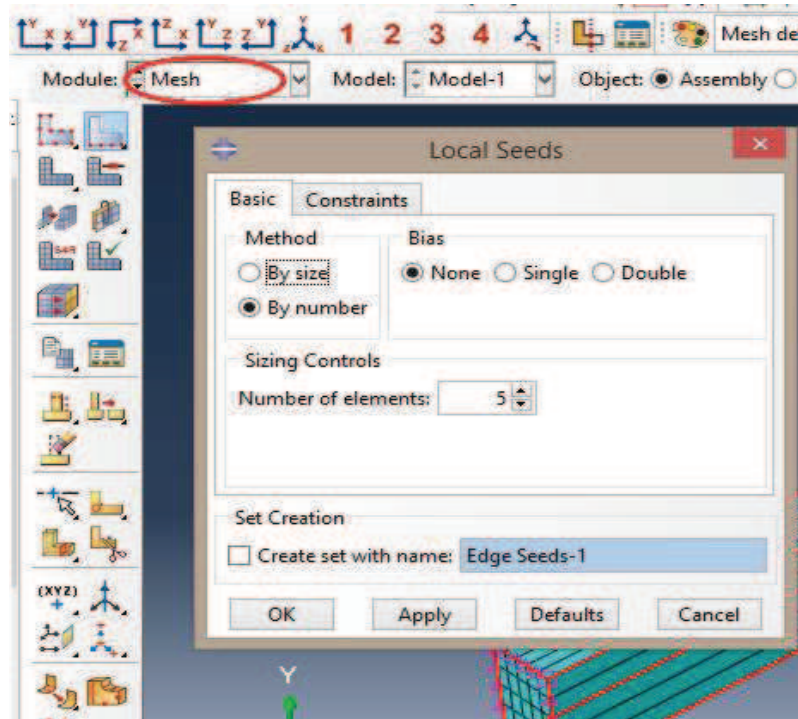




5) crie a condição de apoio do elemento em *Load* no primeiro ícone na segunda linha de opções.



6) crie a malha que pretende trabalhar no módulo *Mesh* em *Local Seeds* coloque a opção por número e escolha qual o número de elementos finitos pretende trabalhar. Aplique sobre a estrutura e proceda o cálculo



7) Após todos os passos em *JOB* crie e submeta para análise.

