



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U. nº 198, de 14/10/2016
AELBRA EDUCAÇÃO SUPERIOR - GRADUAÇÃO E PÓS-GRADUAÇÃO S.A.

Gabriela Justino Valoes

ESTUDO DA ANÁLISE MODAL EM PONTES

Palmas – TO

2019

Gabriela Justino Valoes

ESTUDO DA ANÁLISE MODAL EM PONTES

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.e Daniel Iglesias de Carvalho.

Palmas – TO

2019

Gabriela Justino Valoes

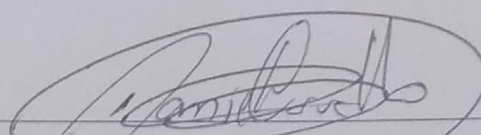
ESTUDO DA ANÁLISE MODAL EM PONTES

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.e Daniel Iglesias de Carvalho.

Aprovado em: 22 / 11 / 2019

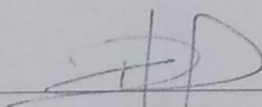
BANCA EXAMINADORA



Prof. M.e Daniel Iglesias de Carvalho

Orientador

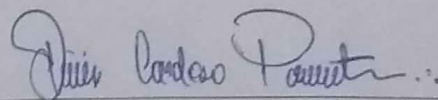
Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. M.e Roldão Pimentel de Araújo Júnior

Avaliador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Esp. Denis Cardoso Parente

Avaliador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas – TO

2019

Dedico este trabalho a duas pessoas que me marcaram muito, mesmo me deixando muito cedo, minha amada avó Rosa da Costa Valoes e meu querido tio Eurípedes Justino da Silva.

AGRADECIMENTOS

Venho nessa seção expressar o meu mais profundo agradecimento a todos aqueles que ao longo da minha jornada acadêmica colaboraram de alguma forma, me orientando ou simplesmente me encorajando e apoiando, que de qualquer maneira contribuíram para que eu chegasse nesta fase de conclusão. Ainda assim, sinto que, pela contribuição especial, citarei meu agradecimento:

A DEUS, por me conduzir até aqui, dando-me provas de sua presença constante, proporcionando esta oportunidade de aprender e mostrar que obstáculos podem ser vencidos.

Ao meu pai, que sempre se dedicou ao máximo para garantir que eu estudasse em ótimas instituições e por me mostrar o quanto estudar é importante.

A minha mãe, por me ajudar na escolha do curso e pelas comemorações a cada pequena vitória.

Ao Professor Daniel Iglesias, pela dedicação, orientação e apoio durante o desenvolvimento deste trabalho, bem como a confiança depositada em mim.

A todos os professores do CEULP/ULBRA, por dedicarem seus conhecimentos e tempo para formarem novos profissionais.

A Francisco Neto, pelo apoio constante, pela paciência, dedicação e compreensão; pelas palavras de conforto e compartilhamento de realizações.

A minha irmã Bruna que tanto me apoiou e acreditou no meu potencial.

A Elca Coimbra, por me ensinar a importância do autoconhecimento e me ajudar a desenvolvê-lo, entre tantas outras coisas que aprendi com ela.

Aos meus amigos, Patrick Rodrigues, Marcos Moreira, Thais Oliveira, Thaysa Teles e Lohane Albuquerque pelos bons momentos vivenciados no CEULP/ULBRA, pela atenção dispensada e pelas conversas sempre agradáveis.

Ao meu chefe Daybson Dias de Sousa, por não medir esforços para sempre me ensinar e fazer de mim uma profissional melhor.

“A persistência é o caminho do êxito.”
Charles Chaplin

RESUMO

VALOES, Gabriela Justino. **ESTUDO DA ANÁLISE MODAL EM PONTES**. 160 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2019.

O presente trabalho apresenta análise modal em pontes com três módulos de elasticidade aplicados a três modelos longitudinais, resultando em nove combinações. Dessas combinações foram extraídas as deformações máximas e mínimas e as frequências em cada um dos seis modos de vibração analisado, conforme o software Ansys. Conforme alterado o módulo de elasticidade, alterava-se a rigidez. Percebeu-se que ao aumentar a rigidez as frequências também aumentam independente do modelo utilizado e que ao manter-se a rigidez alterando apenas o modelo longitudinal, as estruturas 2 e 3 comportam-se de maneira igual. Nota-se também que as estruturas 1 tiveram valores de frequências, de deformações máximas e mínimas maiores que as outras estruturas. E quando comparados as deformações máximas pelos modelos estruturais, observa-se que independente do material as deformações serão muito semelhantes.

As vibrações obtidas no estudo também foram aplicadas ao corpo humano e verificado onde pode ser causado o incomodo dependendo da frequência atingida. Nessa comparação foi observado que 33,33% das frequências obtidas, menores que 1Hz, podem causar desconforto no labirinto do ouvido esquerdo, ter o sistema nervoso central perturbado e pode produzir náuseas e vômitos. Já 61,11% das frequências, valores entre 1 a 20 Hz, podem afetar os ombros, o braço, o abdômen, a coluna vertebral e a perna estando rígida. E com 5,56% as frequências acima de 20Hz, podendo causar desconforto na cabeça, nos olhos e no antebraço.

ABSTRACT

VALOES, Gabriela Justino. **ESTUDO DA ANÁLISE MODAL EM PONTES**. 160 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas, Palmas/TO, 2019.

This paper presents modal analysis in bridges with three modulus of elasticity applied to three longitudinal models, resulting in nine combinations. From these combinations the maximum and minimum deformations and the frequencies in each of the six vibration modes analyzed were extracted, according to the Ansys software. As the modulus of elasticity changed, the stiffness changed. It was noticed that by increasing the stiffness the frequencies also increase regardless of the model used and that by maintaining the stiffness by changing only the longitudinal model, structures 2 and 3 behave equally. It is also noted that structures 1 had higher values of maximum and minimum deformation than the other structures. And when comparing the maximum deformations by the structural models, it is observed that regardless of the material the deformations will be very similar.

The vibrations obtained in the study were also applied to the human body and verified where the discomfort may be caused depending on the frequency reached. In this comparison it was observed that 33.33% of the frequencies below 1Hz may cause discomfort in the left ear maze, have a disturbed central nervous system and may produce nausea and vomiting. Already 61.11% of frequencies, values between 1 to 20 Hz, can affect the shoulders, arm, abdomen, spine and leg being stiff. And with 5.56% frequencies above 20Hz, which can cause discomfort in the head, eyes and forearm.

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1 – Elementos Constituintes das Pontes.
- Figura 2 – Elementos da Mesoestrutura
- Figura 3 – Ponte de arcos de Valdevez
- Figura 4 – Ponte em vigas
- Figura 5 – Ponte de Treliça
- Figura 6 – Ponte Golden Gate
- Figura 7 – Ponte de Quebec
- Figura 8 – Ponte Octavio Frias de Oliveira
- Figura 9 – Direções do sistema de coordenadas para vibrações mecânicas em seres humanos
- Figura 10 – Limite de aceleração vertical versus frequência, em função do tempo de exposição, para o nível reduzido de eficiência.
- Figura 11 – Frequência de ressonância no corpo humano.
- Figura 12 – Efeitos da vibração no organismo, segundo a frequência.
- Figura 13 - Cargas majoradas devido a influência das cargas móveis
- Figura 14 – Exemplo da numeração das faixas no caso mais geral
- Figura 15 – Modelo contínuo de 15 metros
- Figura 16 – Modelo contínuo de 45 metros
- Figura 17 – Modelo de 45 metros com juntas de dilatação
- Figura 18 – Fluxograma de combinações
- Figura 19 – Comparativo das frequências (Hz) em A
- Figura 20 – Comparativo das frequências (Hz) em B
- Figura 21 – Comparativo das frequências (Hz) em C
- Figura 22 – Comparativo das frequências (Hz) em 1
- Figura 23 – Comparativo das frequências (Hz) em 2
- Figura 24 – Comparativo das frequências (Hz) em 3
- Figura 25 – Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 1
- Figura 26 - Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 1
- Figura 27 - Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 1
- Figura 28 – Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 2
- Figura 29 – Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 2
- Figura 30 – Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 2

Figura 31 – Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 3
Figura 32 – Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 3
Figura 33 – Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 3
Figura 34 – Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 4
Figura 35 – Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 4
Figura 36 – Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 4
Figura 37 - Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 5
Figura 38 - Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 5
Figura 39 - Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 5
Figura 40 - Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 6
Figura 41 - Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 6
Figura 42 - Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 6
Figura 43 – Comparativo das deformações máximas em A
Figura 44 – Comparativo das deformações máximas em B
Figura 45 – Comparativo das deformações máximas em C
Figura 46 – Comparativo das deformações máximas em 1
Figura 47 – Comparativo das deformações máximas em 2
Figura 48 – Comparativo das deformações máximas em 3

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Faixas Típicas de respostas estruturais para várias fontes de vibração

Tabela 2 – Tabela referente cargas concentradas e distribuídas devido ao impacto gerado pelo carregamento móvel sobre a ponte

Tabela 3 - Número e largura das faixas de referência

Tabela 4 – Deformações mínimas para o modo 1

Tabela 5 – Deformações mínimas para o modo 2

Tabela 6 – Deformações mínimas para o modo 3

Tabela 7 – Deformações mínimas para o modo 4

Tabela 8 – Deformações mínimas para o modo 5

Tabela 9 – Deformações mínimas para o modo 6

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABECE	Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural
CEULP	Centro Universitário Luterano de Palmas
CNT	Confederação Nacional de Transportes
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
NBR	Norma Brasileira
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 PROBLEMA DE PESQUISA	12
1.2 OBJETIVOS	13
1.2.1 Objetivo Geral	13
1.2.2 Objetivos Específicos	13
1.3 JUSTIFICATIVA	13
2 REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1 HISTÓRICO	14
2.2 ELEMENTOS DE UMA PONTES	15
2.3 TIPOS DE PONTES	17
2.4 AÇÕES QUE INTERFEM NA ESTRUTURA	20
2.5 EFEITO DAS VIBRAÇÕES NO CORPO HUMANO	25
2.5 REFERÊNCIA NORMATIVA	30
2.6 <i>SOFTWARES</i> PARA ANÁLISE ESTRUTURAL	39
3 METODOLOGIA	41
3.1 FORMATO DO ESTUDO	41
3.2 REALIZAÇÃO DA PESQUISA	41
3.3 OBJETO DE ESTUDO	41
3.4 VARIÁVEIS	41
3.5 INSTRUMENTOS DE COLETA DE DADOS, ESTRATÉGIAS DE APLICAÇÃO, PROCESSAMENTO, ANÁLISE E APRESENTAÇÃO DOS DADOS	43
4 RESULTADOS	44
4.1 FREQUÊNCIAS	44
4.2 DEFORMAÇÕES MÍNIMAS	47
4.3 DEFORMAÇÕES MÁXIMAS	65
4.4 RELAÇÃO DAS VIBRAÇÕES COM O CORPO HUMANO	68
CONCLUSÃO	70
REFERÊNCIAS	72

1 INTRODUÇÃO

Segundo Medeiros (2002) as estruturas da engenharia civil são analisadas supondo-se as cargas atuantes aplicadas muito lentamente. Tal hipótese é a base da análise estática, sendo apropriada para o tratamento, por exemplo, de ações como o peso próprio. No entanto, nos casos em que as ações são variáveis no tempo, tais como a incidência de vento sobre edifícios altos, sismos (fenômeno de vibração brusca e passageira da superfície da Terra), frenagem e aceleração de veículos em pontes e movimentos de pessoas (caminhar, pular, dançar) sobre uma laje, os efeitos dinâmicos podem ser importantes, devendo ser considerados no projeto.

A evolução dos processos de cálculo estrutural aliada ao desenvolvimento de materiais mais resistentes propicia a execução de estruturas cada vez mais esbeltas e flexíveis. Tais estruturas são mais susceptíveis a ações variáveis no tempo. Observando esta tendência, a NBR 6118/2014 trata, no seu capítulo 23, de ações dinâmicas e de fadiga. Nele, prescreve que as ações dinâmicas podem provocar estados-limites de serviço e estados-limites últimos por vibração excessiva ou por fadiga dos materiais.

No site da IST Sistemas, referente a análise dinâmica, diz que esta análise permite determinar o impacto sofrido pelas estruturas, ou seja, a resposta estrutural, mediante cargas com variação ao longo do tempo. Emprega conceitos de análise modal linear e análise dinâmica não linear. Neste trabalho será realizada a análise modal.

Para Leme (2014) a análise modal é o estudo das propriedades dinâmicas através de excitações por vibrações. Estes estudos derivam-se de medições e análise da resposta dinâmica estrutural quando submetidos à uma força externa. Uma análise modal no ANSYS é sempre uma análise linear. Quaisquer não-linearidades, como plasticidade e elementos de contato, são ignoradas até mesmo se tiverem sido definidas.

1.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Dado que com a evolução da análise computacional e a possibilidade um estudo mais criterioso do comportamento estrutural de pontes, surge a problemática de como são tratados, estudados e avaliados os movimentos estruturais de pontes sendo elas rodoviárias ou ferroviárias?

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Estudar dos modos de vibração em pontes de concreto armado.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Estudar a análise dinâmica em estruturas de concreto.
- Criar três modelos teóricos de ponte em concreto com arranjo estrutural variado.
- Fazer uma análise modal dos modelos alterando suas rigidezes.
- Relacionar as frequências das vibrações aos efeitos no corpo humano.

1.3 JUSTIFICATIVA

Este estudo torna-se relevante visto que engenheiros na área de estruturas têm tido menos ênfase na graduação em tema de efeito dinâmico, seja em estruturas convencionais ou em pontes, onde este efeito é atualmente resumido a um coeficiente de majoração das cargas, não sendo analisado unicamente o caso referente ao projeto ou parâmetro.

Sua importância também se dá porque avaliou-se três modelos estruturais e os comparou, onde poderão ser baseados os próximos projetos para que fiquem mais detalhados, expondo as frequências que a estrutura pode obter e como são as deformações atingidas, gerando uma avaliação mais criteriosa da análise dinâmica e até mesmo uma economia para a obra, pois pode ser avaliado qual melhor estrutura para cada situação.

Na medida que o avanço da tecnologia relacionada a softwares para desenvolvimento dessas estruturas, a simplificação que era, anteriormente, feita com a majoração das cargas estáticas para abranger a análise dinâmica não seja mais necessária, pois os softwares possuem uma velocidade de cálculo e particularização de casos maior do que na época em que não havia.

A individualidade de projetos, ou seja, considerando cada ponte como um caso específico, gerará estruturas melhores em relação ao seu comportamento e mais detalhadas abrangendo as frequências atingidas e modos de deformação, beneficiando as construtoras, em relação a custo, técnicas apropriadas e análises sistemáticas. E também o usuário, pois com certas simulações mais precisas pode-se gerar um maior conforto ao usuário em relação as vibrações quanto a dirigibilidade.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 HISTÓRICO

Segundo Warmling e Leonardi (2016), desde de os primórdios os humanos necessitam viajar em busca de proteção, seja ao clima ou a animais ferozes, e em busca de comida. Nessas viagens encontravam muitos obstáculos, como rios, vales ou outros empecilhos, sendo necessário formas para transpô-los. No início de maneiras simples, como troncos de árvores caídas e posteriormente com pedras, evoluindo conforme a necessidade.

As pontes mais antigas que ainda temos são dos chineses e romanos. Nos tempos de Cristo esses povos já construía pontes de até 30 metros. Os chineses faziam as estruturas com vigas em granito e conseguiam vãos de até 18 m. E os romanos construía no método de arcos. A mais famosa ponte de arcos é o Aqueduto de Les Ferreres, construída para fornecer água a cidade Tarraco, conhecida hoje como Tarragona na Catalunha Espanha.

A estrutura mais antiga construída pelo homem e que chegou aos nossos dias foi à ponte de pedra, feita em arco, no Rio Meles, na região de Esmirna, na Turquia, construída século IX a.C..

Em outras partes da Europa, como na Suíça e Alemanha, no século XVIII dominavam o método de construir pontes de madeira. Segundo LEONHARDT (1979), as pontes em ferro fundido em forma de arco surgiram no final do século XVIII juntamente com o aumento do uso do modal ferroviário. Com uma maior necessidade de carga, se fazia necessário a implantação de pontes que suportassem essas solicitações.

Segundo Santos (2007), o desenvolvimento de novos materiais e o aperfeiçoamento dos métodos de projeto possibilitaram, ao longo dos anos, a concepção de estruturas de pontes cada vez mais esbeltas. Contemporaneamente, o volume de tráfego de veículos pesados e o peso bruto total, alavancado pela multiplicidade de configurações, têm crescido consideravelmente.

No Brasil, o modal rodoviário para o transporte de cargas, segundo a Confederação Nacional do Transporte (CNT) (2013), apresenta 61,1% e o ferroviário 20,7%. Nesse sentido, o projeto e execução de estruturas para melhorar esses modais são de extrema importância para a economia do país.

Segundo Colavite e Konishi (2015), o setor de transporte está diretamente vinculado ao progresso de uma nação, proporcionando acessibilidade e mobilidade entre pessoas e mercadorias, evidenciando o seu grau de importância na economia, viabilizando o progresso nos diversos setores de um país. Um país torna-se competitivo, na medida em que sua

infraestrutura viária possa atender as necessidades e demandas para escoamento de sua produção. Desta forma, a compreensão e conhecimento das relações entre as diferentes características dos modais de transporte, passam a ser imperativo na gestão eficaz do transporte de cargas com objetivo de garantir que as mercadorias cheguem ao destino final, com qualidade e custos competitivos.

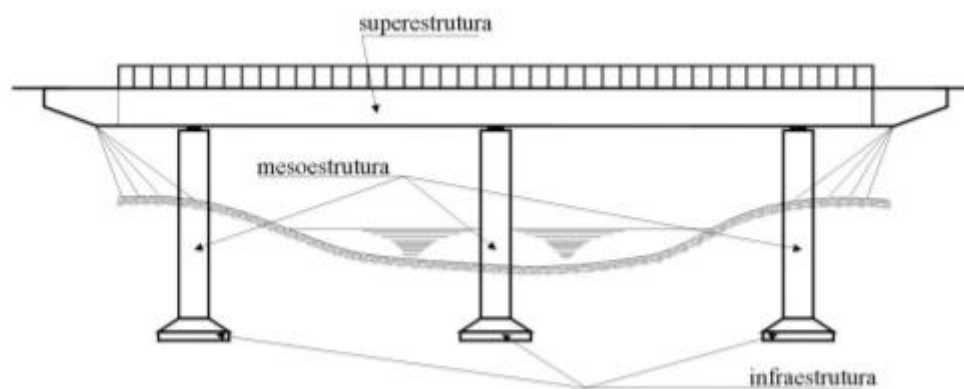
2.2 ELEMENTOS DE UMA PONTES

Segundo Warmling e Leonardi (2016), a partir de 1900, com o advento do concreto, as pontes com este material começaram a ganhar espaço. Inicialmente o concreto apenas substituíu a pedra como material de construção, com o tempo o concreto armado começou a ser utilizado em lajes de tabuleiros, e posteriormente para vigas e outros elementos estruturais.

As pontes são constituídas de 3 partes: Superestrutura, Mesoestrutura e Infraestrutura.

Como mostra a imagem a seguir:

Figura 1 – Elementos Constituintes das Pontes.



Fonte: VITÓRIO (2002).

A superestrutura é responsável por vencer o vão e transmitir os esforços provenientes da estrutura principal para a mesoestrutura. A principal função da superestrutura é receber e transmitir as cargas que trafegam sobre a ponte, podendo ser dividida em estrutura principal e secundária. É formada pelas vigas longitudinais também chamadas de longarinas. (FREITAS, 1978). A superestrutura pode ser dividida em diferentes categorias: pórticos, vigas, treliças, arcos, estaiadas ou pênsis (MARCHETTI, 2008).

É constituída pelos seguintes elementos:

Tabuleiro: tem função de receber diretamente as cargas é constituído pelo estrado e vigamento secundário.

Estrado: superfície de rolamento.

Vigamento secundário: é composto por transversinas ou longarinas secundárias. As transversinas são dispostas perpendicularmente ao eixo longitudinal da ponte, podem ser ligadas ou não a laje e sua função primária é auxiliar na distribuição das cargas entre os elementos. As longarinas secundárias são locadas no sentido longitudinal da ponte, são apoiadas nas transversinas e o papel principal é dividir os painéis das lajes.

Estrutura principal: destinada a vencer a distância entre dois pontos sucessivos, recebendo a totalidade das cargas.

Viga única: em caixão uni ou multi-celular.

Vigamento simples: duas vigas.

Vigamento múltiplo: em grelhas de três ou mais vigas.

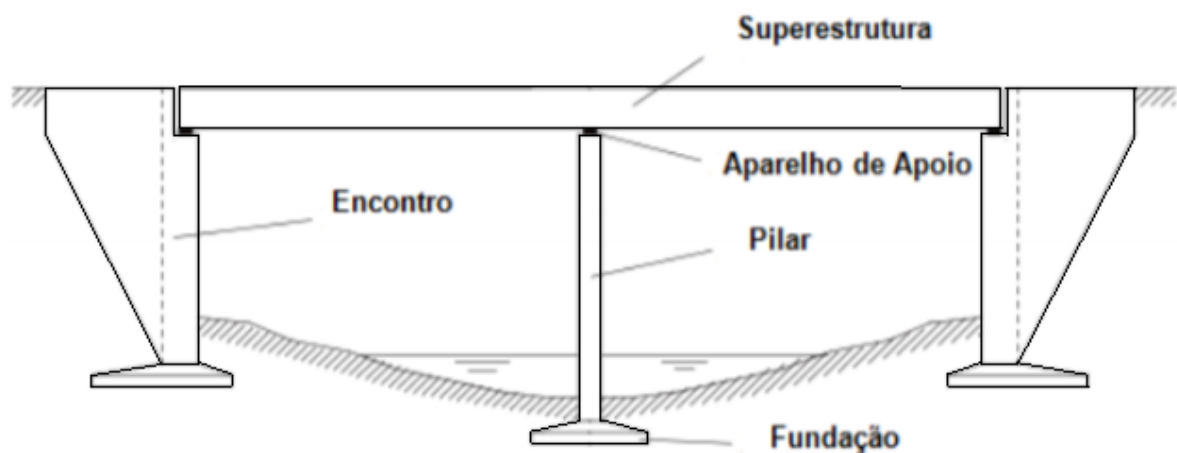
Pórticos.

Arcos.

Suspensas.

A mesoestrutura, segundo DNER (1996), é constituída pelos elementos intermediários. São elementos estruturais que se desenvolvem no sentido vertical, preferencialmente, que transmitem os esforços da superestrutura para a infraestrutura (fundação). Tais elementos, como mostra a Figura 2, podem ser pilares isolados ou aporticados, aparelhos de apoio metálicos ou de borracha e encontros.

Figura 2 – Elementos da Mesoestrutura



Fonte: PEREIRA e SCOLARO (2017).

Aparelhos de Apoio: vinculam a superestrutura a mesoestrutura, localizando e conduzindo com precisão as reações. Podendo ser:

Fixos: permitem somente a rotação da estrutura em torno do eixo do apoio.

Móveis: além da rotação, permitem também deslocamentos horizontais.

Elásticos: possuem comportamento intermediário, não sendo nem fixos nem móveis.

Compreende as seguintes soluções para apoios:

Pilares-parede: são apoios transversais contínuos.

Pórticos: são formados por pilares duplo ligados transversalmente por vigas horizontais de enrijecimento.

Pilares únicos: são apoios em forma de T.

Torres: são os suportes de maior altura existentes nas pontes pênsil ou estaiadas, para a colocação dos cabos e pendurais de suspensão.

Encontros: são elementos estruturais que possibilitam uma excelente transição entre a via de tráfego e a ponte. São simultaneamente, apoios extremos da obra como também elementos de contenção e estabilização de aterros de acesso.

A infraestrutura de uma ponte tem por finalidade transmitir para o solo todos os esforços oriundos da superestrutura e da mesoestrutura. (MARCHETTI, 2008).

São comuns na infraestrutura:

Fundações diretas: Sapatas e Blocos.

Fundações indiretas: Estacas pré-moldadas, Estacas de concreto moldado in loco e Estacas metálicas.

Fundações Profundas: Tubulões e Caixões.

2.3 TIPOS DE PONTES

As pontes e viadutos que antes apenas ligavam um ponto a outro com uma estrutura relativamente simples, hoje são produzidas como obras de arte, a beleza tem grande influência em seu projeto. Os mais conhecidos modelos de pontes são o de viga, de treliças, de arco, suspensa, cantiléver e estaiada.

Quando construída sobre um terreno seco costuma-se chamar as pontes de viadutos. Um viaduto é uma ponte que visa não interromper o fluxo rodoviário ou ferroviário, mantendo a continuidade da via de comunicação ou têm que transpor um obstáculo natural constituído por depressão do terreno (acidentes geográficos), cruzamentos e outros sem que este seja obstruído.

Como citado, há vários tipos de pontes e cada uma possui suas individualidades. As pontes em arco é uma das mais antigas. A sua estrutura é formada por um ou mais arcos. Conforme exemplo da Figura 3.

Figura 3 – Ponte de arcos de Valdevez.



Fonte: Site Guia da Cidade, Distrito de Viana do Castelo.

A ponte em viga é o mais simples e mais comum tipo de ponte. Ela é composta por uma estrutura horizontal que tem um suporte em cada extremidade ou suspensa por pilares, que dão apoio à ponte ao longo de sua extensão. Na Figura 4 pode-se ver um exemplo de ponte em vigas.

Figura 4 – Ponte em vigas.



Fonte: Pujol

Assim como a ponte em viga, a ponte de treliças tem um suporte em cada ponta e pode se apoiar sobre pilares no meio. Mas ela tem uma estrutura de barras de metal ou de madeira que se estende de uma extremidade à outra, o que lhe garante mais força que uma ponte em

viga simples. Essas barras se encaixam em formas triangulares, que compõem uma espécie de túnel. Para melhor compreensão, a Figura 5 mostra como é a configuração de uma ponte de treliça.

Figura 5 – Ponte de treliça



Fonte: Kato

Na ponte suspensa, a plataforma fica suspensa por cabos fortes. Os cabos principais, encurvados, ficam suspensos entre duas ou mais torres. Cabos menores se estendem dos cabos principais até a plataforma, sustentando-a. As pontes suspensas podem cobrir distâncias mais longas que qualquer outro tipo de ponte, conforme a Figura 6.

Figura 6 – Ponte Golden Gate



Fonte: EngenhariaCivil.com

A ponte tipo cantiléver tem esse nome por causa das estruturas que a compõem: os cantilêveres. Um cantiléver é uma viga que tem um pilar em apenas uma das pontas, como um trampolim de piscina. Uma estrutura formada por diversas barras confere força adicional à viga, como numa ponte de treliças. Uma ponte cantiléver é formada por pelo menos duas dessas

vigas, que se estendem uma em direção à outra. A Figura a seguir é um exemplar dessa modalidade.

Figura 7 – Ponte de Quebec



Fonte: Gigantesdomundo.blogspot.com

Como mostra a Figura 8, uma ponte estaiada também emprega cabos para sustentar sua plataforma. Eles são esticados diretamente entre as torres e a plataforma, em linhas diagonais retas.

Figura 8 – Ponte Octavio Frias de Oliveira



Fonte: Paulo Guimarães

2.4 AÇÕES QUE INTERFEM NA ESTRUTURA

Para Mota (2019) a compressão e a tração estão presentes em todas as pontes. O projeto da ponte deve garantir que ela consiga suportar essas forças sem o risco de entortar ou rachar. Entortar é o que acontece quando a força de compressão ultrapassa a habilidade de um objeto em aguentar essa compressão e rachar é o resultado do excesso de tração sobre o objeto. A melhor maneira de trabalhar com essas forças é dissipá-las ou transferi-las. Dissipar uma força

é espalhá-la sobre uma grande área, fazendo com que nenhum ponto tenha de suportar o impacto da força concentrada. Transferir uma força é mudá-la de uma área de fraqueza para uma área de força (uma área projetada para suportar a força). Uma ponte em arco é um bom exemplo de dissipação. Já a ponte suspensa, por outro lado, é um bom exemplo de transferência.

A partir desse conhecimento básico sobre as pontes torna-se mais fácil compreender as ações e efeitos que agem em suas estruturas e os problemas causados por esses efeitos. Um desses problemas foi observado desde a criação das pontes pedonais (para tráfego de pedestres), que quando utilizados materiais de alta flexibilidade nas estruturas, foram notadas ações dinâmicas, que mesmo com baixa intensidade provocavam instabilidade na estrutura.

Essas condições originavam vibrações excessivas que provocavam mal-estar e desconforto aos usuários.

Essas ações podem ter várias fontes, como por exemplo cargas móveis, a ação do vento, atuação de equipamentos, tráfego de veículos. Os carregamentos dinâmicos são carregamentos em que a magnitude, a direção e a posição podem variar ao longo do tempo. Conseqüentemente, as respostas da estrutura, em termos de deslocamento, velocidade e aceleração, também variam ao longo do tempo. É importante salientar, que cada ação não só depende do tipo de movimento aplicado, mas também da forma e intensidade com que é aplicada. (FELIPPE FILHO, 2008)

Em essência todas estas cargas são dinâmicas. A distinção entre a dinâmica e a estática é feita com base na análise se a ação aplicada tem uma aceleração suficiente em comparação com a frequência natural da estrutura. Se é aplicada uma carga lentamente o suficientemente, as forças de inércia podem ser ignoradas e a análise pode ser simplificada como estática.

Para Klinsky (1999) em maneira resumida, as ações provocam solicitações no tabuleiro são:

Ações permanentes: peso próprio, pavimentação, barreiras de proteção, passeios para pedestres, guarda - rodas e demais acessórios;

Ações de utilização: cargas móveis que provocam efeitos de fadiga, impacto vertical e esforços longitudinais de aceleração e frenagem;

Ações provocadas por elementos naturais: pressões e deslocamentos ocasionados pela água, ar e terra;

Deformações internas: variações de temperatura, retração e fluência do concreto.

São denominadas cargas móveis pois são as cargas ocasionadas pela passagem de veículos ao longo do tabuleiro. Na prática é inviável considerar num mesmo projeto todos os tipos de veículos que circulam ao longo do vão, por este motivo os regulamentos têm adotado

um carregamento representativo denominado trem tipo; a natureza deste pode sofrer variações notáveis de um país a outro.

Para Silva (2013):

A variação com o tempo das forças que atuam sobre um sistema deformável, faz com que, não sendo o desenvolvimento das forças elásticas suficientemente rápidas para manter o equilíbrio, o sistema modifique a sua situação cinemática para buscar o equilíbrio com a ajuda das “forças de massa”, ou “forças de inércia”. Em linguagem mais precisa, o sistema tem sua quantidade de movimento alterada, e a 2ª lei de Newton assegurada a satisfação das condições de equilíbrio.

Basicamente, a grande modificação é a necessidade de incorporação da variável tempo, t , às equações de equilíbrio.

O movimento do sistema transforma-se numa oscilação, pela sucessiva troca de energia potencial em cinética e vice-versa, e é dito que a estrutura “vibra”. Além do caráter repetitivo, ou alternativo, da resposta, as amplitudes dos deslocamentos chegam a ultrapassar, em diversas vezes, os valores correspondentes à aplicação estática da ação, o que empresta ao estudo de dinâmica estrutural uma importância indiscutível. (...) A vibração é um termo que descreve a oscilação num sistema mecânico, e na prática não possui muitas vezes um padrão regular, podendo ser uma combinação de vários harmônicos de resposta simples. Se ela se repete a certos intervalos de tempo é dita periódica, do contrário e não periódica, ou complexa.

Vibração é todo movimento repetitivo de um corpo ou sistema de corpos unidos, em torno de um ponto de equilíbrio, conforme Hibbeler (2009). A vibração pode ser dividida em dois grupos: a vibração livre e a vibração forçada. Vibração livre é aquela que ocorre quando o movimento se mantém por causa da força da gravidade ou forças elásticas, como, um pêndulo balançando ou uma barra elástica vibrando. Este tipo de vibração não causa danos estruturais. Já vibração forçada é causada por uma força externa aplicada ao sistema, como por exemplo, a vibração causada por um veículo em uma ponte. Este tipo de vibração, quando não amortecida da maneira correta, pode causar sérios danos estruturais (Küster e Sartorti 2011).

Segundo Küster e Sartorti (2011)

A distância máxima que o corpo chega em relação ao ponto de equilíbrio é chamada de amplitude. A distância entre dois comprimentos máximos de onda é chamado de período (τ), e ele é medido em segundos. O número de períodos a cada segundo é denominado de frequência (f), e ela é medida em hertz (Hz).

Como frequência natural, entende-se o limite que um sistema impõe para as cargas dinâmicas. Se estas cargas vibrarem em uma frequência semelhante à frequência natural, o sistema estará comprometido. As frequências naturais e os modos de vibração são parâmetros importantes no projeto de uma estrutura para condições de carregamento dinâmico.

Existem três tipos de cargas dinâmicas sendo elas não periódicas, periódicas não harmônicas e periódicas harmônicas. A excitação periódica não é contínua. Ela pode ser oriunda de um bate estaca, um impacto de veículo ou qualquer outro tipo de carregamento que não seja estático, mas também não seja repetitivo. A excitação periódica não harmônica apresenta vibrações cíclicas, mas as suas oscilações não são parabólicas simétricas. (Küster e Sartorti, 2011)

Podem ser cargas que sejam aplicadas a estrutura de forma que o seu carregamento e descarregamento não sejam feitos com a mesma intensidade, não tendo uma uniformidade no carregamento e descarregamento. A excitação harmônica é semelhante ao exemplo do corpo preso à mola vibrando em torno de um ponto de equilíbrio. Mas quando se trata de uma vibração forçada, em vez de a mola apenas ter excitação da gravidade (peso próprio do corpo), uma força externa também é aplicada.

Cutnell e Johnson (2006), dizem que quando se tem um movimento harmônico não amortecido este movimento resultará em um aumento de amplitude ao longo do tempo. Este aumento de amplitude ao longo do tempo é denominado de ressonância. Ela acontece devido à existência de sobreposição de esforços a cada período pela pouca frequência natural da peça. A ressonância pode ocorrer com qualquer objeto que possa vibrar, mas o papel desempenhado pela frequência de uma força de excitação é fundamental para que isto ocorra, pois, quando a frequência coincidir com uma frequência natural de vibração, fará com que forças de excitação relativamente fracas provoquem uma vibração de grande amplitude, ou seja, o efeito de cada ciclo é cumulativo.

Os modos de vibração, de acordo com SCHWARZ (1999), são propriedades inerentes de uma estrutura. Os modos de vibração, são designados pelas propriedades do material como massa, rigidez e amortecimento e também através das condições de contorno da estrutura em questão. Cada modo é definido por uma frequência natural, amortecimento modal e um modo de vibração. Se as propriedades do material ou as condições de contorno da estrutura alterarem-se, conseqüentemente os modos de vibração também passarão por mudanças. Se caso de uma estrutura estiver operando muito próxima à frequência natural de um modo de vibração, esta estrutura, tende a ser dominada pelo modo de vibração ressonante.

A ressonância é um fenômeno físico em que ocorre a transferência de energia de um sistema oscilante para outro. Isso ocorre em situações em que a frequência de oscilação do sistema excitador coincide com as frequências naturais do sistema excitado, levando a um aumento das amplitudes de vibração desse segundo sistema (Küster e Sartorti, 2011).

Um exemplo clássico de estrutura que entrou em ressonância é a Ponte Tacoma Narrows, localizada em Washington, nos Estados Unidos. Em novembro de 1940, poucos meses após sua inauguração, ventos de 65km/h atingiram a estrutura, fazendo-a entrar em ressonância e levando-a a ruína.

Para realizar uma análise de vibrações é importante verificar os graus de liberdade do sistema mecânico, que consiste em identificar o número mínimo de coordenadas independentes necessárias para descrever o movimento espacial de todas partículas de um sistema em qualquer instante de tempo. O conceito de graus de liberdade consiste na definição no número mínimo de coordenadas independentes requerida para determinar completamente as posições de todas as partes de um sistema a qualquer instante.

Algumas definições mais abrangentes das vibrações, de acordo com Brangança (2018):

Vibrações livres: são aquelas que ocorrem sem a presença de um agente externo durante o movimento, é considerada uma vibração livre aquela que sofreu um impulso inicial e após ele, o sistema continua a vibrar livremente, por conta própria.

Vibrações forçadas: diz-se que um sistema mecânico sofre vibração forçada sempre que energia externa é fornecida ao sistema durante a vibração. A energia externa pode ser fornecida ao sistema por meio de uma força aplicada ou por uma excitação de deslocamento imposta. A natureza da força aplicada ou do deslocamento pode ser definida como harmônica, não-harmônica, mas periódica, não-periódica ou aleatória. A resposta de um sistema à excitação harmônica é denominada como resposta harmônica. A excitação não-periódica pode ser de curta ou longa duração. A resposta de um sistema dinâmico a excitações não-periódicas aplicadas repentinamente é denominada como resposta transitória.

Vibrações amortecidas: É quando qualquer energia é perdida e/ou dissipada na realização da oscilação, sendo por atrito ou qualquer outra força, com isso a energia da vibração se dissipa com o transcorrer do tempo, fazendo com que os níveis vibratórios diminuam progressivamente. Em muitos sistemas físicos, a quantidade de energia dissipada é muito pequena quando comparada a magnitude do sistema, e, portanto, é desprezada.

Vibrações não amortecidas: Nesse caso tal energia de vibração não se dissipa, isto é, não se perde energia e nem há dissipação da mesma por atrito ou outra resistência durante a vibração, de forma que o movimento vibratório permanece inalterado com o passar do tempo.

Silva (2013) define grau de liberdade dinâmico de um sistema da seguinte maneira: “número mínimo de coordenadas para se saber como se encontra, em qualquer instante, a configuração do sistema”. Então para S1GL deve-se ter uma única coordenada. E um sistema

com dois graus de liberdade é aquele que necessita de duas coordenadas para descrever seu movimento.

2.5 EFEITO DAS VIBRAÇÕES NO CORPO HUMANO

Ao estudar as vibrações em estruturas de tráfego, é necessário relacionar os efeitos que essas vibrações causam no corpo humano. Pois em casos de grandes pontes, onde o tempo de uso é maior, o indivíduo está exposto às frequências que podem ser prejudiciais a sua saúde.

Com a evolução dos materiais e equipamentos juntamente com a economia, as estruturas estão cada vez mais flexíveis e que quando somado ao baixo amortecimento, pode gerar vários problemas relacionados a natureza dinâmica e pode-se agregar ainda que atualmente há maior nível de exigência referente ao conforto dos usuários. Todos esses fatores motivam o desenvolvimento de pesquisas na área referente as vibrações das estruturas.

Um desafio ao analisar estruturas sujeitas as vibrações, consiste em manipular as propriedades dinâmicas dos sistemas estruturais, variando a rigidez, o amortecimento e a massa, de modo que o dimensionamento atenda as exigências normativas. Envolvendo critérios até mesmo conflitantes de funcionalidade, segurança e conforto dos usuários.

Tabela 1 – Faixas típicas de respostas estruturais para várias fontes de vibração.

Fonte de vibração	Faixa de frequência (Hz)	Faixa de amplitude (μm)	Faixa de velocidade (mm/s)	Faixa de aceleração (m/s^2)	Característica da vibração	Sugestão da grandeza a ser medida
Tráfego (rodoviário e ferroviário - transmissão pelo solo)	1 a 80	1 a 200	0,2 a 50	0,02 a 1	contínua ou transiente	velocidade
Explosões (transmitidas pelo solo)	1 a 300	100 a 2500	0,2 a 500	0,02 a 50	transiente	velocidade
Cravação de estacas	1 a 100	10 a 50	0,2 a 50	0,02 a 2	transiente	velocidade
Maquinário externo (transmissão pelo solo)	1 a 300	10 a 1000	0,2 a 50	0,02 a 1	contínua ou transiente	velocidade ou aceleração
Acústica (tráfego e maquinário externo)	10 a 250	1 a 1100	0,2 a 30	0,02 a 1	contínua	velocidade ou aceleração
Maquinário interno	1 a 1000	1 a 100	0,2 a 30	0,02 a 1	velocidade ou aceleração	velocidade ou aceleração
Atividades humanas de impacto	0,1 a 100	100 a 500	0,2 a 20	0,02 a 5	transiente	velocidade ou aceleração
Atividades humanas dirigidas	0,1 a 12	100 a 5000	0,2 a 5	0,02 a 0,2	transiente	velocidade ou aceleração
Terremotos	0,1 a 30	10 a 10^5	0,2 a 400	0,02 a 20	transiente	velocidade ou aceleração
Vento	0,1 a 10	10 a 10^5	-	-	transiente	aceleração

Fonte: Assunção (2009) apud ISO 4866 (1990)

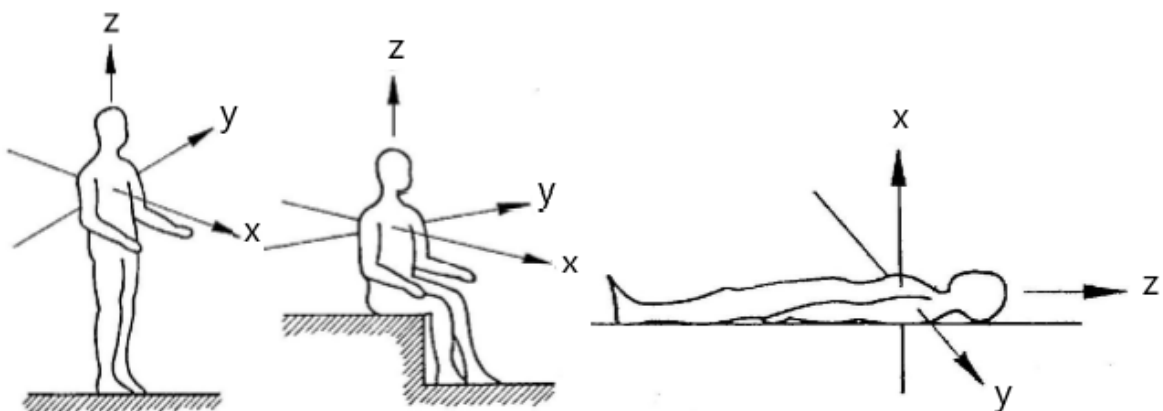
Segundo Assunção (2009), os efeitos das vibrações em pessoas têm ganhado cada vez mais importância no cenário mundial. Estudos apontam que os efeitos das vibrações podem ser abordados sob vários aspectos, sejam eles patológicos, fisiológicos e psicológicos, de modo que podem causar, além de desconforto, sérios riscos saúde. No Brasil, a Norma Regulamentadora NR 15 do Ministério do Trabalho, dispõe sobre atividades e operações insalubres, caracterizando as vibrações como um risco físico ocupacional saúde dos trabalhadores com base nas recomendações definidas pela ISO 2631 e ISO 5349.

O corpo humano é um sistema biomecânico extremamente complexo. Assim como qualquer corpo que possui massa e elasticidade, pode ser representado por um modelo mecânico, com massas, molas e amortecedores, com cada parte do corpo com sua respectiva frequência natural. E essas partes podem entrar em ressonância quando submetidas a vibrações externas de mesma frequência, com a consequente amplificação das vibrações.

Na literatura e nas normas vigentes, as vibrações transmitidas ao corpo humano costumam ser classificadas em dois tipos, de acordo com o meio de transmissão ao corpo: vibrações de corpo inteiro e vibração de extremidades, para esse estudo a mais importante é a primeira que se define em quando a pessoa exposta está suportada pela superfície vibratória, sentada, em pé ou deitada, conforme abordado pela ISO 2631;

As normas estabelecem que a vibração de corpo inteiro seja medida de acordo com um sistema de coordenadas que se origina no ponto onde a vibração se incorpora ao corpo humano, na seguinte forma: segundo o eixo Z no sentido dos pés à cabeça, o eixo X no sentido das costas ao peito e o eixo Y no sentido do lado direito ao esquerdo.

Figura 9 - Direções do sistema de coordenadas para vibrações mecânicas em seres humanos.



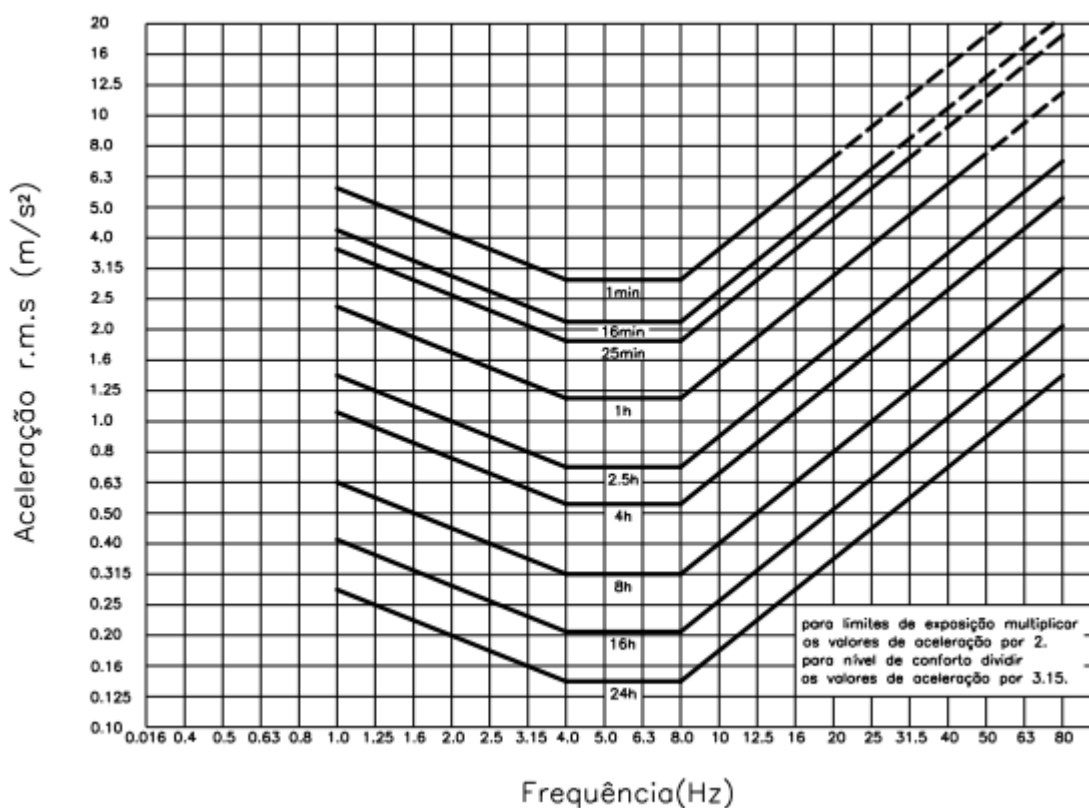
Fonte: ISO 2631-1 (1997)

Segundo GRIFFIN (1996), vários fatores influenciam no desconforto de uma pessoa, sendo alguns deles: as características da vibração (magnitude, frequência e direção), sua duração, a posição na qual a vibração entra em contato com o corpo, as características físicas das pessoas (como peso e transmissibilidade), a idade, além de atributos psicológicos.

A norma Internacional ISO 2631 de 1978 define e fornece valores numéricos dos limites de exposição a vibrações transmitidas ao corpo humano, na amplitude de frequências entre 1 Hz e 80 Hz.

Os limites admissíveis de vibração são definidos para os três critérios geralmente reconhecíveis de preservação do conforto, eficiência de trabalho e segurança ou saúde, denominados, respectivamente: nível de conforto, nível reduzido de eficiência (fadiga) e limite de exposição. A Figura 10 apresenta os limites de aceleração vertical recomendados para o nível reduzido de eficiência, especificado em termos de frequência vibratória, magnitude de aceleração (r.m.s.) e tempo de exposição.

Figura 10 - Limite de aceleração vertical versus frequência, em função do tempo de exposição, para o nível reduzido de eficiência (fadiga)

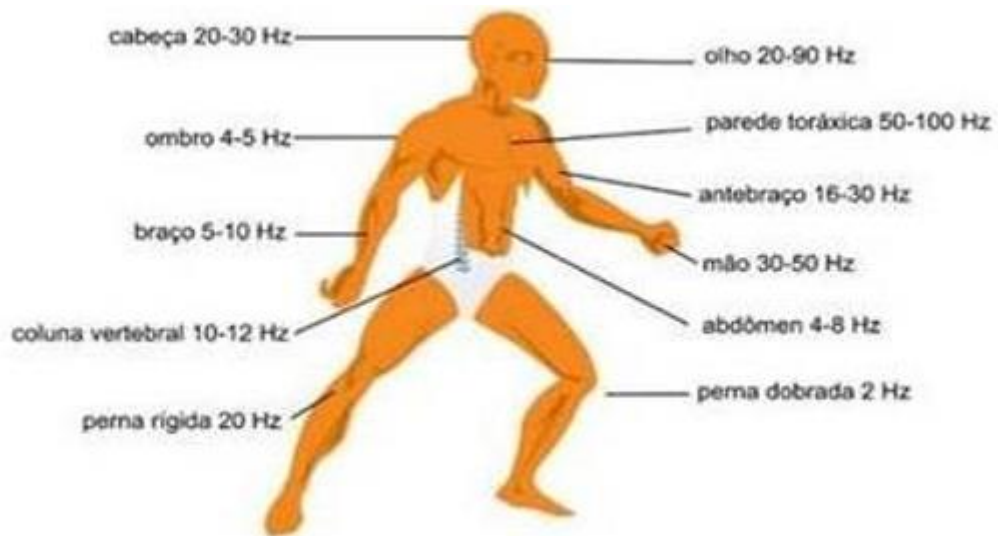


Fonte: Adaptado da ISO 2631 (1978) por Assunção (2009)

Segundo Simões (2014), em uma avaliação ao risco das vibrações no trabalho, diz que as vibrações transmitidas ao corpo inteiro, vibrações mecânicas, implicam riscos para a saúde e segurança dos trabalhadores, em especial lombalgias e traumatismos da coluna vertebral.

Para Simões (2014), o corpo humano possui diversas frequências naturais dependendo da parte do corpo. Quando a frequência da perturbação exterior for igual à frequência natural de uma parte do corpo ocorre fenômeno de ressonância.

Figura 11 – Frequência de ressonância no corpo humano



Fonte: Simões (2014)

Para Simões (2014):

A exposição direta a vibrações pode ser extremamente grave, podendo afetar permanentemente alguns órgãos do corpo humano. As vibrações podem afetar o conforto, reduzir o rendimento do trabalho e causar desordens das funções fisiológicas, dando lugar ao desenvolvimento de doenças quando a exposição é intensa.

A nocividade dos efeitos apresentados na figura 10 dependerá do tipo de exposição (partes ou totalidade do corpo), da sua duração e frequência, bem como da intensidade das acelerações.

A exposição excessiva a vibrações pode determinar acidentes a curto prazo ou danos físicos irreversíveis a longo prazo.

Figura 12 – Efeitos da vibração no organismo, segundo a frequência

Frequência da vibração	Origem da vibração	Efeito sobre o organismo
Vibrações de muito baixa frequência (< 1Hz)	Transportes: aviões, comboios, barcos, automóveis.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Estimulam o labirinto do ouvido esquerdo; ✓ Perturbam o Sistema Nervoso Central; ✓ Podem produzir náuseas e vômitos.
Vibrações de baixa frequência (1 a 20Hz)	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Veículos de transporte de mercadorias e passageiros; ✓ Veículos industriais; ✓ Tratores e máquina agrícolas; ✓ Maquinaria e veículos de obras públicas. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Patologias diversas ao nível da coluna vertebral, lombalgias lumbociáticas, hérnias; ✓ Agravam lesões raquidianas menores e incidem sobre perturbações devidas a más posturas; ✓ Sintomas neurológicos: variação de ritmo cerebral, dificuldade de equilíbrio, inibição de reflexos; ✓ Perturbações na visão: diminuição da acuidade visual.
Vibrações de alta frequência (20 a 1000Hz)	Ferramentas manuais rotativas alternativas ou percutoras, tais como polidoras, lixadoras, motosserras, martelos pneumáticos, etc.	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Perturbações osteoarticulares observáveis radiologicamente tais como: artroses, lesões de pulso; ✓ Perturbações tendinosas; ✓ Afeções angioneurológicas da mão que acompanham perturbações na sensibilidade. A sua expressão vascular manifesta-se por crises do tipo de “dedos mortos” chamada síndrome de Raynaud; ✓ Aumento da incidência de afeções do aparelho digestivo (hemorroides, dores abdominais, obstipação).

Fonte: Simões (2014)

2.5 REFERÊNCIA NORMATIVA

De acordo com a NBR 7187/2003, conforme definição constante na NBR 8681, ações são as causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Classificam-se, segundo a referida norma, em:

Ações permanentes: cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as que crescem no tempo, tendendo a um valor limite constante. As ações permanentes compreendem, entre outras:

As cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais, as cargas provenientes do peso da pavimentação (dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização), os empuxos de terra e de líquidos, as forças de protensão e as deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.

Ações variáveis: caráter transitório que compreendem, sendo elas: as cargas móveis, as cargas de construção, as cargas de vento, o empuxo de terra provocado por cargas móveis, a pressão da água em movimento, o efeito dinâmico do movimento das águas e as variações de temperatura.

As cargas móveis podem ser as cargas verticais e o efeito dinâmico.

O efeito dinâmico das cargas móveis: deve ser analisado pela teoria da dinâmica das estruturas. Porém, permite assimilar as cargas móveis a cargas estáticas, através de sua multiplicação pelos coeficientes de impacto definidos a seguir:

(1) Nos elementos estruturais de obras rodoviárias:

$$\phi = 1,4 - 0,007 l \geq 1$$

(2) Nos elementos estruturais de obras ferroviárias:

$$\phi = 0,001 * (1600 - 60\sqrt{l} + 2,25 * l) \geq 1,2$$

Onde:

l é o comprimento de cada vão teórico do elemento carregado, qualquer que seja o sistema estrutural, em metros.

No caso de vãos desiguais, em que o menor vão seja igual ou superior a 70% do maior, permite-se considerar um vão ideal equivalente à média aritmética dos vãos teóricos. No caso de vigas em balanço, l é tomado igual a duas vezes o seu comprimento. Não deve ser considerado o

impacto na determinação do empuxo de terra provocado pelas cargas móveis, no cálculo de fundações e nos passeios das pontes rodoviárias.

Ações excepcionais: São aquelas cuja ocorrência se dá em circunstâncias anormais. Compreendem os choques de objetos móveis, as explosões, os fenômenos naturais pouco frequentes, como ventos catastróficos, enchentes e abalos sísmos, entre outros.

Já a NBR 7188/2013, no item 5.1 que a carga P , em kN é a carga estática concentrada aplicada no nível do pavimento, com o valor característico e sem qualquer majoração. A carga p , em kN/m², é a carga uniformemente distribuída, aplicada no nível do pavimento, com valor característico e sem qualquer majoração.

A atualização da ABNT NBR 7188:2013 foi motivada pelo aumento significativo das cargas móveis que estão trafegando pelas pontes rodoviárias brasileiras tornando assim os coeficientes de impacto defasados.

Em um artigo publicado no XVII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas (SILVA et al., 2014), fez uma comparação entre os valores do coeficiente de impacto utilizando a ABNT NBR 7188:1982 e a ABNT NBR 7188:2013 aplicados no projeto da Ponte sobre o Rio Correias.

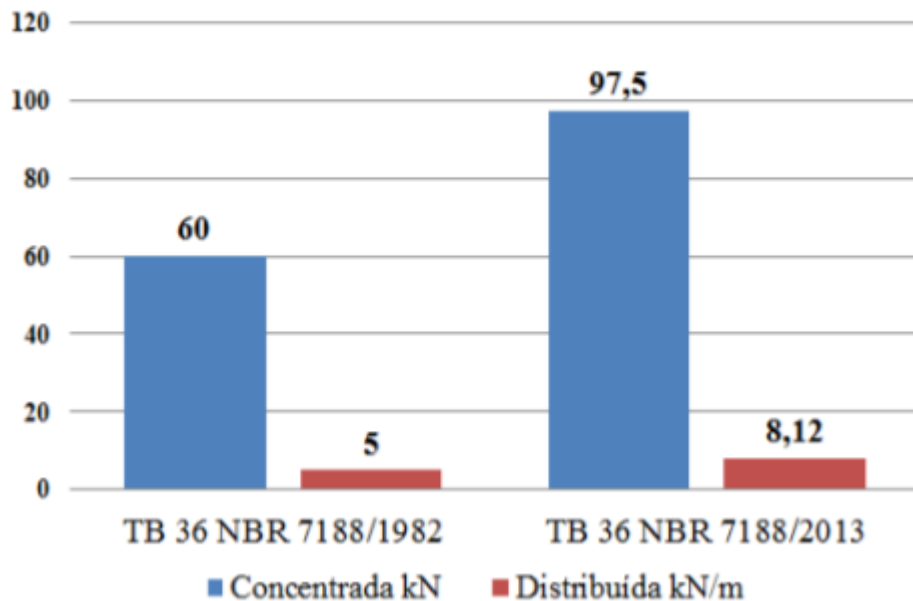
E através desse estudo comparativo, gerou uma tabela com os valores anteriores e atuais (Tabela 1) e um gráfico (Figura 9).

Tabela 2 – Tabela referente as cargas concentradas e distribuídas devido ao impacto gerado pelo carregamento móvel sobre a ponte.

TB 36 – Ponte original NBR 7188 / 2013	TB 36 – Ponte original NBR 7188 / 1982
Dados: Liv: $60/3 = 20$ CIV = $1 + 1,06 \times (20/20 + 50) = 1,30$ CNF = $1 - 0,05 \times (2 - 2) > 0,9$ CNF = 1 CIA = 1,25 P = 60 kN p = 5 kN/m ²	Dados: $\varphi = 1,4 - 0,007 L \geq 1$ $\varphi = 1,4 - 0,007 \times 60$ $\varphi = 0,98 < 1$ $\varphi = 1$ P = 60 kN p = 5 kN/m ²
$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA$ $Q = 60 \times 1,30 \times 1 \times 1,25$ $Q = 97,5 \text{ Kn}$	$Q = 60 \times \varphi$ $Q = 60 \times 1$ $Q = 60 \text{ kN}$
$q = 5 \times 1,30 \times 1 \times 1,25$ $q = 8,12 \text{ kN/m}^2$	$q = 5 \times \varphi$ $q = 5 \text{ kN/m}^2$

Fonte: Pauline Fonseca da Silva para o artigo: Efeitos da Mudança da NBR 7188:2013 nos Projetos de Pontes. Estudo de Caso: Projeto de Recuperação da Ponte sobre o Rio Correias na BR 101/SC.

Figura 13 – Cargas majoradas devido a influência das cargas móveis.



Fonte: Pauline Fonseca da Silva para o artigo: Efeitos da Mudança da NBR 7188:2013 nos Projetos de Pontes. Estudo de Caso: Projeto de Recuperação da Ponte sobre o Rio Correias na BR 101/SC.

Para Silva et al (2014) se analisar a tabela 1 (figura 9) e a figura 10 pode-se observar que a composição do coeficiente de impacto segundo a versão de 1982 da ABNT NBR 7188 não oferecia majoração nenhuma das cargas atuantes, sendo o $\phi = 1$, o que refletiria diretamente na intensidade dos esforços atuantes na estrutura, podendo gerar hoje um subdimensionamento das estruturas, comprometendo sua segurança. Já com a atualização da ABNT NBR 7188 em 2013, observou-se que assim seria acrescida uma margem de segurança à intensidade das cargas, devido ao impacto, de 62,5 % a mais para cada roda do trem-tipo, como também às cargas distribuídas atuantes na estrutura.

Após a atualização da NBR 7188, a carga concentrada Q , em kN, e a carga distribuída, em kN/m², são valores da carga móvel aplicadas no nível do pavimento, iguais aos valores característicos ponderados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA), abaixo definidos:

$$Q = P \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

$$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$$

As ações para pontes, galerias e viadutos rodoviários são definidas a partir da carga abaixo descrita.

São definidas as cargas estáticas, sua posição e intensidade, para verificações e dimensionamento dos diversos elementos estruturais.

No item 5.1.2.1 diz que as cargas verticais características definidas no modelo acima devem ser majoradas para o dimensionamento de todos os elementos estruturais pelo coeficiente de impacto vertical (CIV), obtendo-se os valores Q e q para dimensionamento dos elementos estruturais.

Para estruturas com vão menor que 10,0m:

$$CIV=1,35$$

Para estruturas com vão entre 10,0 e 200,0m:

$$CIV= 1+1,06*\left(\frac{20}{Liv+50}\right)$$

Onde:

Liv: é o vão em metros para o cálculo CIV, conforme o tipo de estrutura.

Sendo:

Liv: usado para estruturas de vão isostático. *Liv* = média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos.

Liv: comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço

L: é o vão, expresso em metros.

Para as estruturas acima de 200,0 m, deve ser realizado estudo específico para a consideração da amplificação dinâmica e definição do coeficiente de impacto vertical.

Referente ao item 5.1.2.2 sobre o coeficiente de número de faixas, as cargas móveis características, definidas conforme 5.1, devem ser ajustadas pelo coeficiente do número de faixas do tabuleiro CNF, conforme descrição abaixo:

$$CNF= 1-0,05*(n-2) > 0,9$$

Onde:

n é o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo.

Esse coeficiente não se aplica ao dimensionamento de elementos transversais ao sentido do tráfego (lajes, transversinas, etc.).

O item 5.1.2.3 desta norma, refere-se ao coeficiente de impacto adicional, os esforços das cargas móveis devem ser majoradas na região das juntas estruturais ou extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majoradas pelo coeficiente de impacto adicional abaixo:

Para obra em concreto ou mistas

CIA= 1,25

Para obra em aço

CIA=1,15

LUCHI (apud TIMERMAN e BEIER, 2012, p. 26 e 27), em uma apresentação para a revisão da ABNT NBR 7188, consideraram que:

A comparação direta das normas, sem a consideração dos dados de tráfego, mostra que o trem-tipo da norma brasileira fornece resultados para estado limite último compatíveis com o Eurocode e maiores que os das normas da AASHTO.

Diante dos resultados obtidos, a existência do acostamento, ou de qualquer espaço adicional onde não haja tráfego regular, é de fundamental importância. Isto porque, na fase de projeto, a carga é aplicada em todos os trechos do tabuleiro em que a sua presença seja desfavorável para o efeito estudado. Assim, especialmente nas pontes celulares, toda a largura do tabuleiro é carregada para a determinação dos esforços solicitantes globais, o que não ocorre, na realidade, nos trechos de acostamento ou refúgio. Com isso, é sempre necessário que exista o acostamento na obra de arte para que se tenha esse aumento na margem de segurança.

Nesse contexto, os resultados para três e quatro faixas de tráfego no mesmo sentido podem ser considerados como extensão da situação de pista dupla, como se houvesse tráfego no acostamento. Desta forma, ainda mostram-se favoráveis, podendo-se inclusive estudar uma redução da carga de multidão para faixas múltiplas de tráfego, a exemplo do que ocorre em outras normas.

Em rodovias somente com duas faixas de tráfego, em pista simples, sem acostamento ou refúgio, onde o tráfego é livre nos dois sentidos, não havendo faixa preferencial para veículos mais leves, encontram-se as pontes com menor margem de segurança. Os estudos mostraram que o viés só é menor que a unidade para espaçamentos no mínimo de 10 metros entre os veículos, onde algum efeito dinâmico já deve ser considerado. Este é um caso que deve ser melhor estudado, principalmente por estar presente em rodovias mais antigas, em geral em má conservação, porém com tráfego importante, como as rodovias federais. Existem, além disso, situações críticas também em vias urbanas, onde normalmente já não há acostamento, que recebem grandes proporções de veículos pesados em relação ao tráfego total.

Já o EUROCODE 1 – Parte 2, Código Europeu, divide as ações de tráfego rodoviário e outras ações específicas para pontes rodoviárias em varias etapas.

Campo de aplicação:

Os modelos de carga definidos nesta seção devem ser usados para o projeto de pontes rodoviárias com comprimentos de carga inferiores a 200 m.

Os modelos e regras associadas destinam-se a abranger todas as situações de tráfego normalmente previstas (isto é, condições de tráfego em qualquer direção em qualquer pista devido ao tráfego rodoviário) a ter em conta na concepção.

Os efeitos das cargas nos locais de construção de estradas (por exemplo, devido a raspadores, camiões transportando terra, etc.) ou de cargas especificamente para inspeção e testes não se destinam a ser abrangidos pelos modelos de carga e devem ser especificados separadamente, quando relevante.

Representação de ações:

Modelos de cargas de tráfego rodoviário:

As cargas devidas ao tráfego rodoviário, que consistem em automóveis, camiões e veículos especiais (por exemplo, para o transporte industrial), dão origem a forças verticais e horizontais, estáticas e dinâmicas.

Quando veículos que não estejam em conformidade com os regulamentos nacionais relativos a limites de pesos e, possivelmente, dimensões de veículos que não requeiram autorizações especiais, ou cargas militares, devem ser levados em consideração para o projeto de uma ponte, eles devem ser definidos.

Classes de carregamento:

As cargas reais em pontes rodoviárias resultam de várias categorias de veículos e de pedestres.

O tráfego automóvel pode diferir entre pontes consoante a sua composição (por exemplo, percentagens de camiões), a sua densidade (por exemplo, número médio de veículos por ano), as suas condições (por exemplo, frequência de interferência), os pesos extremos dos veículos e as suas cargas por eixo; se relevante, a influência dos sinais de trânsito que restringem a capacidade de carga.

Divisões da faixa de rodagem em faixas nocionais:

A largura da faixa de rodagem, w , deve ser medida entre as calçadas ou entre os limites internos dos sistemas de retenção do veículo e não deve incluir a distância entre sistemas fixos de retenção de veículos ou restrições de uma reserva central nem as larguras desses sistemas de contenção de veículos.

A largura w l de pistas fictícias sobre uma faixa de rodagem e a maior possível (número inteiro) o número inteiro n l de tais pistas sobre esta faixa de rodagem são definidos na Tabela 1.

Tabela 3 - Número e largura das faixas de referência

Largura de faixa de rodagem W	Número de faixas nocionais	Largura de uma pista imaginária w l	Largura da área restante
$w < 5,4$ m	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
6 m $\leq w$	$n_1 = \text{Inteiro} \frac{w}{3}$	3 m	$w - 3 n_1$

NOTA Por exemplo, para uma largura de faixa de rodagem igual a 11 m, $n_1 = \text{Inteiro} \left(\frac{w}{3} \right) = 3$, e a largura da área restante é $11 - 3 \times 3 = 2$ m

Fonte: EUROCODE 1 – Parte 2

Para larguras de faixa de rodagem variáveis, o número de faixas de referência deve ser definido de acordo com os princípios utilizados na Tabela 1.

NOTA Por exemplo, o número de pistas nocionais será:
1 onde $w < 5,4$ m; 2 onde $5,4 \leq w < 9$ m; 3 onde $9 \leq w < 12$ m, etc.

Localização e numeração das faixas para projeto:

A localização e numeração das faixas deve ser determinada de acordo com as seguintes regras:

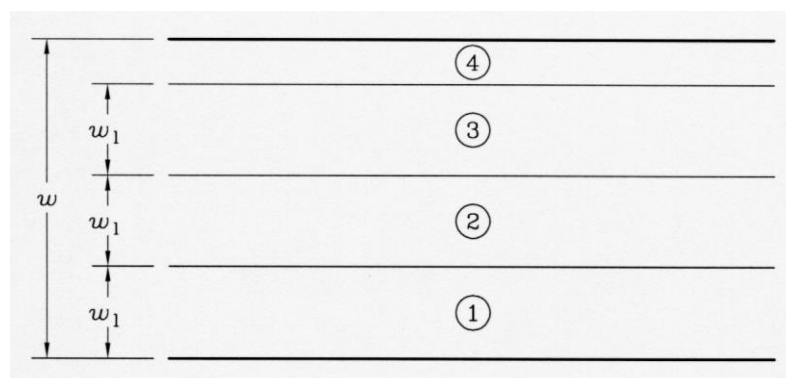
As localizações das faixas de referência não devem necessariamente estar relacionadas à sua numeração.

Para cada verificação individual (por exemplo, para uma verificação do estado limite último de resistência de uma secção à flexão), o número de faixas a ter em conta como carregado, a sua localização na faixa de rodagem e a sua numeração deve ser escolhido de tal forma que os efeitos dos modelos de carga são os mais adversos.

Para valores e modelos representativos de fadiga, a localização e a numeração das faixas devem ser selecionadas dependendo do tráfego esperado em condições normais.

A faixa que dá o efeito mais desfavorável é numerada na Pista Número 1, a linha que recebe o segundo efeito mais desfavorável é numerada na Pista Número 2, etc. (ver Figura 11).

Figura 14 - Exemplo da numeração das faixas no caso mais geral

**Chave**

w Largura do caminho

w_1 Largura da faixa de rodagem nocional

1 Pista Nocional 1

2 Pista Nocional 2

3 Pista Nocional 3

4 Área restante

Fonte: EUROCODE 1 – Parte 2

Quando a faixa de rodagem consiste em duas partes separadas no mesmo tabuleiro, apenas deve ser utilizado uma numeração para toda a faixa de rodagem.

Onde a faixa de rodagem consiste de duas partes separadas em dois andares independentes, cada parte deve ser considerada como uma via de rodagem. Numeração separada, em seguida, deve ser usada para o design de cada tabuleiro. Se os dois tabuleiros forem suportados pelos mesmos pilares e/ou pilar, deve haver uma numeração para as duas partes juntas para o projeto dos pilares e/ou do pilar.

Aplicação dos modelos de carga nas faixas individuais:

Para cada verificação individual, os modelos de carga, em cada pista teórica, devem ser aplicados em tal comprimento e assim localizados longitudinalmente, de modo que o efeito mais adverso seja obtido, desde que seja compatível com as condições de aplicação definidas abaixo para cada modelo particular.

Na área restante, o modelo de carga associado deve ser aplicado em tais comprimentos e larguras, a fim de obter o efeito mais adverso, desde que seja compatível com as condições particulares especificadas em Cargas verticais - valores característicos.

Quando relevante, os vários modelos de carga devem ser combinados em conjunto (Grupos de cargas de tráfego em pontes rodoviárias) e com modelos para cargas de pedestres ou de ciclo.

Para cargas verticais - valores característicos

Situações de design gerais e associadas:

As cargas características destinam-se à determinação dos efeitos do tráfego rodoviário associados às verificações do estado limite último e às verificações de manutenção específicas (EN 1990 a EN 1999).

Os modelos de carga para cargas verticais representam os seguintes efeitos de tráfego:

Carga Modelo 1 (LM1): Cargas concentradas e uniformemente distribuídas, que cobrem a maior parte dos efeitos do tráfego de caminhões e carros. Este modelo deve ser usado para verificações gerais e locais.

Carga de modelo 2 (LM2): Uma carga de eixo único aplicada em áreas específicas de contato com o pneu, que cobre os efeitos dinâmicos do tráfego normal em membros estruturais curtos.

Carga Modelo 3 (LM3): Um conjunto de conjuntos de cargas por eixo que representam veículos especiais (por exemplo, para transporte industrial) que podem viajar em rotas permitidas para cargas anormais. Destina-se a verificações gerais e locais.

Carregar Modelo 4 (LM4): Um carregamento de multidão, destinado apenas para verificações gerais.

Os modelos de carga 1, 2 e 3, quando relevantes, devem ser levados em consideração para qualquer tipo de situação de projeto (*por exemplo*, para situações transitórias durante trabalhos de reparo).

O Modelo de Carga 4 deve ser usado apenas para algumas situações de projeto transitório.

Dispersão de cargas concentradas através de pavimento e laje de concreto:

Forças de frenagem e aceleração

Forças centrífugas e outras forças transversais

Grupos de cargas de tráfego em pontes rodoviárias:

Valores característicos da ação multicomponente

Outros valores representativos da ação multicomponente

Grupos de cargas em situações de projeto transitório

O Eurocode considera a análise dinâmica para pontes com velocidades superiores a 200km/h, pois velocidades mais altas resultam no aumento das cargas, implicando maior complexidade na estrutura e conseqüentemente produzindo maiores efeitos dinâmicos. Os

aspectos dinâmicos são de especial interesse e em muitos dos casos o fator principal no projeto estrutural. Em geral, para velocidades de tráfego superiores a 200 km/h todas as estruturas em pontes ferroviárias terão que ser sujeitas a análise dinâmica, devido à possibilidade de ocorrência de ressonância.

Segundo Lança (2016), o comportamento das pontes ferroviárias sobre a ação de comboios de alta velocidade é um fenómeno complexo, devido à própria estrutura ser em si complexa, constituída por vários componentes estruturais com diferentes propriedades. Os parâmetros mais importantes para a análise dos efeitos dinâmicos estão relacionados com as características da estrutura; interação estrutura-veículo; número, velocidade e tipo de veículo, e o caminho percorrido pelos mesmos.

2.6 *SOFTWARES* PARA ANÁLISE ESTRUTURAL

Atualmente, existem dois softwares mais conhecidos para a modelagem de pontes o Ansys e o SAP2000. Segundo informações no site do ANSYS, o conjunto de software de análise estrutural permite resolver problemas complexos de engenharia estrutural e tomar decisões de projeto melhores e mais rápidas. Com as ferramentas de análise de elementos finitos (FEA), pode-se personalizar e automatizar suas simulações e parametrizá-las para analisar vários cenários de design. Este software de mecânica estrutural conecta-se facilmente a outras ferramentas de análise física, proporcionando um realismo ainda maior na previsão do comportamento e desempenho de produtos complexos.

Aplicações: Composição, Durabilidade, Interação fluido-estrutura, Impacto, Otimização, Dinâmica corporal rígida, Análise de força, Análise térmica e Vibração.

Já o SAP20000, segundo informações do próprio site, serve para todas as suas tarefas de análise e projeto, incluindo os pequenos problemas do dia a dia. Modelos complexos podem ser gerados e discretizados com modelos embutidos no programa. Recursos de código de projeto integrado podem gerar automaticamente cargas de vento, ondas, sísmicas e esforços em pontes, com verificações automáticas de dimensionamento em aço e concreto, segundo as normas dos EUA, Canadá e outros padrões internacionais.

Técnicas analíticas avançadas permitem análise passo a passo de grandes deformações, análises de Eigen e Ritz, com base na rigidez de casos não-lineares, análise de catenária de cabos, análise de não-linearidade física com rótulas, elemento de casca não-linear com múltiplas camadas, análise de flambagem, análise de colapso progressivo, métodos de energia para o controle de tração, amortecedores dependente de velocidade, os isoladores de base, a

plasticidade de apoio e análise não-linear de construção segmentada. Análises não-lineares podem ser estáticas e dinâmicas com cargas que variam no tempo (time-history), com opções para análise dinâmica FEA não-linear ao longo do tempo e integração direta.

Desde a análise de um pequeno e simples pórtico 2D até uma análise dinâmica não-linear 3D grande e complexa, o SAP2000 é uma solução fácil e produtiva análise e projeto de estruturas.

3 METODOLOGIA

3.1 FORMATO DO ESTUDO

Esse trabalho se trata de uma pesquisa básica, pois está destinada apenas a aumentar a base de conhecimento sobre o assunto mencionado. Sua natureza é quali-quantitativa, já que primeiro foi feito um estudo bibliográfico e posteriormente a aplicação prática desses conhecimentos para obter dados e então compará-los.

O objetivo metodológico usado nesta da pesquisa foi exploratório, visto que proporciona maior familiaridade com o problema, com intenção a tomá-lo mais explícito. Pode-se dizer que a pesquisa tem como objetivo principal o aprimoramento do conhecimento e ideias.

O procedimento usado para seu desenvolvimento foi teórico, dado que consiste em determinar um objeto de estudo, selecionar as variáveis que seriam capazes de influenciá-lo, definir as formas de controle e de observação dos efeitos que a variável produz no objeto.

3.2 REALIZAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa foi realizada através do *software* ANSYS, onde foi realizada a modelagem de três tipos de lajes que representam pontes. No mês de julho a modelagem e análise foi iniciada, juntamente com a anotação dos dados.

3.3 OBJETO DE ESTUDO

Foram desenvolvidos 3 modelos de estrutura e aplicados 3 variações de módulo de elasticidade, gerando assim 9 combinações de estruturas, onde foram feitas a análise modal (três modos de translação e três modos de rotação) e com isso estudar e avaliar os resultados.

Através da análise modal é capaz de determinar as propriedades dinâmicas de uma estrutura pela identificação de seus modos de vibração. Um modo de vibração é uma propriedade integral de uma estrutura em questão, e portanto, a mesma pode ser excitada em qualquer ponto, com exceção dos pontos nodais. Cada modo de vibração que pode ser encontrado nas funções de transferência tem uma frequência natural específica, e um fator de amortecimento.

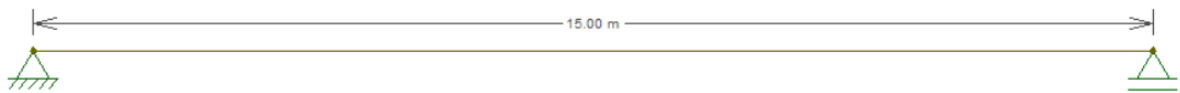
3.4 VARIÁVEIS

Conforme já dito antes, foram usados 3 módulos de elasticidades (E) para o estudo. Com a alteração do módulo de elasticidade, o *software* faz automaticamente os cálculos de rigidez,

módulo de cisalhamento e modulo de massa. O primeiro, A, foi um valor adotado de $E = 3 \times 10^{10}$ Pa, pois é frequentemente usado para pontes. O segundo, B, representa uma rigidez 30% menor que A, sendo um valor de $E = 2,1 \times 10^{10}$ Pa e o terceiro, C, corresponde uma rigidez 30% maior de A, equivalendo a $E = 3,9 \times 10^{10}$ Pa.

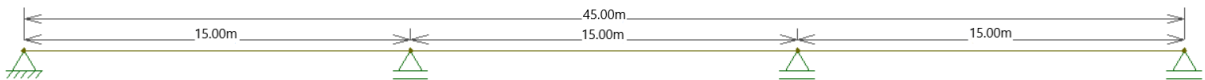
Todos modelos de estrutura tiveram 10 metros de largura e altura de 0,6 m, variando apenas o comprimento da longarina. Essa alteração foi apenas experimental, com o intuito demonstrativo. Sendo a estrutura 1 contínua com 15 metros e 2 apoios (Figura 15), a estrutura 2 com 45 metros contínua e 4 apoios (Figura 16) e 3 com 45 metros, com juntas de dilatação a cada 15 metros e com 4 apoios (Figura 17). A seguir imagens representativas dos modelos.

Figura 15 – Modelo contínuo de 15 metros (1)



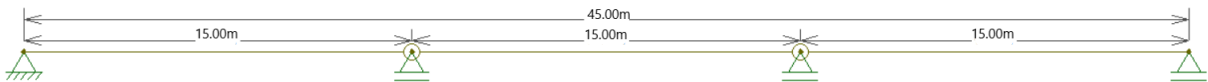
Fonte: Autor

Figura 16 – Modelo contínuo de 45 metros (2)



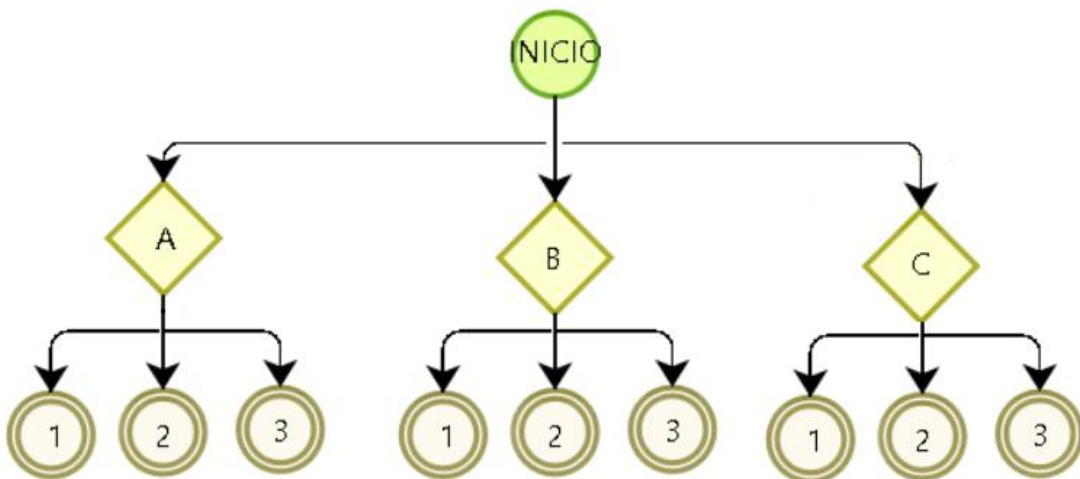
Fonte: Autor

Figura 17 – Modelo de 45 metros com juntas de dilatação (3).



Fonte: Autor

Figura 18 - Fluxograma de combinações



Fonte: Autor

3.5 INSTRUMENTOS DE COLETA DE DADOS, ESTRATÉGIAS DE APLICAÇÃO, PROCESSAMENTO, ANÁLISE E APRESENTAÇÃO DOS DADOS

Para Leme (2014), a análise modal é usada para calcular as frequências naturais e modos de vibração de uma estrutura. As frequências naturais e os modos de vibração são parâmetros importantes no projeto de uma estrutura para condições de carregamento dinâmico. Uma análise modal no ANSYS é sempre linear. Quaisquer não-linearidades, com plasticidade e elemento de contato, são ignoradas até mesmo se tiverem sido definidas. Os modos de vibrar são propriedades inerentes de uma estrutura e são determinados pelas propriedades do material (massa, rigidez e amortecimento) e pelas condições de contorno da estrutura. Cada modo é definido por uma frequência natural, amortecimento modal e forma do modo, ou seja, pelos parâmetros modais. Se as propriedades do material ou as condições de contorno de uma estrutura mudam, esses modos irão mudar.

O procedimento, criado por Marinho (2002), para a realização da análise modal consiste em quatro principais etapas:

1. Construção do modelo – determinou-se o tipo de elemento (viga, placa, tubo, etc.), as constantes reais, propriedades dos materiais (módulo de elasticidade, densidade, coeficiente de Poisson, etc.), a geometria do modelo e disposição dos elementos estruturais (coordenadas nodais).
2. Solução – Neste passo definiu-se o tipo de análise para a solução em elemento finito das frequências naturais. Decidiu-se a extração e expansão dos modos de vibração para a revisão.
3. Extração e expansão dos modos – estabeleceu-se o número de modos a serem extraídos expandidos, através da especificação de uma faixa de frequência, são obtidos e ampliados os modos dentro daquela faixa.
4. Revisão dos resultados – Após o programa resolver o modelo, deve-se proceder a apresentação dos resultados desejados (listagem das frequências correspondentes aos modos expandidos, plotagem da deformada de cada modo de vibração, animação do comportamento da estrutura nos vários modos de vibração) e verificar se as frequências extraídas afetam o corpo humano.

Comparando os dados obtidos no estudo das vibrações feito por Simões (2014) com os valores referentes a esse estudo no ANSYS. Porém o efeito ao corpo humano descrito no estudo será considerado no indivíduo como pedestre, considerando o usuário em contato direto com a estrutura.

4 RESULTADOS

Após concluir os modelos e coletar dados, como frequência e deformações mínimas e máximas, estudou-se os dados obtidos, gerando assim gráficos e tabelas para comparar como se comportam os modelos e módulos de elasticidade.

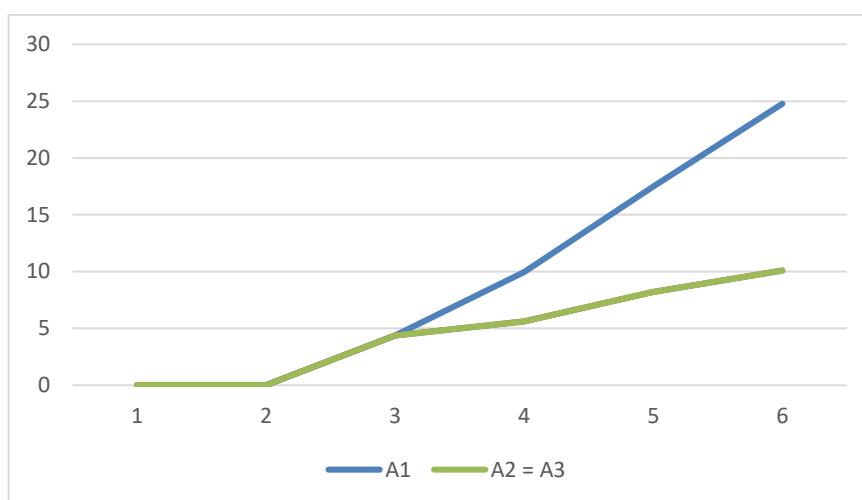
4.1 FREQUÊNCIAS

Nos estudos dos dados obtidos, foi observado que as maiores frequências estavam nos modelos A1 e C1, sendo seus respectivos valores de 24,766 e 28,237 hertz (Hz). E a maior deformação é de 5,28 E-03 m, observada nos modelos A1, B1 e C1.

Os modelos 2 e 3, cuja a diferença é a presença de juntas de dilatação no modelo 3, tiveram comportamentos iguais nos gráficos de comparativo de frequência de mesma rigidez, conforme Figuras 19, 20 e 21. Pode-se observar que o modelo 1 apresentou valores diferentes mais notáveis nas frequências dos outros modelos a partir do modo 3, sendo o modo 3 o único que a estrutura 1 apresenta frequência menor que as demais, equivalendo a 0,04%.

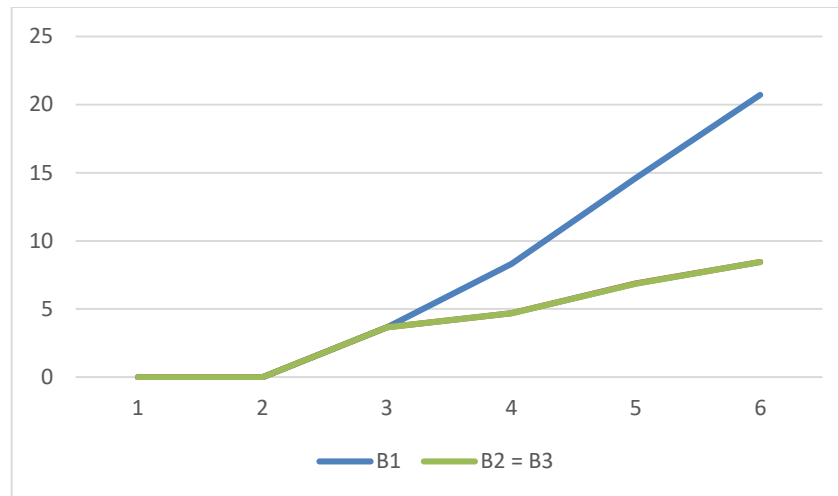
No modo de vibração 4, a estrutura 1 foi maior que as 2 e 3 em 76,81%, mesmo quando altera o módulo de elasticidade. Já no modo 5, no modulo A apresentou 112,77% da estrutura 1 para as estruturas 2 e 3 e nos módulos B e C cerca de 112,78%. A maior diferença está no modo de vibração 6, no qual apresenta um valor de 145,50% maior no modulo de elasticidade A e 145,48% nos módulos B e C.

Figura 19 – Comparativo das frequências (Hz) em A



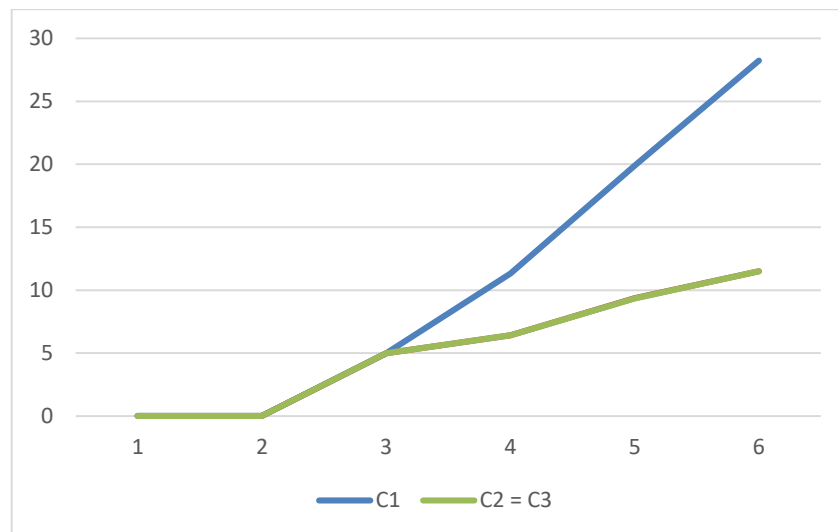
Fonte: Autor.

Figura 20 – Comparativo das frequências (Hz) em B



Fonte: Autor.

Figura 21 – Comparativo das frequências (Hz) em C



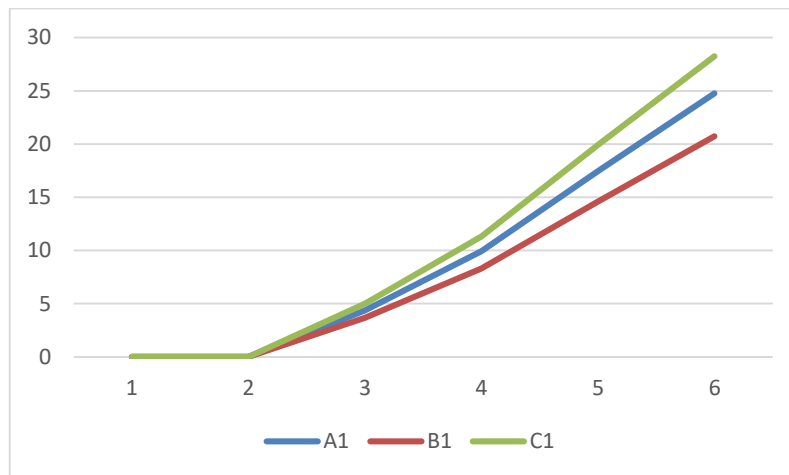
Fonte: Autor.

Já comparando os módulos de elasticidade (mesmo modelo estrutural), temos linhas com o mesmo comportamento, porém, C sendo mais rígido temos frequências maiores e B menos rígido possui frequências menores. Podendo observar que a rigidez influencia na frequência obtida, pois quanto mais rígido o objeto de estudo maiores são as frequências.

Nota-se que as linhas têm o mesmo comportamento nos modos 1 e 2 e a partir do 2 para o 3 elas começam a se separar. Do modo 3 ao 6, as frequências de B1 são 16,34% menores que A1, o comportamento entre A2 e B2 é similar, com valor de 16,33%, e A3 e B3 com 16,34%. Observando os comportamentos de A e C, nota-se que A1 é menor que C1 em 14,02%, A2 e C2 possui similaridade com A1 e C1, com valor de 14,03%, e por último A3 sendo 14,01% menor que C3.

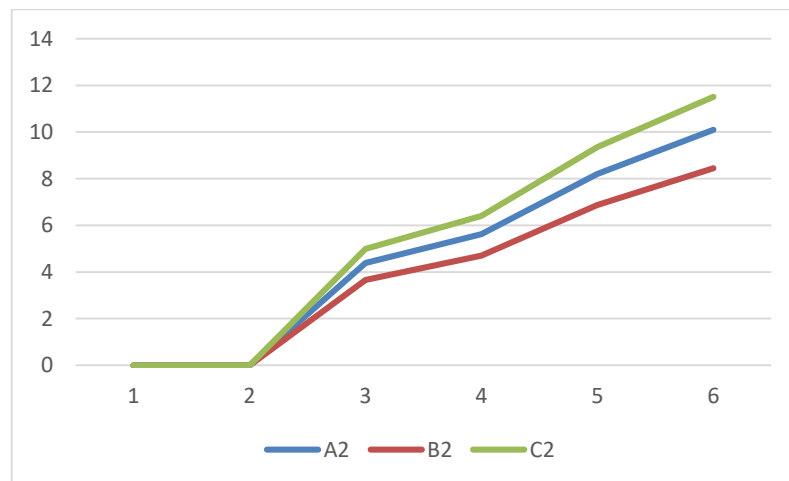
Como pode-se ver a seguir:

Figura 22 – Comparativo das frequências (Hz) em 1



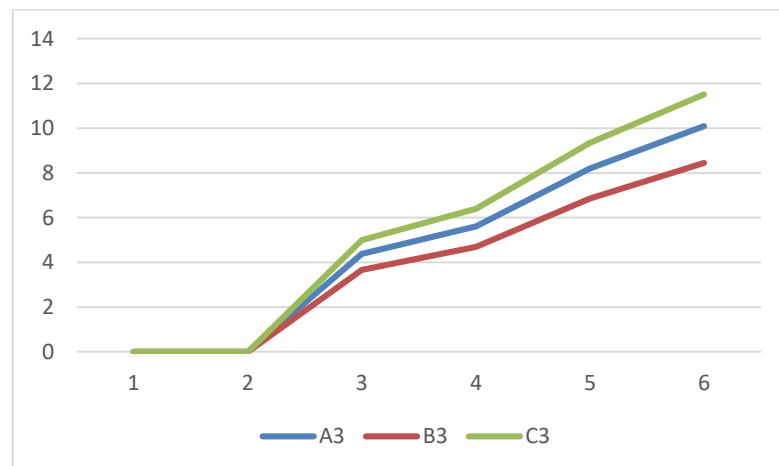
Fonte: Autor.

Figura 23 – Comparativo das frequências (Hz) em 2



Fonte: Autor.

Figura 24 – Comparativo das frequências em 3



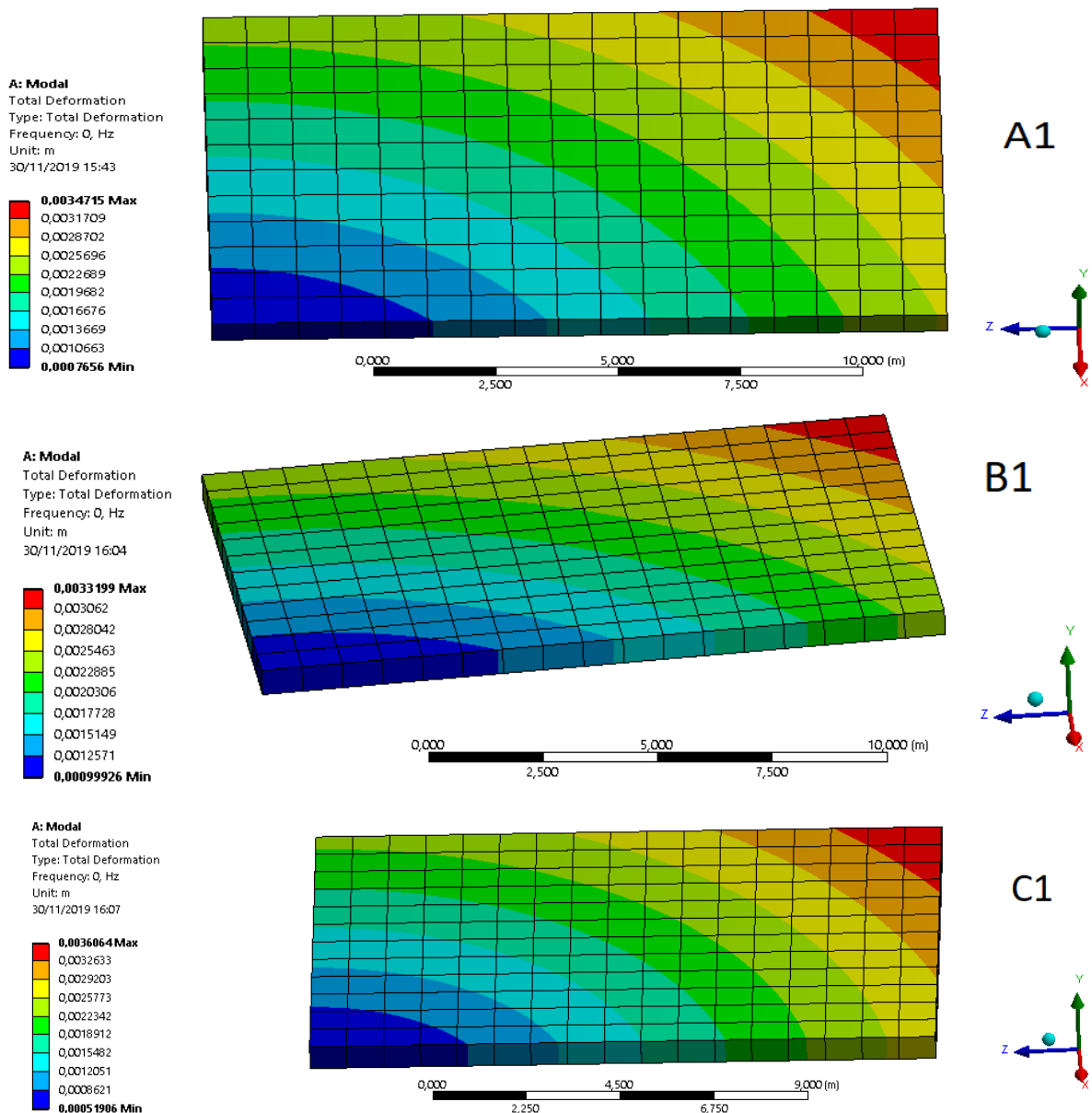
Fonte: Autor.

4.2 DEFORMAÇÕES MÍNIMAS

Quando se compara as deformações mínimas, nota-se valores muito pequenos, tornando a compreensão melhor com a imagem de como a estrutura se movimenta e uma tabela de dados para verificar os valores. Começando pelo modo de vibração 1, onde os modelos apresentam frequências nulas ou muito pequenas, como é o caso dos modelos A2 e B3, com $4,5225e-6$ e $8,1781e-6$, respectivamente.

Pode-se observar neste primeiro modo, que mesmo a estrutura não apresentando uma frequência significativa, pois mesmo na estrutura com frequência maior que zero ($8,1781e-6$ em B3), ocorre uma deformação. Nota-se também que dentre as deformações mínimas a maior é em A3, com $0,0011012$ m.

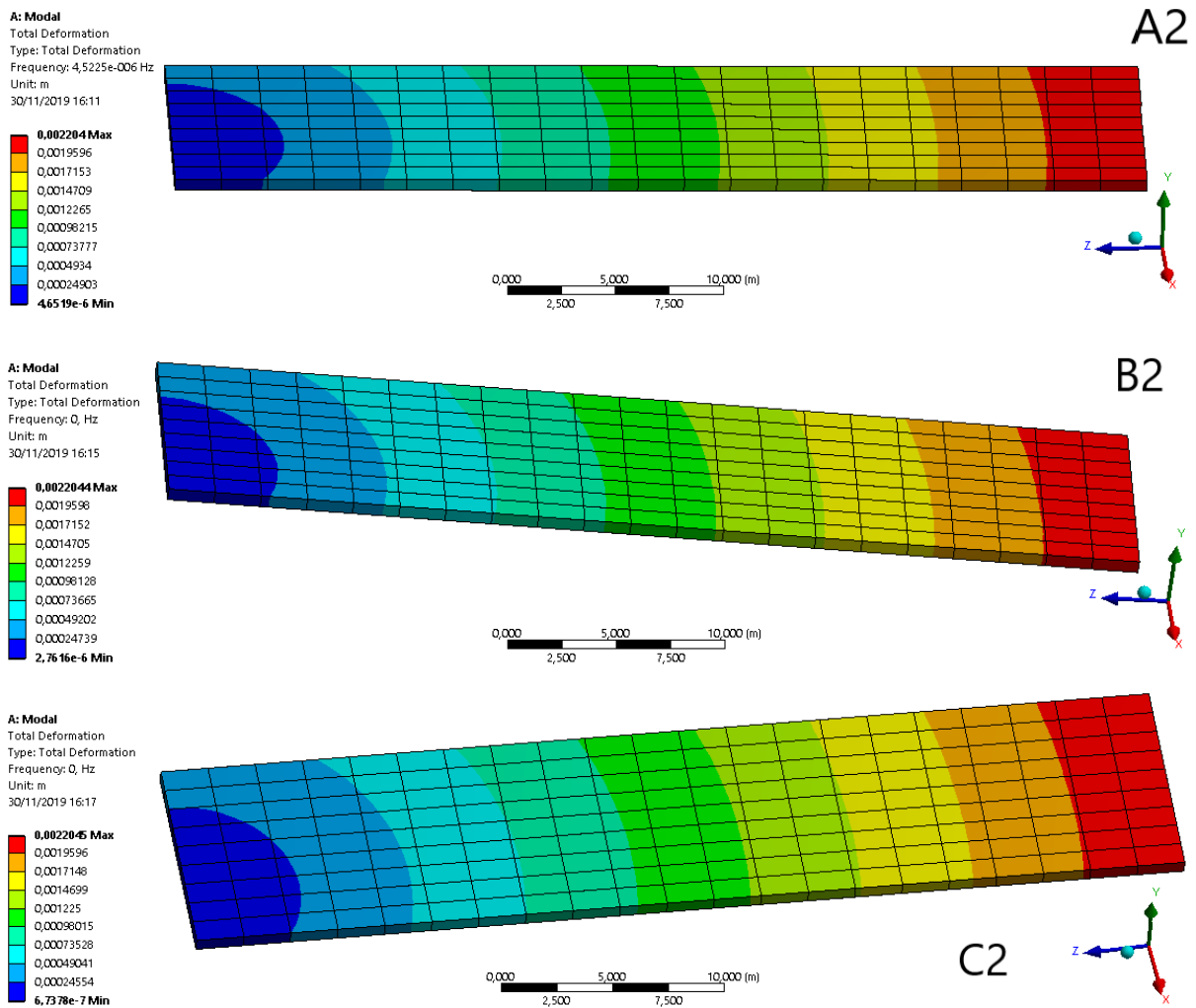
Figura 25 – Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 1



Fonte: Autor

Analisando as estruturas 1, nota-se que as três tiveram frequências iguais a zero e se deformaram da mesma maneira. Observa-se também o modelo B1 possui a maior deformação mínima e C1 a menor.

Figura 26 – Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 1

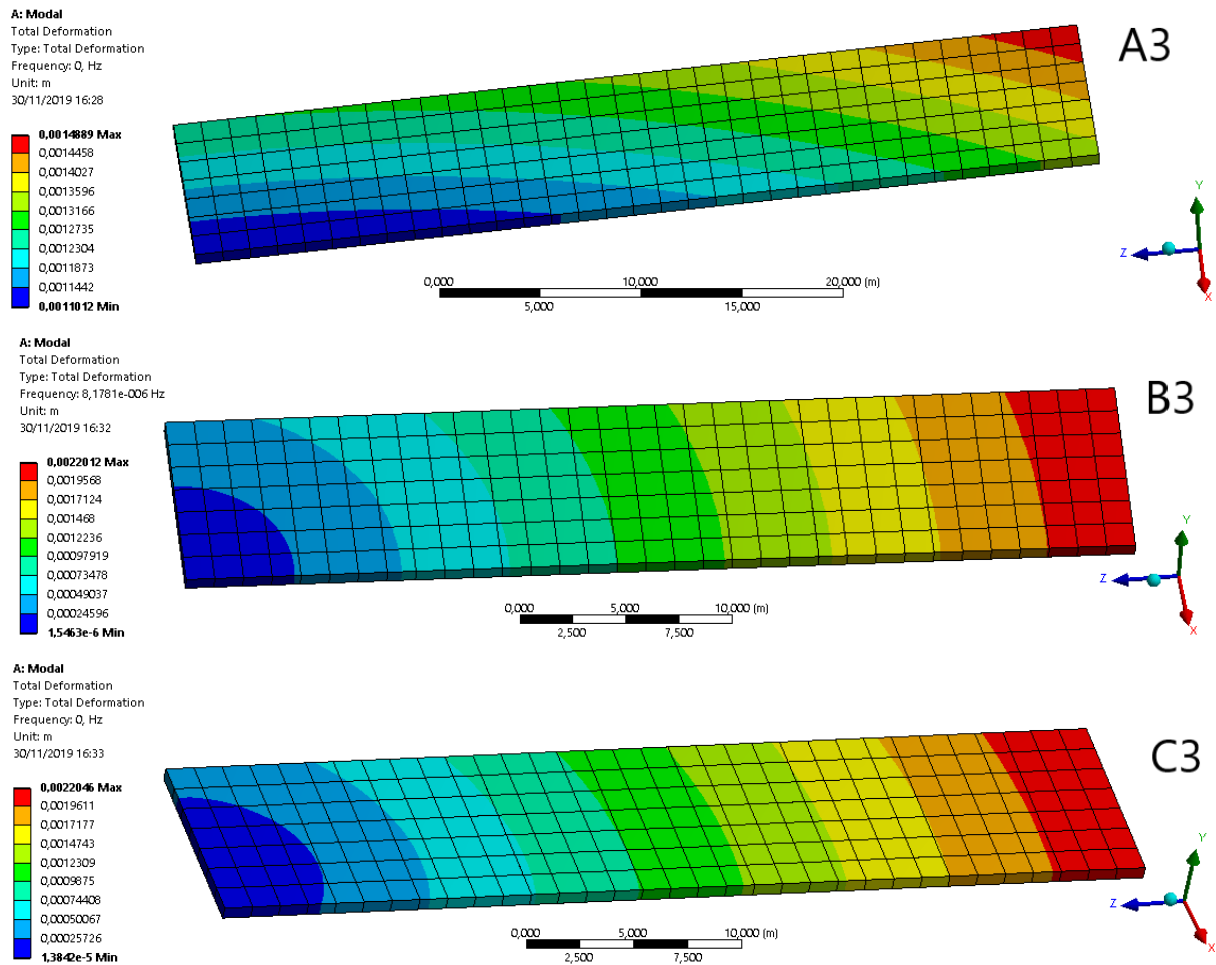


Fonte: Autor

Referente as estruturas 2, pode-se observar que apenas a estrutura A possuiu uma frequência maior que zero e ainda assim se deformou da mesma maneira que as demais estruturas. Em relação as deformações mínimas, verifica-se que A2 possui o maior valor dentre as estruturas 2 e C2 o menor valor.

Comparando as deformações mínimas das estruturas 1 e 2 pode-se observar que em C os valores foram mais baixo que as demais, porem quando observado o maior valor de deformação mínima, na estrutura 1 é em B e na estrutura 2 é em A.

Figura 27 – Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 1



Fonte: Autor

Referente as estruturas 3, nota-se que apenas B3 obteve uma frequência maior que zero, opondo-se a deformação que é mínima nesta estrutura, e a maior deformação mínima se encontra em A3.

Observando as figuras anteriores, nota-se um comportamento de deformação padrão nos modelos 1, pois a deformação ocorre de forma diagonal a estrutura. Já os modelos 2 e 3 deforma paralelamente ao menor lado, com exceção a estrutura A3 que deformou de maneira similar aos modelos 1, nota-se também que em uma extremidade está a deformação máxima e na outra a mínima.

Para os modelos acima expostos, foram observadas as seguintes deformações mínimas.

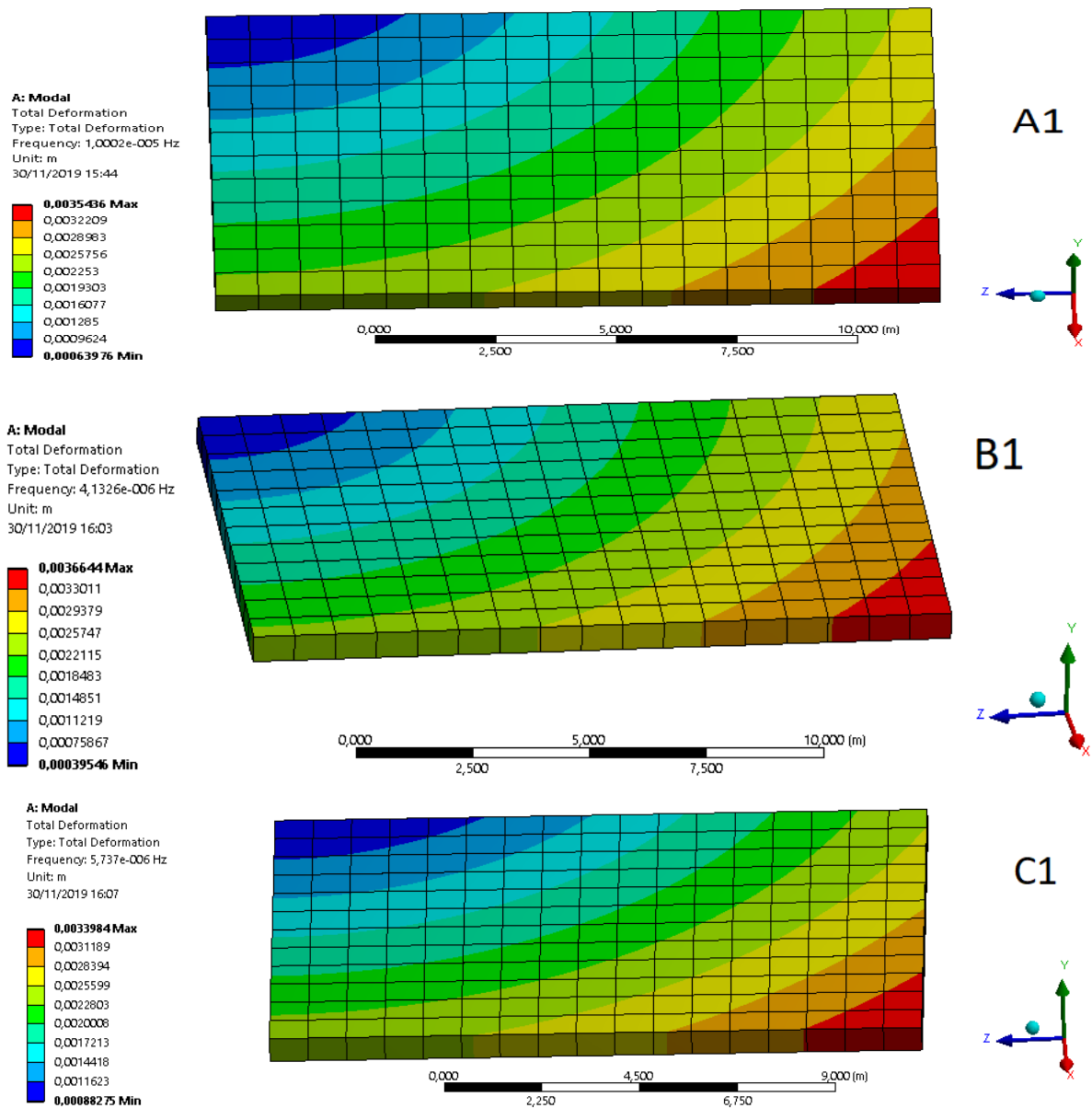
Tabela 4 – Deformações mínimas para o modo 1

MODO 1	
A1	7,66E-04m
A2	4,65E-06m
A3	1,10E-03m
B1	3,83E-04m

B2	2,76E-06m
B3	1,55E-06m
C1	5,19E-04m
C2	6,74E-07m
C3	1,38E-05m

Para o modo de vibração 2, é possível verificar que a maioria das frequências são valores bem pequenos e que apenas nos modelos A3 e C2 são nulas. O comportamento das estruturas de maneira geral foi parecido, porém analisando o comportamento de deformação deste modo no modelo A3, percebe-se que se comportou diferente dos demais modelos 3, dando a impressão de estar trocado com o mesmo modelo, mas referente ao modo de vibração 1.

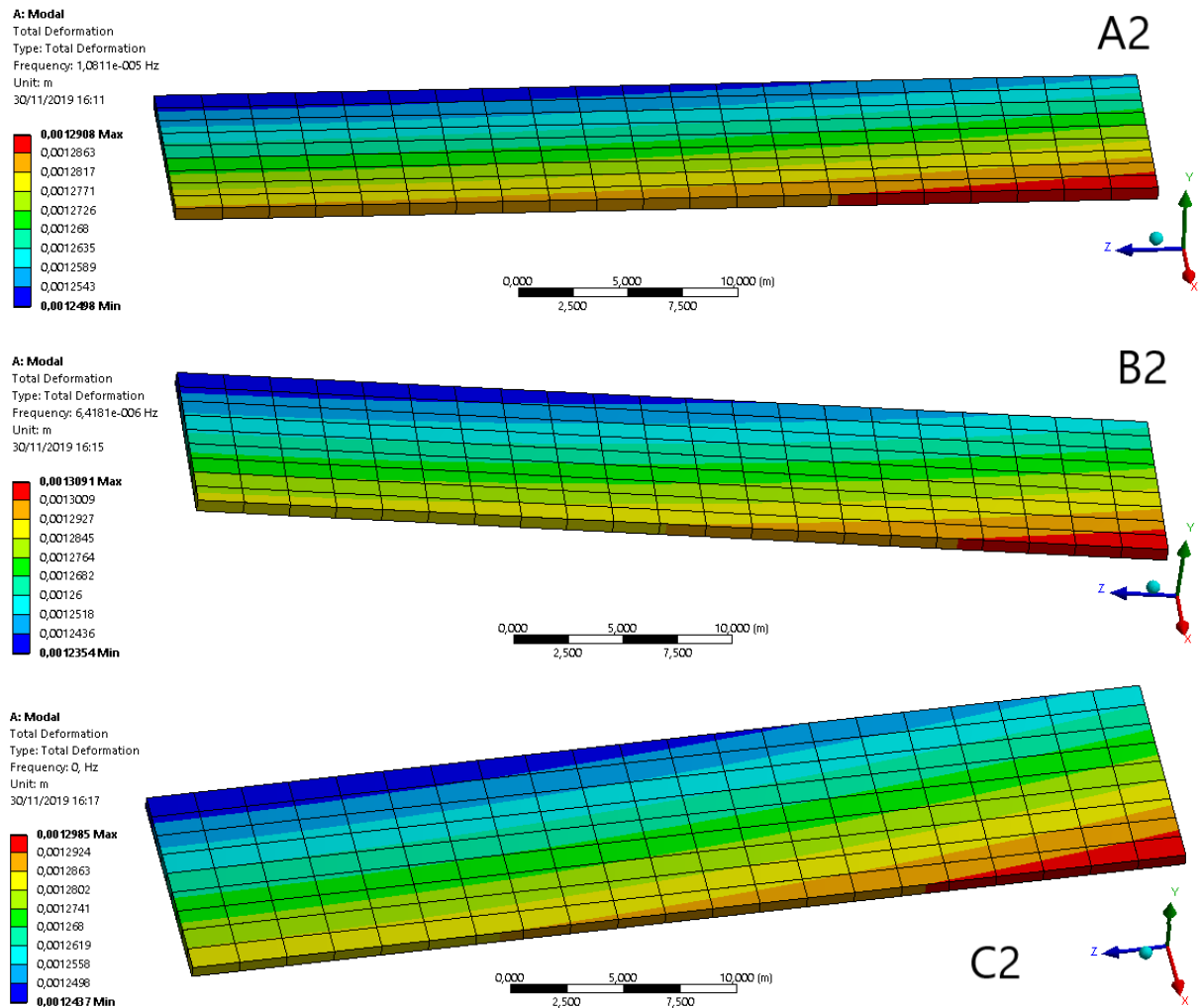
Figura 28 – Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 2



Fonte: Autor

Observando a imagem acima, nota-se que a estrutura A obteve a maior frequência, porém a maior deformação mínima está na estrutura C. Já verificando as deformações máximas, percebe-se que a estrutura B atingiu o maior valor, mesmo tendo a menor frequência.

Figura 29 – Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 2

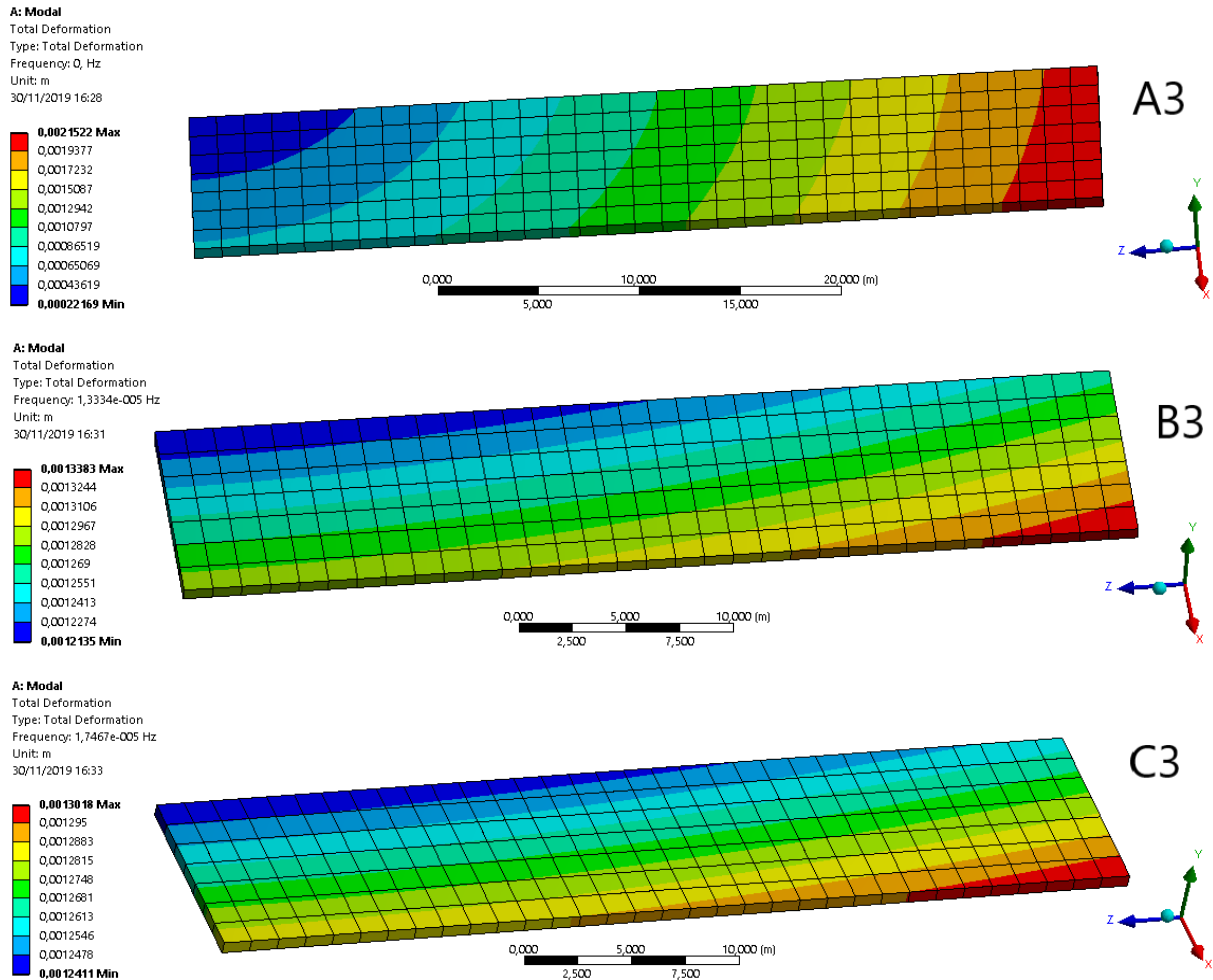


Fonte: Autor

Analisando as estruturas 2, nota-se que A possui a maior frequência e também a maior deformação mínima, já C possui frequência nula e obteve a deformação mínima maior que a estrutura B, mesmo B não sendo nula. Mas quando se verifica as deformações máximas, percebe-se o maior valor está em B e o menor em A.

Na figura a seguir (Figura 30), nota-se que A possui frequência nula e a menor deformação mínima, porém possui a maior deformação máxima. Já C com a maior frequência, possui a maior deformação mínima e a menor deformação máxima.

Figura 30 – Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 2



Fonte: Autor

O comportamento estrutural nesse modo, nota-se que a estrutura se deforma de maneira diagonal, com exceção do modelo A3 que se move de maneira paralela ao menor lado. Observando o modelo 1, nota-se que ele se deforma para a extremidade oposta quando comparado ao modo de vibração 1.

Os valores mínimos de deformação para o modo 2 são:

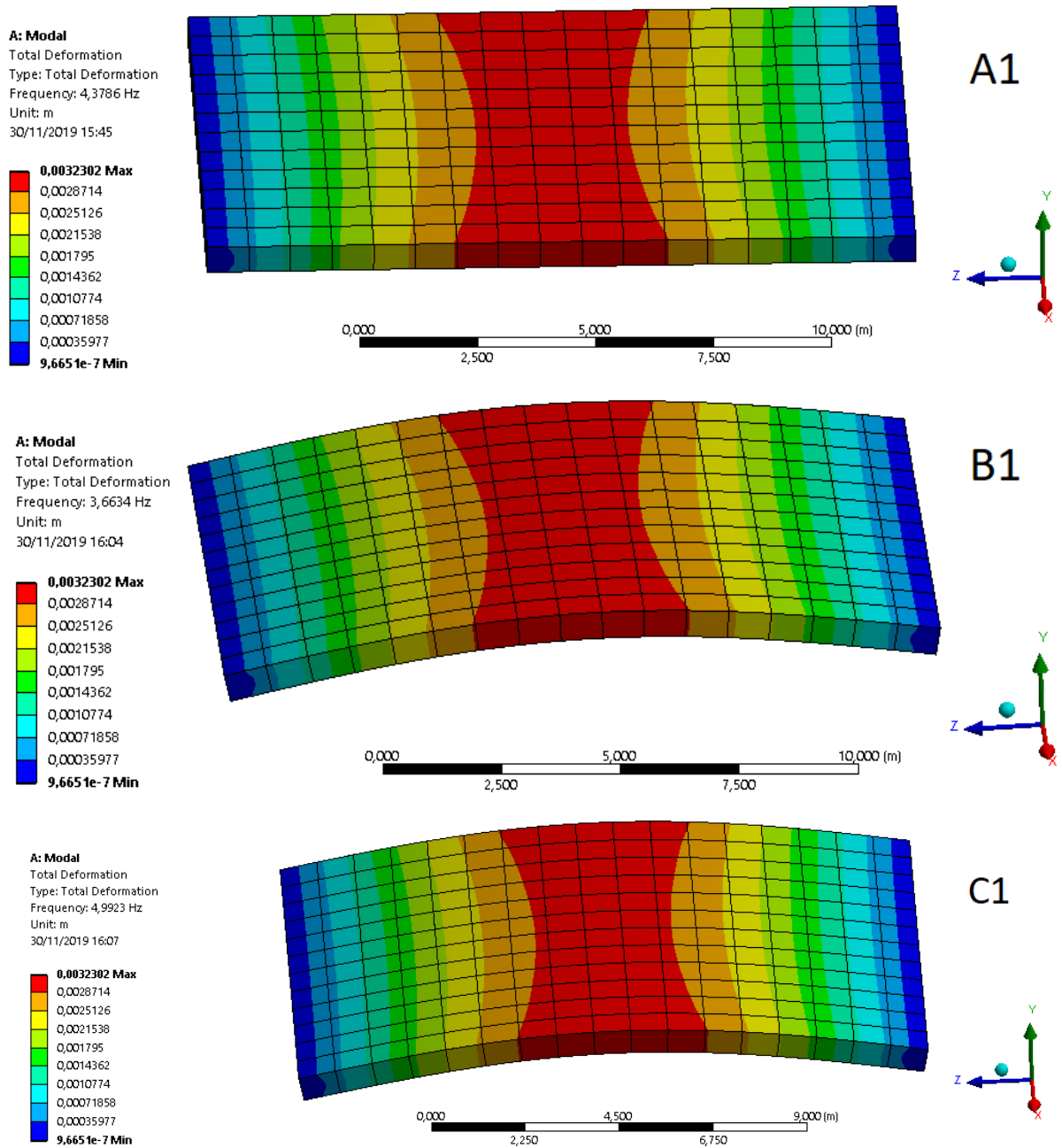
Tabela 5 – Deformações mínimas para o modo 2

MODO 2	
A1	6,40E-04m
A2	1,25E-03m
A3	2,22E-04m
B1	1,01E-03m
B2	1,24E-03m
B3	1,21E-03m
C1	8,83E-04m
C2	1,24E-03m
C3	1,24E-03m

Em relação ao modo de vibração 3, observa-se que as frequências variam entre 3,6634 e 4,9944 Hz, e verificando o comportamento da estrutura, modo de deformação é semelhante em todas elas, onde as deformações mínimas estão localizadas nos apoios e a máxima na parte central ao vão.

Comparando as deformações mínimas desse modo com os modos 1 e 2, observa-se que são menores que as deformações dos modos anteriores, mesmo elas também estando posicionadas sobre apoio.

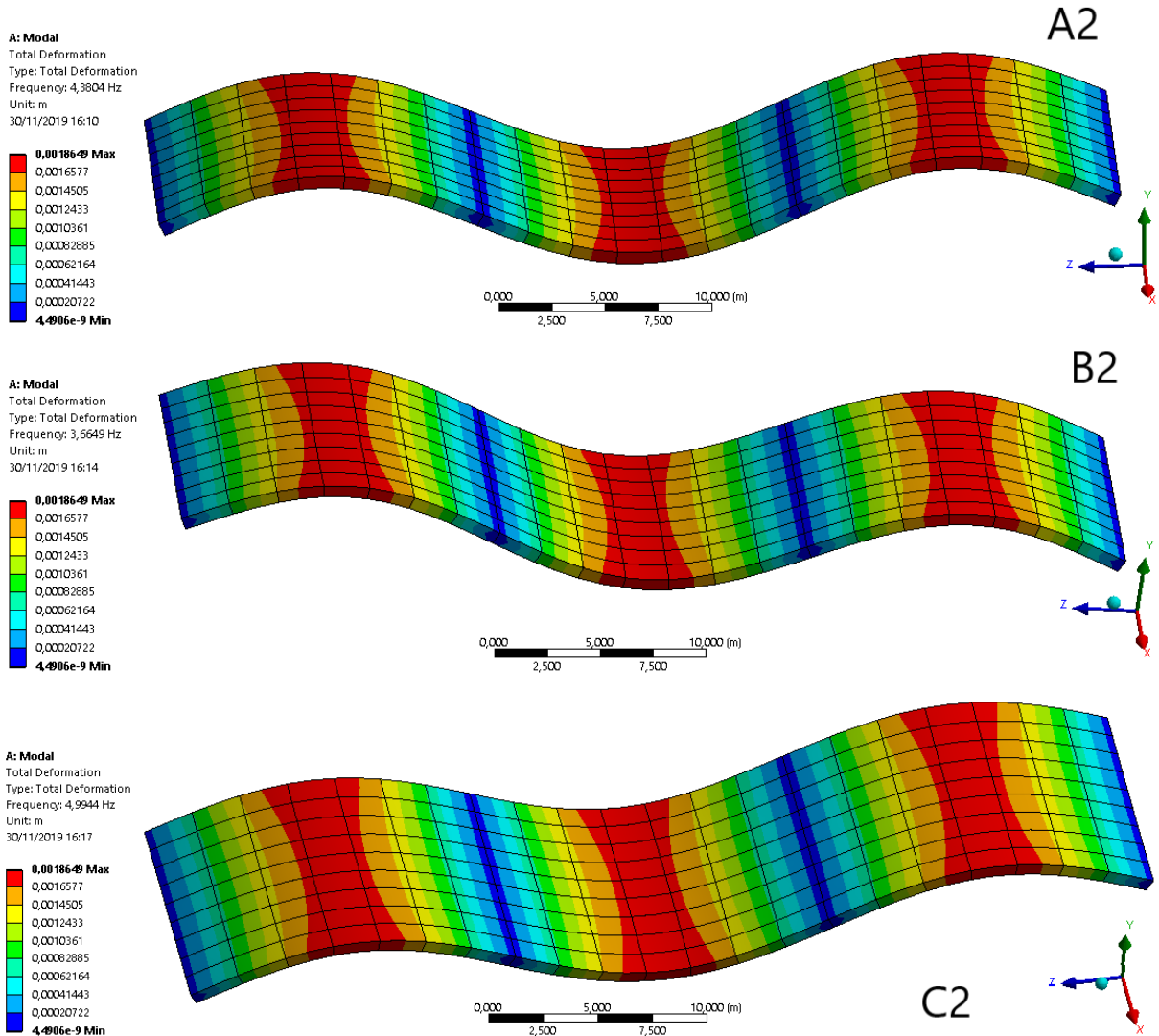
Figura 31 – Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 3



Fonte: Autor

Na figura 31, pode-se observar que mesmo as frequências tendo aumentado consideravelmente em relação aos modos anteriores, as deformações mínimas diminuíram de maneira notável, porém as deformações máximas continuaram com a mesma ordem de grandeza. A partir desse modo, nota-se que quanto mais rígidas maiores são as frequências, todavia as deformações máximas e mínimas são iguais entre estruturas.

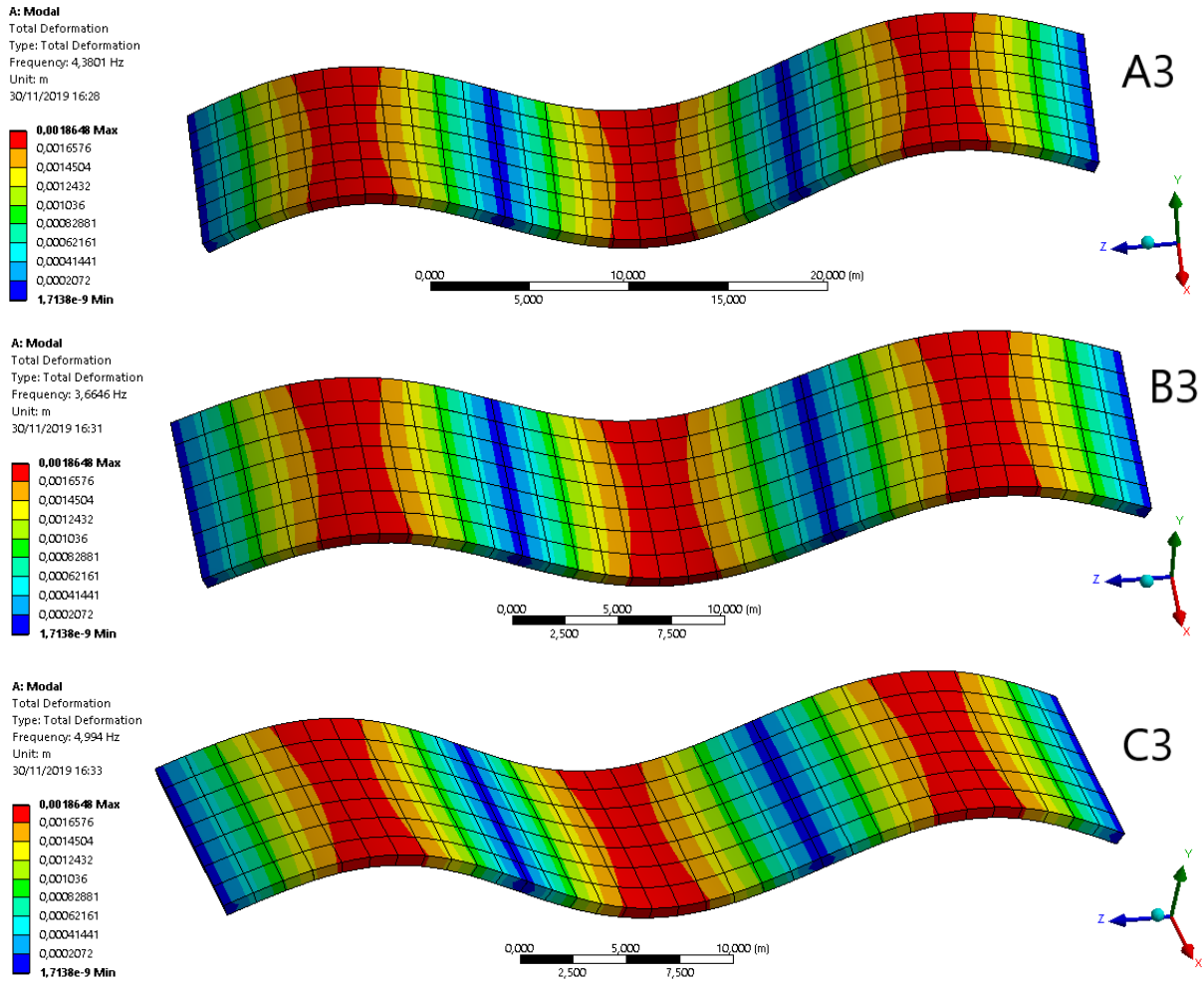
Figura 32 – Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 3



Fonte: Autor

Nas estruturas 2 (figura 32), observa-se que as frequências são parecidas com as da estrutura 1, porém as deformações mínimas e máximas são menores. E quando comparado as estruturas 2 e 3, percebe-se que as deformações máximas são semelhantes, contudo as deformações mínimas das estruturas 3 são menores que das estruturas 2.

Figura 33 – Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 3



Fonte: Autor

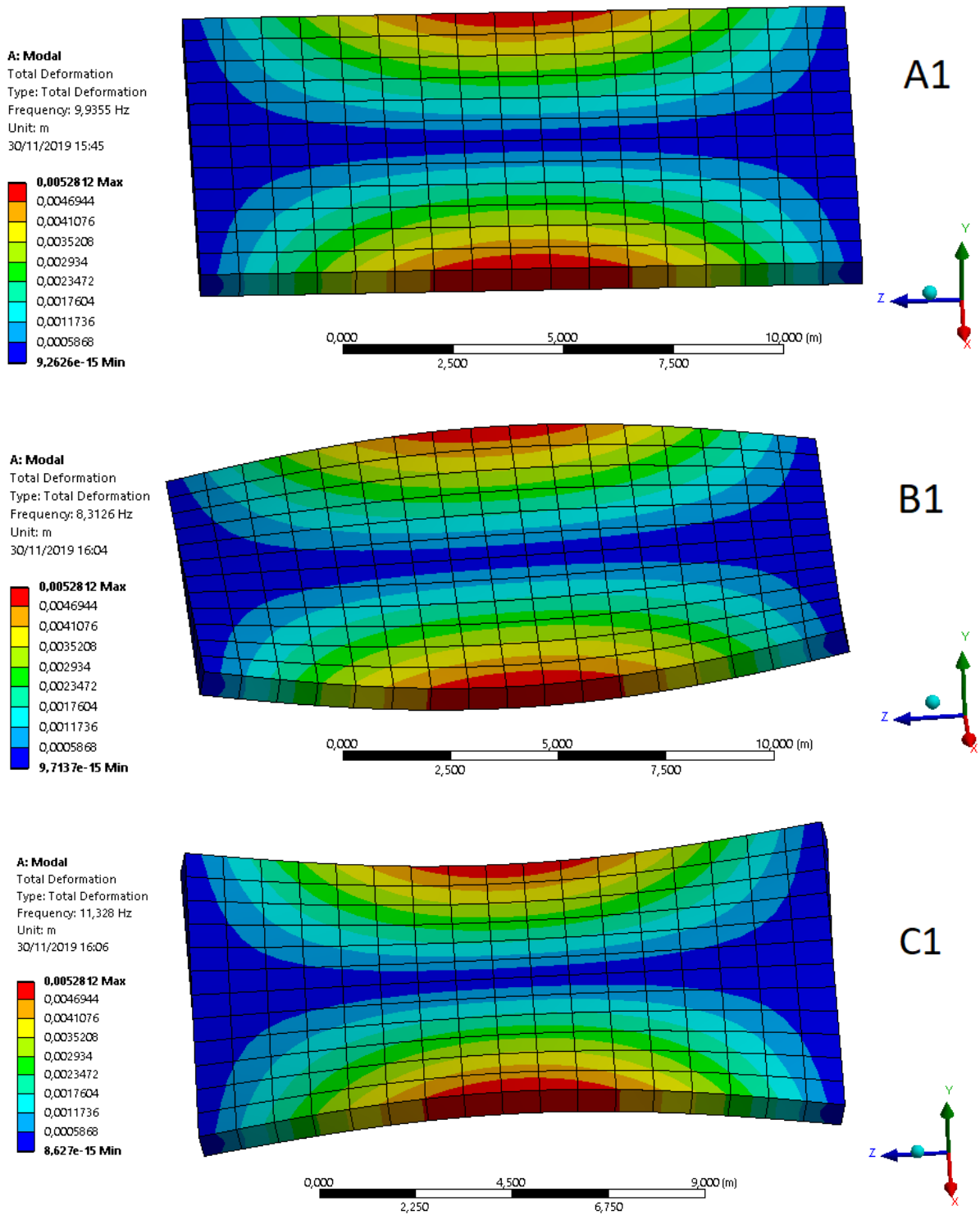
Nota-se que os modelos 1 parecem o início de uma onda e que nos modelos 2 e 3 pode-se ver a continuação. Para os modelos acima expostos, foram observados os seguintes valores mínimos, que mesmo sendo frequências diferentes os valores de deformações se repetem em 1, 2 e 3. Em relação as frequências, observa-se que em módulos de elasticidades iguais elas mantem valores muito próximos, mesmo alterando os modelos estruturais.

Tabela 6 – Deformações mínimas para o modo 3

MODO 3	
A1	9,6651E-07m
A2	4,4906E-09m
A3	1,7138E-09m
B1	9,6651E-07m
B2	4,4906E-09m
B3	1,7138E-09m
C1	9,6651E-07m
C2	4,4906E-09m
C3	1,7138E-09m

No modo de vibração 4, observa-se que os modelos 1 possuem frequências maiores e que se deformam de maneira diferente dos outros modelos. Enquanto a estrutura 1 ocorre uma torção na parte central, as estruturas 2 e 3 mantem o centro com uma pequena onda e ondas maiores nas extremidades.

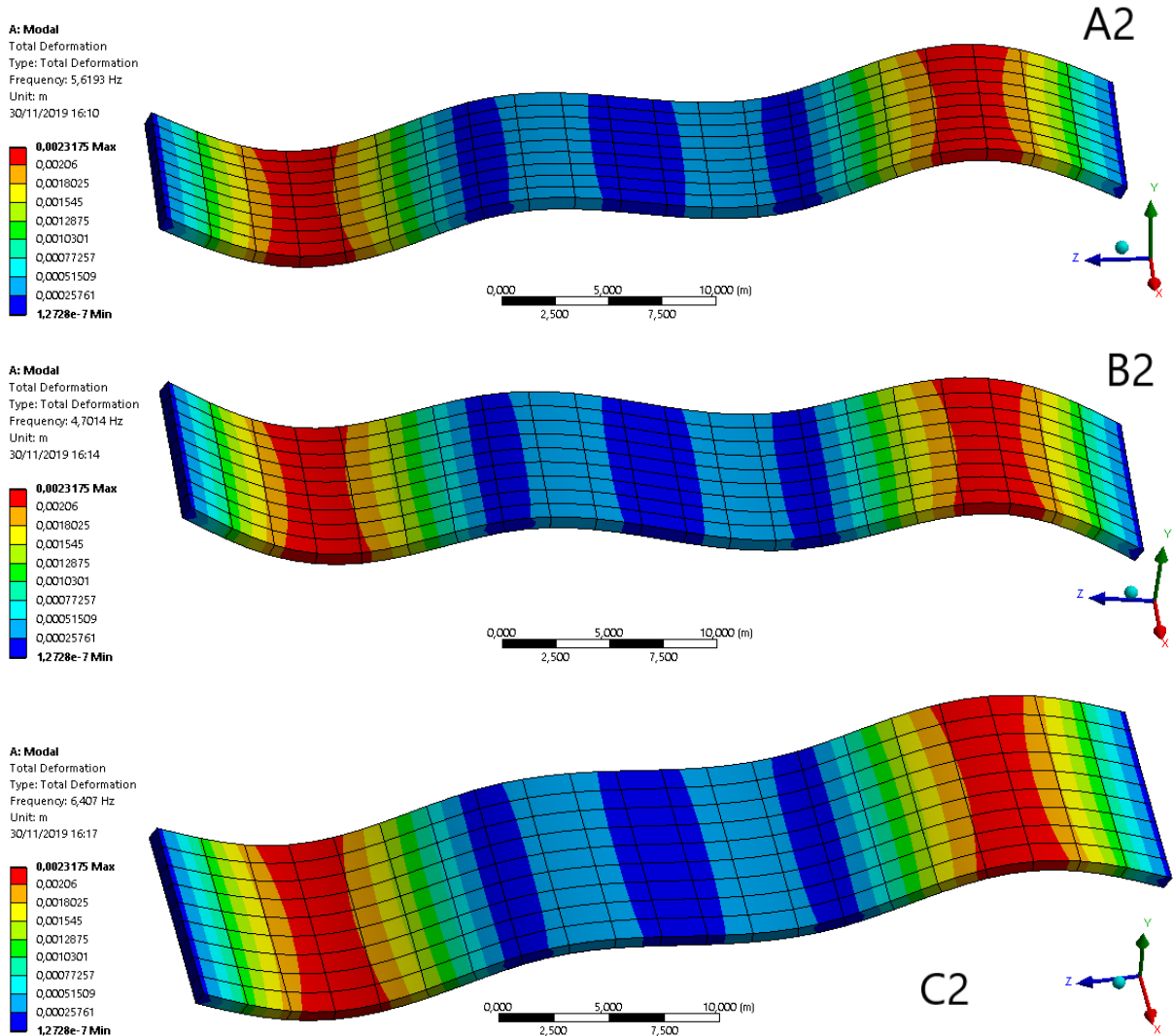
Figura 34 – Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 4



Fonte: Autor

Ao analisar a figura 34, nota-se que referente ao modo de vibração 4, as estruturas 1 possui as maiores frequências e deformações máximas, porem as deformações mínimas são muito menores do que nas outras estruturas. Observa-se também um padrão no valor das deformações máximas e que o mesmo não acontece nas deformações mínimas.

Figura 35 – Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 4

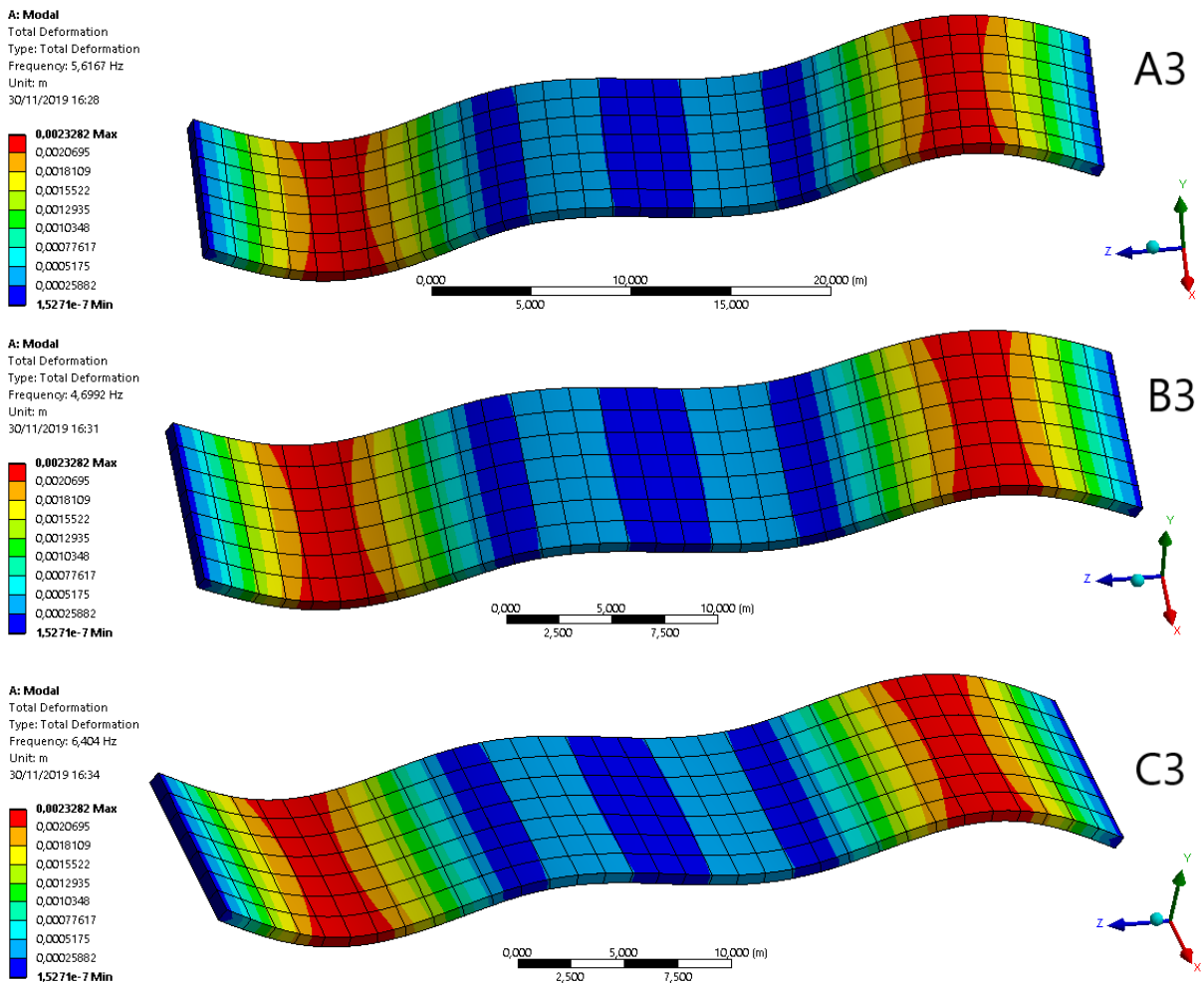


Fonte: Autor

Em relação as estruturas 2, pode-se observar que as frequências diminuem quase que pela metade quando comparado as estruturas 1. Quando verificadas as deformações, nota-se que padrões tanto na máxima quanto na mínima, visto que ambos se repetem nas estruturas A, B e C.

Se comparado as frequências das estruturas 2 e 3, observa-se valores muito próximos quando feito em relação aos módulos de elasticidade, percebe-se também que os valores de das deformações são muito próximos. Isso pode ter acontecido devido a única diferença entre as estruturas 2 e 3, ser as juntas de dilatação nas estruturas 3.

Figura 36 – Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 4



Fonte: Autor

Pode-se perceber que os valores mínimos dos modelos 1 são muito menores que nos outros modelos. Verificando os pontos de deformação mínima do modo acima, no modelo 1 encontra-se nos apoios e no eixo longitudinal da ponte. Já em relação aos modelos 2 e 3, localiza-se nos apoios e no meio do vão central. Nota-se também que os valores para os modelos 2 e 3 se repetem em A, B e C. Para as deformações acima expostas, foram observados os seguintes valores mínimos.

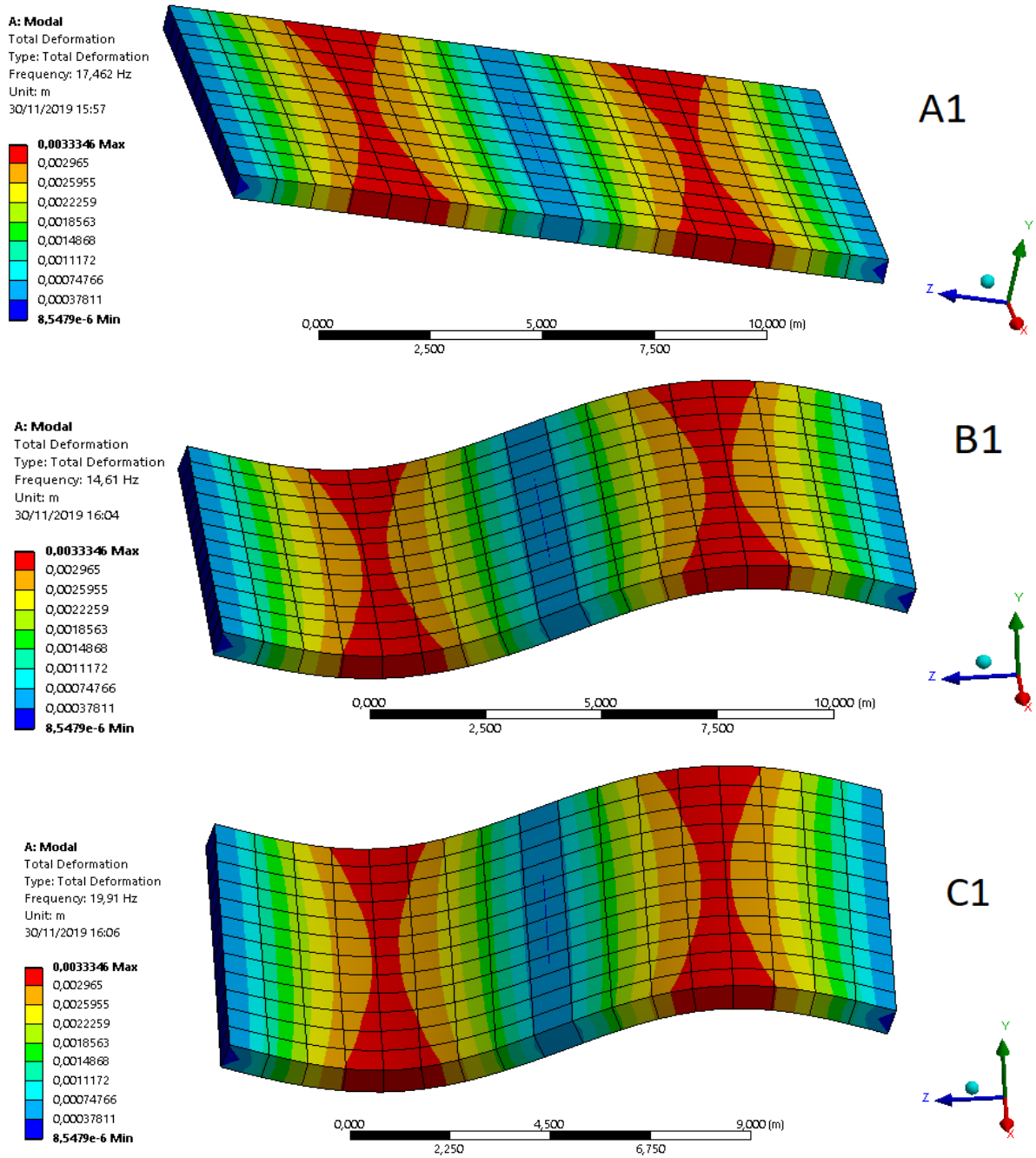
Tabela 7 – Deformações mínimas para o modo 4

MODO 4	
A1	9,2626E-15m
A2	1,2728E-07m
A3	1,5271E-07m
B1	9,7137E-15m
B2	1,2728E-07m
B3	1,5271E-07m
C1	8,627E-15m

C2 1,2728E-07m
 C3 1,5271E-07m

No quinto modo de vibração, os modelos 1 ainda possuem frequências mais altas que nos outros modos, porém forma 2 ondas na estrutura, diferente do modo 4 que formava apenas 1. Já os modelos 2 e 3 se deformam de maneira oposta ao anterior, pois no modo 4 o vão central que se movimentava pouco e as extremidades se deformavam bastante, no modo 5 o centro se deforma mais que as extremidades.

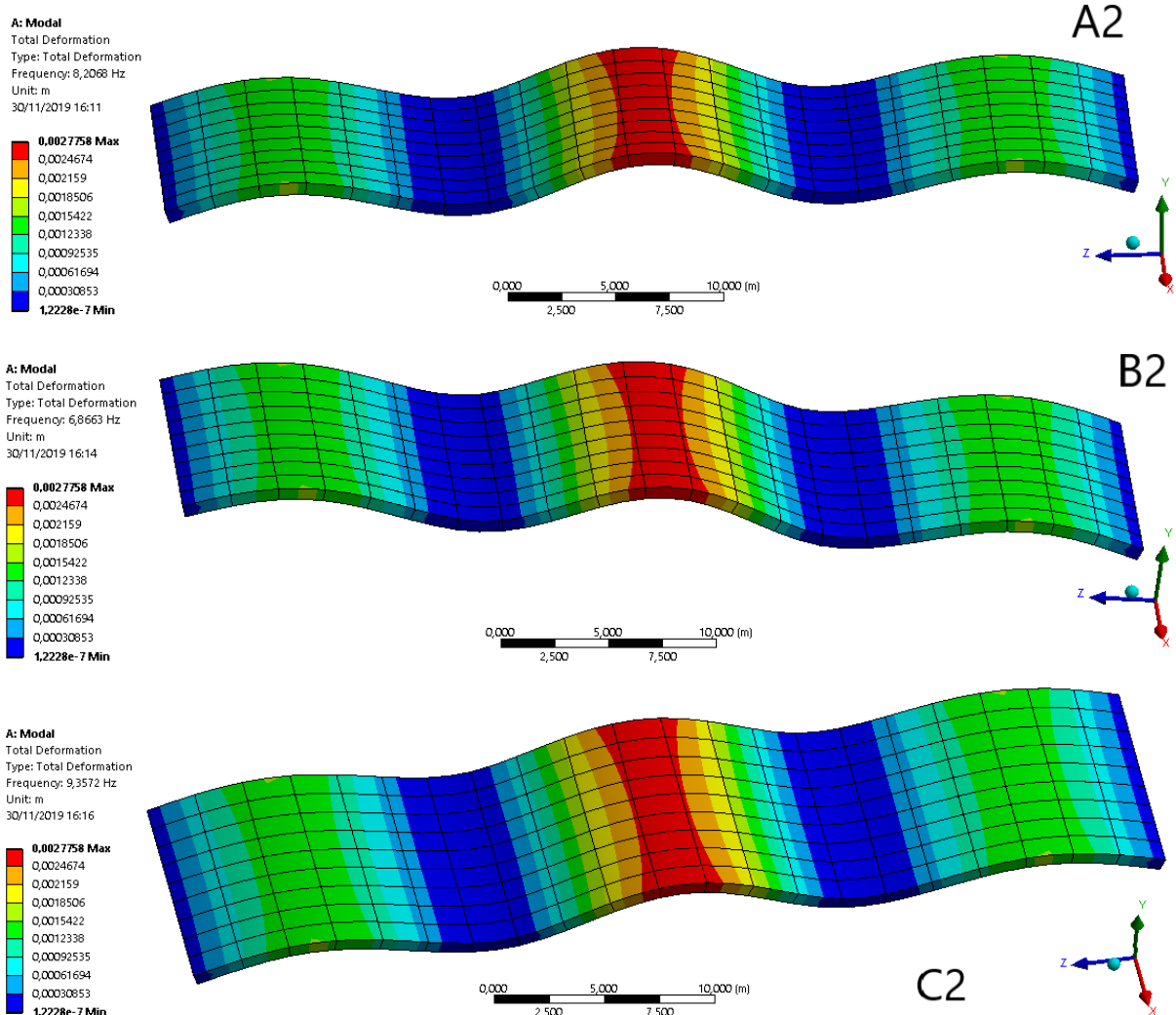
Figura 37 – Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 5



Fonte: Autor

Contrapondo o modo 4, onde as deformações mínimas das estruturas 1 eram muito menores que as outras estruturas, neste modo elas são maiores que nas estruturas 2 e 3. Em relação as deformações máximas, a diferença entre as estruturas 1 e as estruturas 2 e 3 é menor nesse modo que no modo anterior.

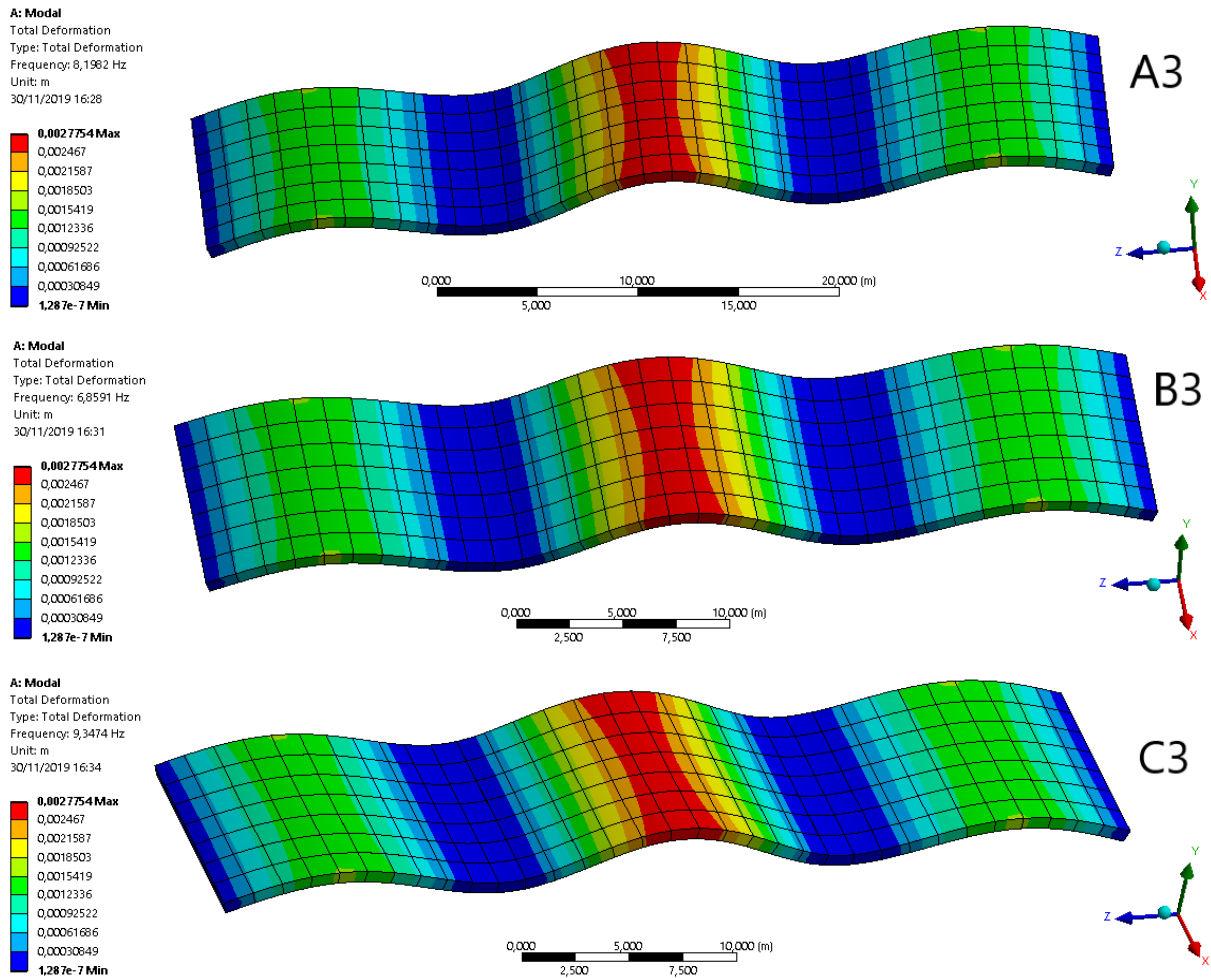
Figura 38 – Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 5



Fonte: Autor

Verificando as estruturas 2 e 3 (figuras 38 e 39), nota-se que as frequências das estruturas 2 são um pouco maiores quando confrontadas com as frequências das estruturas 3. Observa-se também que as deformações, tanto máximas quanto mínimas, de ambas são muito próximas.

Figura 39 – Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 5



Fonte: Autor

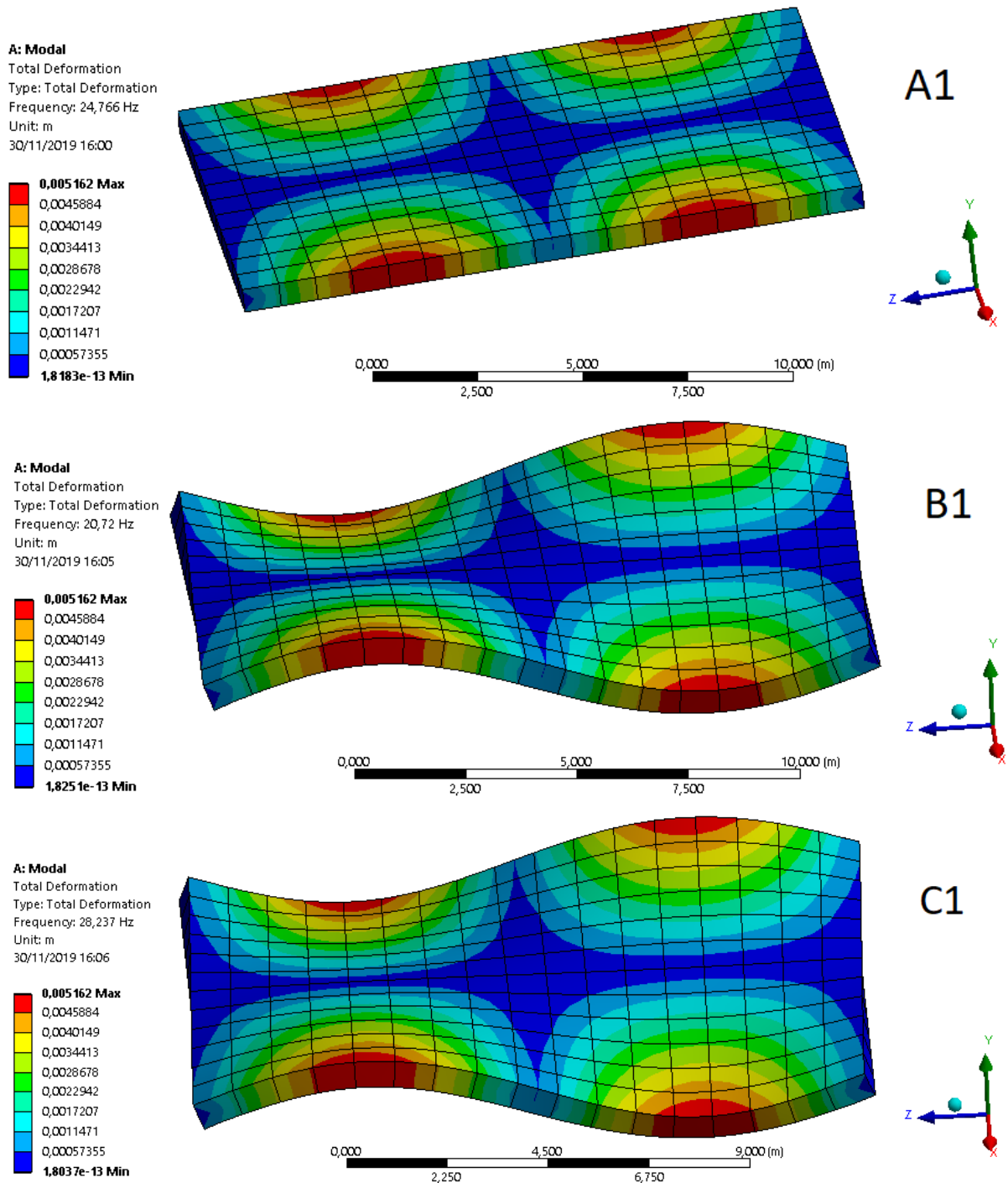
Referente aos modelos acima, as deformações mínimas localizam-se nos apoios quando se trata dos modelos 2 e 3, já no modelo 1 está nos apoios e no meio do vão. Nota-se também que mantiveram um padrão em suas respectivas estruturas, mesmo variando o modo de elasticidade e as frequências.

Tabela 9 – Deformações mínimas para o modo 5

MODO 5	
A1	8,5479E-06m
A2	1,2228E-07m
A3	1,287E-07m
B1	8,5479E-06m
B2	1,2228E-07m
B3	1,287E-07m
C1	8,5479E-06m
C2	1,2228E-07m
C3	1,287E-7m

O modo 6 é referente a torção, fazendo com que todas as estruturas se deformem de maneira parecida, porem nas estruturas com 3 vãos, observa-se que cada vão torce para um lado por vez, mas nos modelos de vão único torce para os dois lados ao mesmo tempo. Verificando as deformações mínimas, observa-se que em todas as estruturas elas estão localizadas nos apoios e no eixo longitudinal, porem no modelo 1 também se localiza no eixo transversal.

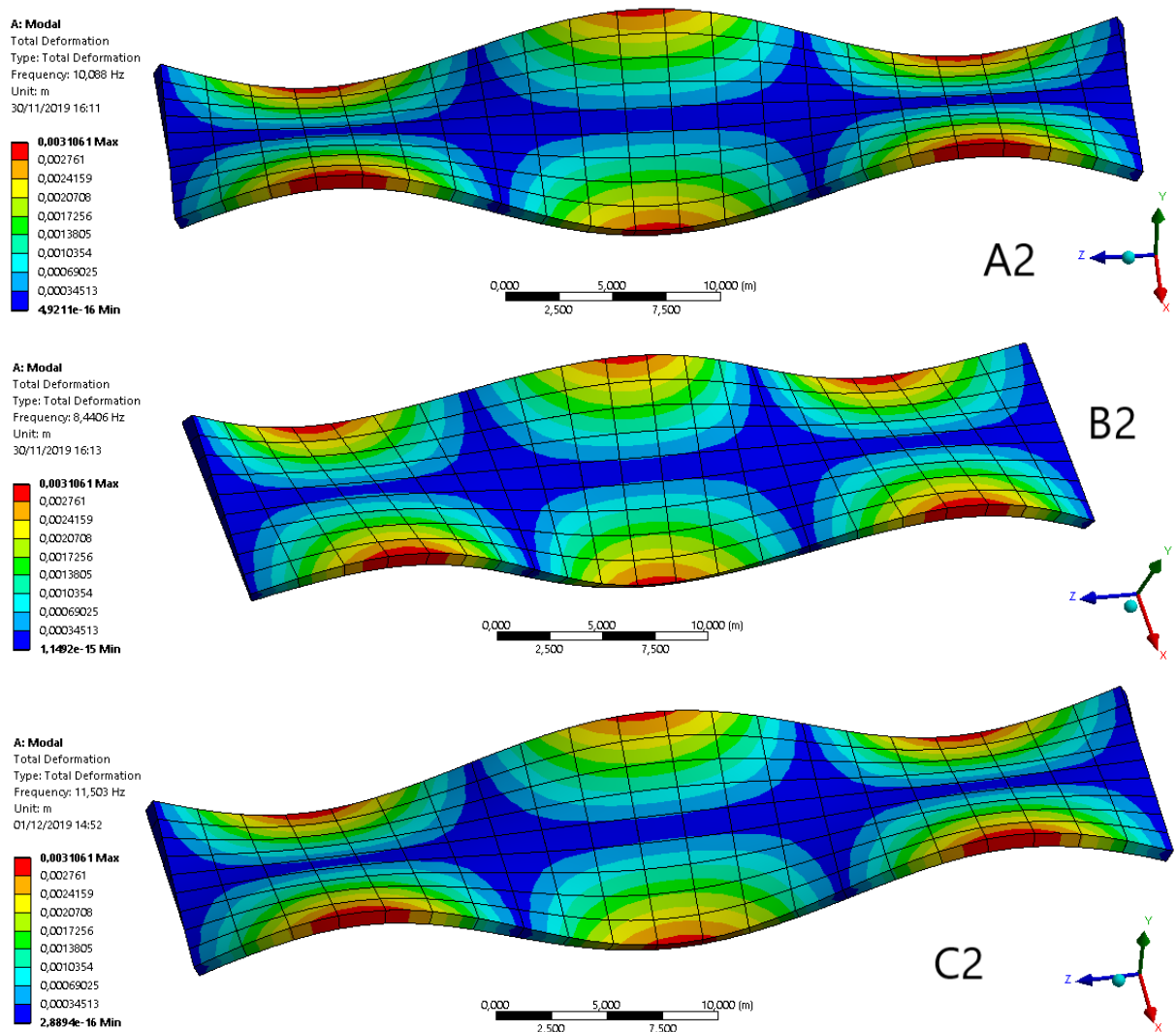
Figura 40 – Modelos estruturais 1 referente ao modo de vibração 6



Fonte: Autor

Observando a figura acima, nota-se que as deformações mínimas não mantem um padrão, como visto nos modos anteriores. Observa-se também que as deformações máximas possuem valores próximos em relação ao modo 4, mesmo as frequências do modo 6 sendo maiores.

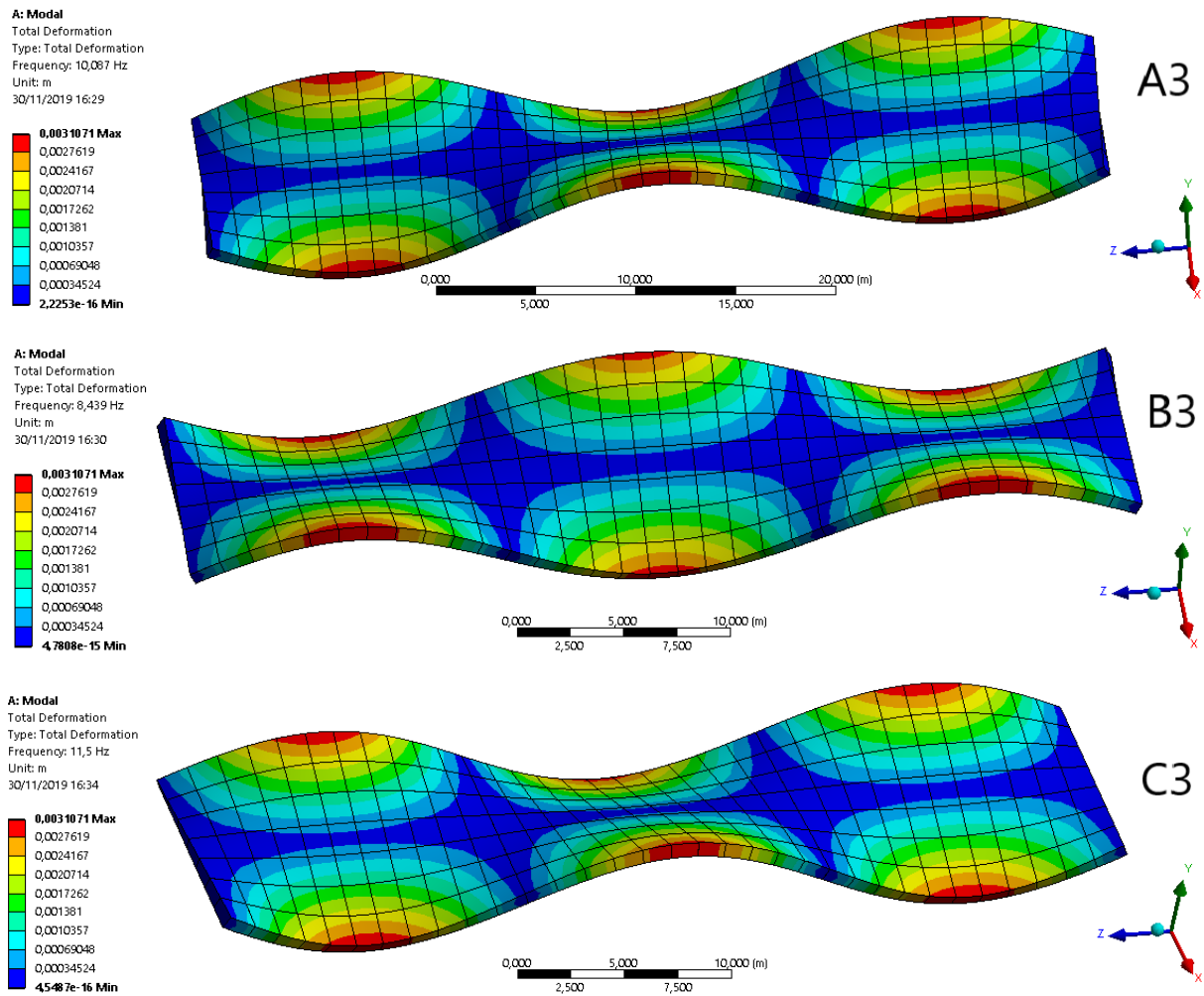
Figura 41 – Modelos estruturais 2 referente ao modo de vibração 6



Fonte: Autor

Quando analisado as frequências das estruturas 2 e 3 (figuras 41 e 42), nota-se valores muito próximos, e representam menos da metade dos valores na estrutura 1. Quando verificado as deformações mínimas, percebe-se que os valores das estruturas B são maiores que as estruturas A e C.

Figura 42 – Modelos estruturais 3 referente ao modo de vibração 6



Fonte: Autor

Para os modelos acima expostos, observou-se que as maiores deformações estão no modelo 1, pois como visto anteriormente ele tende a torcer mais que as demais estruturas. Outro ponto que chama atenção é o fato dos modelos B2 e B3 deformarem mais que os modelos A2, A3, C2 e C3, pois como o módulo de elasticidade é menor a deformação também deveria ser.

Tabela 9 – Deformações mínimas para o modo 6

MODO 6	
A1	1,8183E-13m
A2	4,9211E-16m
A3	2,2253E-16m
B1	1,8251E-13m
B2	1,1492E-15m
B3	4,7808E-15m
C1	1,8037E-013m
C2	2,8894E-016m
C3	4,5487E-16m

4.3 DEFORMAÇÕES MÁXIMAS

Em relação as deformações máximas foram desenvolvidos gráficos de barras para melhor comparar deformações entre os modos de vibração e também as deformações entre modelos estruturais. Nas figuras 43, 44 e 45 é realizado o comparativo das deformações de mesma elasticidade e modelo estrutural diferente, observando os maiores valores na estrutura 1.

Através dos gráficos a seguir, observa-se que as estruturas 1 tiveram as maiores deformações máximas, isso pode ter acontecido por elas serem menores, tendo assim menos espaço para dissipar a energia gerada.

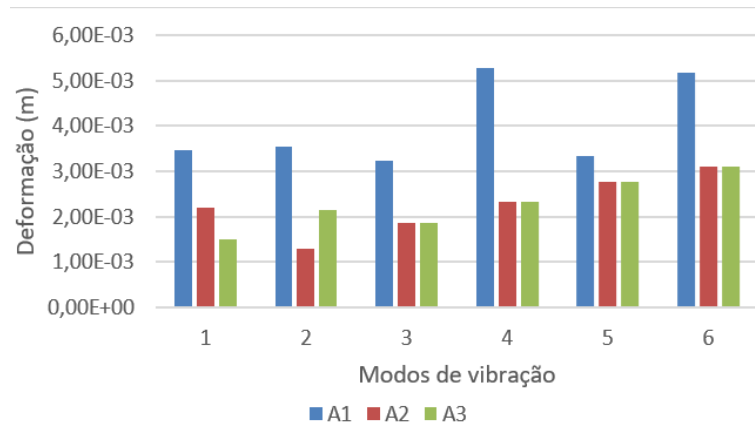
Nota-se que a partir do modo 3 as estruturas 2 e 3 mantem o mesmo valor de deformação máxima nos 3 módulos de elasticidade. E verificando os modos 1 e 2 nos módulos B e C, percebe-se que os valores também são muito próximos.

No modo de vibração 1, comparando as 3 estruturas entre si, observa-se que as estruturas A2 e A3 possuem as deformações máximas 36,6% e 57,06% menores que a estrutura A1, respectivamente. Quando comparado as estruturas 2 e 3, nota-se que A3 é 32,27% menor que A2. No modo de vibração 2, pode-se observar que A2 possui a menor deformação máxima quando comparado as outras estruturas, sendo 63,56% menor que A1 e 40% que A3. E a diferença entre A1 e A3 é de 39,27%.

No modo 3, as estruturas 2 e 3 começam a se comportar de maneira igual, diferindo 42,41% ambos de A1. No modo 4, nota-se que A1 possui a maior deformação em relação aos outros modos, e quando compara-se com as outras estruturas no mesmo modo, constata-se que A2 e A3 são 55,87% menores que A1.

No quinto modo de vibração, tem-se a menor diferença entre A1 e as estruturas A2 e A3, sendo 2 e 3 apenas 16,52% menores que 1. Em relação ao sexto modo de vibração, as deformações máximas de A2 e A3 são 39,73% de A1.

Figura 43 – Comparativo das deformações máximas em A

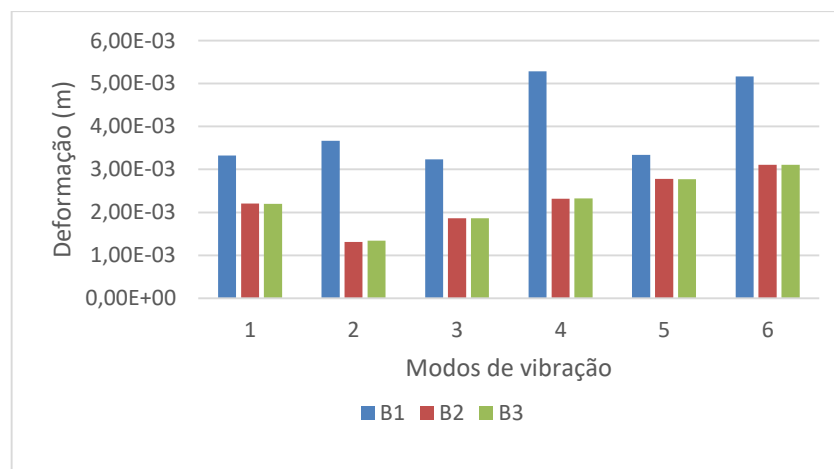


Fonte: Autor

Observando o gráfico a seguir, percebe-se que nos modos 1 e 2, as estruturas B2 e B3 também se comportam de maneira similar, assim como observado no gráfico anterior a partir do modo 3. Fazendo o comparativo das estruturas, começando do modo 1, observa-se que B2 e B3 são menores 33,73% que B1. No modo de vibração 2, os valores de B2 e B3 possuem uma pequena diferença, mas que quando comparados a B1 torna-se mais visível, pois B2 é 64,21% menor que B1 e B3 63,39% menor.

No modo 3, B1 possui o menor valor quando comparado aos demais modos, porém se comparado com as estruturas de mesmo modo a diferença é apenas de 42,41%. Já no modo 4, a estrutura B1 apresenta o maior valor, representando 56,06% de diferença com B2 e B3. O modo 5, tem a menor diferença entre as estruturas, sendo de 16,52% entre B1 com B2 e B3. O sexto modo de vibração, apresenta o mesmo valor no mesmo modo porém com a elasticidade diferente, ou seja, 39,73% entre B1 e B2 e B3.

Figura 44 – Comparativo das deformações máximas em B

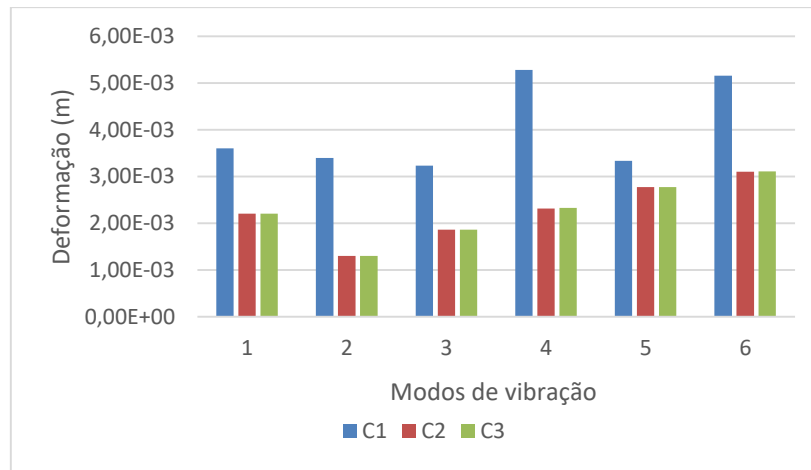


Fonte: Autor

Verificando de quanto são as diferenças da estrutura 1 para as estruturas 2 e 3, percebe-se que não existe um padrão, já que varia as deformações e valores de acordo com o modo de vibração. No modo 1, as estruturas 2 e 3 tiveram a deformação máxima 39,06% menores que a estrutura 1. Os modos com maior diferença em relação a estrutura 1 e as demais, foram o 2, com 61,76%, e o modo 4, com 56,06%. O modo 3 apresentou as estruturas 2 e 3 42,41% menor que a estrutura 1.

Já o modo 5 teve a menor diferença entre as estruturas, sendo as estruturas 2 e 3 apenas 16,52% menores que a estrutura 1. O sexto modo de vibração, apresenta os modelos 2 e 3 como sendo 39,73% menores que a estrutura 1.

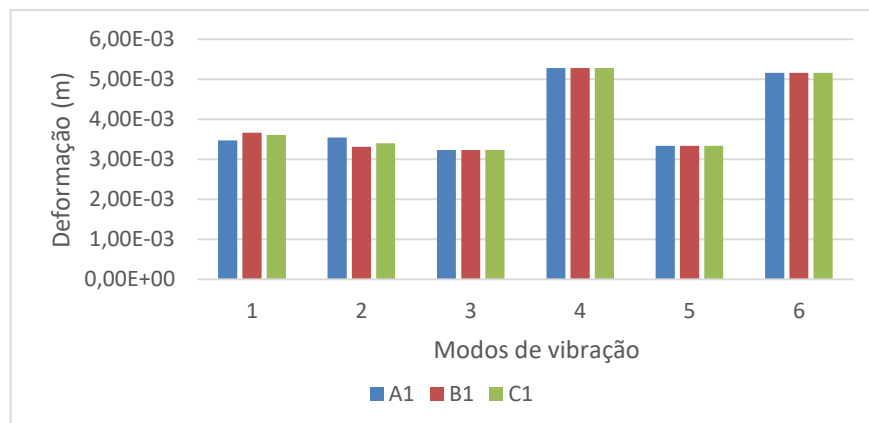
Figura 45 – Comparativo das deformações máximas em C



Fonte: Autor

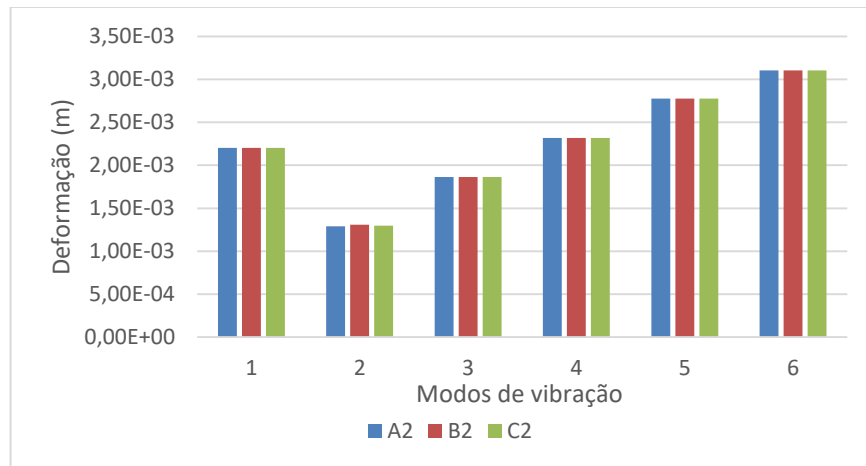
Quando analisado os módulos de elasticidade, ou seja, mesmo modelo estrutural e diferentes elasticidades, pode-se observar nas figuras 46, 47 e 48 que os modos 3, 4, 5 e 6 as deformações permanecem iguais nos 3 modelos. Mas mesmo quando são diferentes, ou seja, modos 1 e 2, os valores são bem próximos.

Figura 46 – Comparativo das deformações máximas em 1



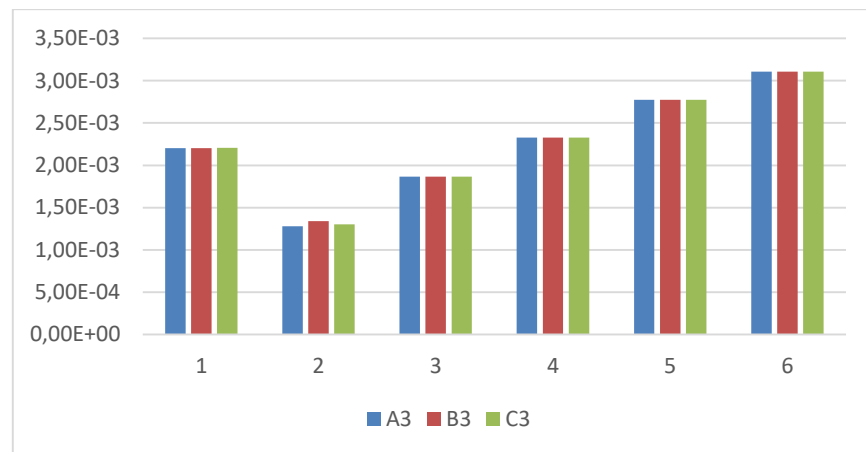
Fonte: Autor

Figura 47 – Comparativo das deformações máximas em 2



Fonte: Autor

Figura 48 – Comparativo das deformações máximas em 3



Fonte: Autor

4.4 RELAÇÃO DAS VIBRAÇÕES COM O CORPO HUMANO

Após analisar as frequências nos modelos desenvolvidos nesse estudo e comparando com o estudo de Simões (2014), verifica-se que as vibrações podem causar desconforto em seus usuários, porém vários fatores influenciam no desconforto de uma pessoa, sendo alguns deles: as características da vibração (magnitude, frequência e direção), sua duração, a posição na qual a vibração entra em contato com o corpo, as características físicas das pessoas (como peso e transmissibilidade), a idade, além de atributos psicológicos, que não foram considerados nesse trabalho.

Ao verificar os dados obtidos nas análises modais e comparados com as informações apresentadas por Simões (2014), listou-se como essas frequências poderiam influenciar nos usuários que estivessem em contato direto com a ponte, através de suas extremidades, no caso os pés. Cabe salientar que se o indivíduo estiver em um automóvel, existe a interação entre

usuário, veículo e amortecedores para com a ponte, alterando estes modos de vibração que serão passados para os usuários, não sendo objeto desse estudo.

Os incômodos podem começar mesmo em frequências muito baixas ($<1\text{Hz}$), percebidos em todos os materiais e estruturas, presentes nos modos de vibração 1 e 2. Um organismo sujeito a essas vibrações pode ser afetado no labirinto do ouvido esquerdo, ter o sistema nervoso central perturbado e pode produzir náuseas e vômitos.

As frequências expostas nos modos 3 a 5 e na maioria das estruturas do modo 6 estão entre 1 e 20 Hz. Essas frequências podem afetar os ombros (4-5 Hz), braço (5-10 Hz), abdômen (4-8 Hz), a coluna vertebral (10-12 Hz) e a perna estando rígida (20Hz). Vale ressaltar que os efeitos nos ombros e braço serão percebidos em pessoas que já possuem alguma lesão nessas regiões. A exposição a essas frequências pode agravar lesões raquidianas menores e incidem sobre perturbações devidas a má postura, patologias diversas ao nível da coluna vertebral (lombalgias, lombalgias, hérnias), sintomas neurológicos (variação do ritmo cerebral, dificuldade de equilíbrio, inibição de reflexos).

Vibrações com frequências acima de 20 Hz, exibidas no modo 6 nas estruturas A1 (24,766Hz), B1 (20,72Hz) e C1 (28,237Hz). Verificando os incômodos que podem aparecer com a exposição a frequências acima de 20 Hz nota-se que já é possível sentir na cabeça (20-30 Hz), olhos (20-90 Hz) e antebraço (15-30 Hz).

Para minimizar esses efeitos, pode-se melhorar o amortecimento das estruturas ou variar a rigidez e a massa das estruturas, pois assim, a dissipação e transmissibilidade de energia das estruturas pode ser aprimorada.

CONCLUSÃO

Através dessa análise obteve-se numericamente os valores, em seis modos de vibração, de frequência e as deformações máximas e mínimas para cada estrutura criada. Observou-se também como cada modo age na estrutura mesmo sem ações externas, ou seja, em sua frequência natural.

Percebeu-se que os modos 1 e 2 possuem frequências nula ou muito baixa em todas as combinações, contrapondo as deformações que não são mínimas, sendo mínimas no modo 6. Ainda em relação as deformações mínimas, nota-se um padrão nos valores de A, B e C nos modos de vibração 3, 4 e 5, pois as combinações de mesma estrutura possuem o mesmo valor.

Sobre as deformações máximas, quando comparado as estruturas de mesma elasticidade, observa-se que as estruturas 1 possuem os maiores valores por modo, sendo no modo 4 a maior diferença em relação as outras estruturas e o modo 5 a menor diferença. Nota-se também que as estruturas 2 e 3 possuem as deformações máximas semelhantes, no módulo A a partir do modo de vibração 2 e nos módulos B e C desde o modo 1.

Quando comparado as deformações máximas pelos módulos de elasticidade, mantendo a mesma estrutura, nota-se que todos os modelos estruturais possuem a mesma deformação independente da rigidez.

Quando feito o comparativo das estruturas, mantendo o mesmo módulo de elasticidade, para verificar as frequências por modo de vibração (figuras 19, 20 e 21), observa-se que a partir do modo de vibração 3, o modelo estrutural 1 possui frequências maiores que as estruturas e que os modelos 2 e 3 se comportaram de maneira igual nos gráficos. Mas quando se mantem o modelo estrutural e altera a rigidez do material (figuras 22, 23 e 24), nota-se que quanto mais rígidos maiores são as frequências.

Analisando o estudo de Simões (2014) e aplicando as frequências obtidas através da análise modal, percebe-se que algumas frequências podem causar desconforto aos usuários. Os limites aceitáveis de vibração para o homem são amplamente discutíveis uma vez que dependem de muitas variáveis e a sensibilidade as vibrações é um tanto quanto subjetiva, variando de pessoa para pessoa e com o ambiente onde ocorre a vibração.

Verificando a relação entre as frequências obtidas dos modos de vibrações com as nove combinações, nota-se que o intervalo de frequências de 1 a 20 Hz é o mais observado dentre todas elas, representando 61,11% das frequências, podendo afetar com maior intensidade os ombros, o braço, o abdômen, a coluna vertebral e a perna estando rígida. O intervalo de

frequências menores que 1 Hz, representando 33,33% das frequências obtidas, observado nos modos de vibração 1 e 2, pode afetar o labirinto do ouvido esquerdo, ter o sistema nervoso central perturbado e pode produzir náuseas e vômitos. O menor intervalo de frequências, sendo 5,56%, está acima de 20Hz apresenta que é possível sentir mal-estar na cabeça, nos olhos e no antebraço.

REFERÊNCIAS

ABREU, Eufrásio Manuel Silva. **DIMENSIONAMENTO DE SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES PARA PONTES PEDONAIAS**. 2008. 153 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2008.

ALMEIDA, Márcio T de. **VIBRAÇÕES MECÂNICAS PARA ENGENHEIROS**. 2. ed., São Paulo: Edgard Blücher, 1990.

ALBUQUERQUE, Filippi Seuanes Cavalcanti de; KRAMAR, Wagner Felipe. **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE UMA PONTE FERROVIÁRIA DE CONCRETO ARMADO SUBMETIDA A ESFORÇOS DE NATUREZA DINÂMICA**. 2015. 93 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2015.

ASSUNÇÃO, Tânia Maria Ribeiro Costa. **CONSIDERAÇÕES SOBRE EFEITOS DINÂMICOS E CARREGAMENTOS INDUZIDOS POR FONTES DE EXCITAÇÃO EM ESTRUTURAS INDUSTRIAIS**. 2009. 123 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009. Disponível em: <<http://www.pos.dees.ufmg.br/defesas/445M.PDF>>. Acesso em: 17 maio 2019.

BRANGANÇA, Thiago. **Vibração**. 2018. Disponível em: <<https://pt.wikipedia.org/w/index.php?title=Vibra%C3%A7%C3%A3o&action=history>>. Acesso em: 20 maio 2019.

CARNEIRO, Rúbia Borges. **Controle de vibrações em edifícios altos utilizando amortecedor de massa sintonizado múltiplo (AMSM)**. 2004. 96 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília - DF, 2004.

COLAVITE, Alessandro Serrano; KONISHI, Fabio. **A matriz do transporte no Brasil: uma análise comparativa para a competitividade**. In: XII SIMPÓSIO DE EXCELÊNCIA DE GESTÃO E TECNOLOGIA, 12., 2015, Resende - Rj. **Artigos**. Resende - Rj: Aedb, 2015. v. 1, p. 1 - 11. Disponível em: <<https://www.aedb.br/seget/arquivos/artigos15/802267.pdf>>. Acesso em: 03 mar. 2019.

CUTNELL, J. D.; JOHNSON, K. W. **Movimento harmônico simples e elasticidade**. In: Física volume 1. 6º Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2006. p. 292 - 327.

DNER. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996.

FILHO, Fellipe; NEME, Waldir. **AValiaÇÃO DOS COEFICIENTES DE IMPACTO UTILIZADOS NO CÁLCULO DE PONTES RODOVIÁRIAS VIA ANÁLISE DINÂMICA DE ESTRUTURAS**. 2008. 47 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2008. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/mac/files/2009/05/tcc-waldir.pdf>>. Acesso em: 20 maio 2019.

Hibbeler, R. C. **Vibrações**. In: Dinâmica: Mecânica para engenharia. 10º Ed. São Paulo: Person Education do Brasil, 2009. p. 496 - 520.

KLINSKY, Gelafito Eduardo René Gutiérrez. **UMA CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DAS PONTES EM VIGAS MISTAS**. 1999. 232 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

KÜSTER, Leandro Dias; SARTORTI, Artur Lenz. **Análise dinâmica de estruturas de concreto: Avaliação de três sistemas construtivos de lajes**. In: TEORIA E PRÁTICA NA ENGENHARIA CIVIL, 18., 2011, Engenheiro Coelho - Sp. Artigo. Engenheiro Coelho - Sp: Dunas, 2011. v. 11, p. 13 - 22. Disponível em: <http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art2_N18.pdf>. Acesso em: 16 abr. 2019.

LANÇA, João Pedro Berjano. **ANÁLISE DINÂMICA DE PONTES PARA FERROVIAS DE ALTA VELOCIDADE DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 1 - PARTE 2, ESTUDO DE CASO PRÁTICO**. 2016. 117 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Instituto Politécnico de Setúbal, Universidade do Algarve, Setúbal, 2016.

LEME, Leandro Marinho Marques. **ESTUDO COMPARATIVO DE TÉCNICAS DE ANÁLISE MODAL EXPERIMENTAL NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA EM UMA BARRA NA CONDIÇÃO DE CONTORNO LIVRE-LIVRE**. 2014. 88 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Mecânica, Departamento Acadêmico de Engenharia Mecânica, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2014. Disponível em: <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/6094/1/PB_DAMEC_2014_2_03.pdf>. Acesso em: 17 maio 2019.

LEONHARDT, F. **CONSTRUÇÕES DE CONCRETO**: princípios básicos da construção de pontes de concreto. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

LIMA, Gustavo Valença Fiuza. **ANÁLISE DINÂMICA VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS DO ESTÁDIO NACIONAL DE BRASÍLIA**. 2013. 178 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília - Faculdade de Tecnologia, Brasília/df, 2013. Disponível em: <<http://www.pecc.unb.br/wp-content/uploads/dissertacoes/M13-9A-Gustavo-Lima.pdf>>. Acesso em: 17 abr. 2019.

LUCHI, Lorenzo Augusto Ruschi e. **REAVALIAÇÃO DO TREM-TIPO À LUZ DAS CARGAS REAIS NAS RODOVIAS BRASILEIRAS**. 2006. 282 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006. Disponível em: <<https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3144/tde-15122006-104605/publico/LorenzoAugustoRuschiELuchi.pdf>>. Acesso em: 23 abr. 2019.

MARCHETTI, O. **Pontes de Concreto Armado**. Editora Blucher. São Paulo, 2008.

MARINHO, Ivy Jeann Pinto. **Projeto ótimo de estruturas metálicas de arquibancadas reutilizáveis via ANSYS**. 2002. 198 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil do Centro Técnico Científico da Puc-Rio, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - Rj, 2002. Disponível em: <www.civ.puc-rio.br/wp-content/view/down_pdf.php?pdf=../pdf/107.pdf>. Acesso em: 19 abr. 2019

MEDEIROS, Sérgio Pinheiro. **Análise dinâmica – CAD/TQS**. TQS News, Rio de Janeiro - Rj, v. 1, n. 17, p.1-1, 10 out. 2002. Semestral.

MOTA, Rosemeire. **Pontes**. Disponível em: <<https://www.academia.edu/28706837/Pontes>>. Acesso em: 20 maio 2019.

PEREIRA, Luiz Eduardo; SCOLARO, Taylana Piccinini. **ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE PROJETOS DE PONTES DE DIFERENTES MATERIAIS COM VISTAS À CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL**. 2017. 95 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2017. Disponível em: <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/10280/1/PB_COECI_2017_2_42.pdf>. Acesso em: 18 mar. 2019.

SARAMAGO, Gabriel Araújo; SANTOS, Sergio Hampshire de Carvalho; PERLINGEIRO, Mayra Soares Pereira Lima. **Análise Dinâmica de Passarelas**. In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 10., 2018, Rio de Janeiro - Rj. **Artigos**. Rio de Janeiro - Rj: Abece, 2018. v. 1, p. 1 - 10.

SANTOS, Emerson Figueiredo dos. **ANÁLISE E REDUÇÃO DE VIBRAÇÕES EM PONTES RODOVIÁRIAS**. 2007. 178 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - Rj, 2007. Disponível em: <<http://www.coc.ufrj.br/pt/teses-de-doutorado/151-2007/1114-emerson-figueiredo-dos-santos>>. Acesso em: 03 mar. 2019.

SANTOS, Mario Esmeraldo dos; LEITE, Eduardo Cesar Cordeiro. **FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA ANÁLISE DOS EFEITOS DINÂMICOS INTRODUZIDOS POR ATIVIDADES HUMANAS EM LAJES NERVURADAS UNIDIRECIONAIS DE CONCRETO**. In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 10., 2018, Rio de Janeiro - Rj. **Artigos**. Rio de Janeiro - Rj: ABECE, 2018. v. 1, p. 1 - 10.

SCHWARZ, Brian J.; RICHARDSON, Mark H. **Experimetal Modal Analysis**. In: CSI Reliability Week, 1999. Proceedings: Jamestown, Califórnia, 1999

SILVA, Pauline Fonseca da et al. **Efeitos da Mudança da NBR 7188:2013 nos Projetos de Pontes. Estudo de Caso: Projeto de Recuperação da Ponte sobre o Rio Correias na BR 101/SC**. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 7., 2014, Rio de Janeiro - Rj. **Artigos**. Rio de Janeiro - Rj: ABECE, 2014. v. 1, p. 1 - 8. Disponível em: <http://www.abpe.org.br/trabalhos/trab_100.pdf>. Acesso em: 19 mar. 2019.

SILVA, José Guilherme Santos da. **Apostila de Dinâmica Estrutural I**. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2013, UNIVERSIDADE DO ESTADO DO RIO DE JANEIRO, FACULDADE DE ENGENHARIA.

SIMÕES, Sara Cristina Domingos. **Ruído e Vibrações no Corpo Humano: Avaliação de Ruído e Vibrações** - LAUAK PORTUGUESA – Indústria Aeronáutica, LDA. 2014. 83 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Segurança e Higiene no Trabalho, Escola Superior de Tecnologia de Setúbal, Instituto Politécnico de Setúbal, Setúbal, 2014. Disponível em: <<https://comum.rcaap.pt/bitstream/10400.26/7315/1/Projeto%20Individual.pdf>>. Acesso em: 17 out. 2019.

TIMERMAN, Júlio; BEIER, Martin. “**Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e outras Estruturas**”: São Paulo: ABECE, 2012. 56 slides, color. Disponível em: <http://www.deecc.ufc.br/Download/TB803_Pontes%20I/Nova%20NBR7188.pdf>. Acesso em: 18 mar. 2019.

VITÓRIO, J. A. P. **Pontes Rodoviárias – Fundamentos, Conservação e Gestão**, Livro editado pelo Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia de Pernambuco, Recife, 2002.

WARMLING, Gean Marcos Baldessar; LEONARDI, Giancarlo. **ESTUDO DA SUPERESTRUTURA DE UMA PONTE COM SOLUÇÃO EM CONCRETO ARMADO E SOLUÇÃO MISTA**. 2016. 165 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NR 15**: Atividades e Operações insalubres.

_____. **Eurocode 1**: Ações em estruturas - **Parte 2**: cargas de tráfego em pontes

Anexos