UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE DE PROVA DE CARGA DINÂMICA DE PONTES RODOVIÁRIAS A PARTIR DA NBR 15307: UM MANUAL DE APLICAÇÃO DO SISTEMA DE MEDIÇÃO DE ACELERAÇÕES GMS PLUS DA GEOSIG EM ASSOCIAÇÃO COM O SOFTWARE ARTEMIS MODAL

Gabriel dos Santos Jastes
Maria Letícia Bonneterre de Matos

BELÉM
2022

GABRIEL DOS SANTOS JASTES
MARIA LETÍCIA BONNETERRE DE MATOS

ANÁLISE DE PROVA DE CARGA DINÂMICA DE PONTES RODOVIÁRIAS A PARTIR DA NBR 15307: UM MANUAL DE APLICAÇÃO DO SISTEMA DE MEDIÇÃO DE ACELERAÇÕES GMS PLUS DA GEOSIG EM ASSOCIAÇÃO COM O SOFTWARE ARTEMIS MODAL

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil do Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Plínio Glauber Carvalho dos Prazeres.

BELÉM
2022

GABRIEL DOS SANTOS JASTES
MARIA LETÍCIA BONNETERRE DE MATOS

ANÁLISE DE PROVA DE CARGA DINÂMICA DE PONTES RODOVIÁRIAS A PARTIR DA NBR 15307: UM MANUAL DE APLICAÇÃO DO SISTEMA DE MEDIÇÃO DE ACELERAÇÕES GMS PLUS DA GEOSIG EM ASSOCIAÇÃO COM O SOFTWARE ARTEMIS MODAL

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil do Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Data de aprovação: 16/12/2022.

Banca Examinadora:

_____

Professor Dr. Plínio Glauber Carvalho dos Prazeres
Universidade Federal do Pará | UFPA
Orientador

_____

Professor Dr. Edilson Moraes Lima e Silva
Universidade Federal do Pará | UFPA
Membro da banca

_____

Professor Dr. Sandoval José Rodrigues Junior
Universidade Federal do Pará | UFPA
Membro da banca

DEDICATÓRIA

Dedicatória – Maria Leticia

A Deus e aos meus pais, Mabel e Jº Nazareno, à minha amada tia Marli (*In Memorian*) e ao meu marido Filipe, juntos são meu passado, presente e futuro. Meu tudo.

Dedicatória – Gabriel Jastes

Dedico este trabalho a Deus, a minha mãe que nunca me desamparou, a minha namorada e companheira Alice Moura e a todas as pessoas que estiveram ao meu lado no percurso.

AGRADECIMENTOS – GABRIEL JASTES

Agradeço, primeiramente, a Deus que com toda a sua graça permitiu que eu chegasse ao fim de mais um ciclo rumo ao meu sucesso. Sou grato aos meus pais, Paulo Jastes, por todo apoio dado a mim desde o início de minha vida, e, em especial, a minha mãe que com todo o seu amor incondicional e esforço me permitiu experimentar sempre das melhores coisas da vida, e obter uma educação de qualidade a qual possibilitou que hoje eu esteja me formando na minha tão sonhada graduação.

Agradeço a minha namorada, Alice Moura, pelo apoio desde o início da nossa relação, no ensino médio, e desde então vem me acompanhando e dando forças para que eu atinja sempre a minha melhor versão. Obrigado, meu amor, por não soltar minha mão mesmo quando tudo parecia difícil. e por me incentivar a seguir em frente em busca de um futuro próspero e feliz para nós dois. Conte sempre comigo como seu parceiro de vida!

Agradeço aos meus amigos que me acompanharam desde antes da universidade, sendo eles: Ana Carla Braga, Beatriz Araújo, Jady Barros, Joabe Barros, Kevin Souza, Lucas Renan e Matheus Barros. Obrigado por todo o apoio, mesmo que de longe, foi essencial para que eu me sentisse acolhido nos momentos em que me senti sozinho.

Sou grato a todos os meus amigos aos quais criei laços durante o período da graduação, em especial: Augusto Machado, Bernardo Rosa, Juliana Nascimento, Manoel Quadros, Maria Bonneterre, Mário Tavares, Matheus Normandes e Rodolfo Carmo; que em diversos momentos foram fonte de companheirismo e divertimentos durante o curso, assim como força e foco durante as aulas sempre me auxiliando quando necessário. Obrigado, meus amigos. Eu espero poder levar essas amizades por muitos mais anos após a graduação.

Agradeço aos meus amigos do grupo “Incomunicáveis”, conquistado durante partidas de vídeo game. Vocês foram essenciais durante o meu percurso, sempre me fazendo gargalhar durante as nossas várias partidas na *party*. Obrigado por me permitirem fazer parte de suas vidas.

Para a minha família, obrigado por todo apoio e palavras positivas. Agradeço a confiança de vocês que foi depositada em mim para trilhar este caminho com foco e garra, buscando sempre melhorar. Vovó e vovô, eu amo vocês! Obrigado por sempre torcerem por mim.

À família Campelo Moura, obrigado por me acolher como um membro da família, por sorrirem os meus risos e chorarem os meus choros. Em especial ao seu Jorge Campelo, obrigado por apoiar a minha educação como se eu também fosse seu neto legítimo. A minha tia postiça,

Patrícia Haick, meus agradecimentos por não só ter me orientado durante meu percurso, mas por ter sido símbolo e exemplo ao trilhar este caminho comigo e com a Alice, trocando forças, enquanto ela cursava o mestrado e nós, a graduação.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Plínio Glauber, muito obrigado por todo tempo investido para conduzir a mim e minha parceira de pesquisa no caminho da educação, e poder ter nos permitido trabalhar com o excelente profissional que és. Ao meu professor e amigo, Geilton Nahum, que por muito tempo me acompanhou durante o ensino médio, incentivando ao conhecimento e esclarecendo todos os meus questionamentos sobre física. Obrigado por me instigar a ir além e entender que o conhecimento sempre pode ser aperfeiçoado. Sou grato pela sua amizade de sempre.

Aos docentes que contribuíram com os seus conhecimentos durante toda a minha graduação, obrigado por confiarem e apoiarem os nossos estudos. Obrigado por todas as dúvidas esclarecidas e tempo investido na educação. Saibam que vocês são extremamente necessários e especiais para a nossa formação. Muito obrigado por tudo.

Para todas as instituições que me permitiram participar de seu quadro técnico e aprender a ser um profissional melhor, meu profundo agradecimento. Em especial, a Porte Engenharia que nos últimos dois anos tem me ensinado um pouco mais sobre ser engenheiro numa área a qual tenho profunda admiração. Obrigado aos meus chefes Danilo e Fábio Guilhom, pela compreensão e paciência durante esse percurso, além da chance e confiança a qual me foi depositada para contribuir com a empresa.

Por fim, á digníssima Instituição de Ensino UFPA, obrigado por me acolher desde o momento em que fui aprovado e aceito em seus confins. Você é e sempre será a MAIOR e MELHOR universidade da nossa região. Muito obrigado!

AGRADECIMENTOS – LETÍCIA BONNETERRE

Eu, Maria Leticia, gostaria de agradecer, primeiramente, a Deus pela oportunidade de não apenas sonhar, mas também realizar os sonhos que Ele colocou em meu coração. Agradeço a minha, Mabel Bonneterre, por ser a mulher mais importante da minha vida, sendo minha atalaia e meu exemplo de força e determinação, igualmente agradeço meu pai, Jº Nazareno Matos, meu melhor amigo, quem me apresentou a engenharia, as melhores músicas e filmes, sendo minha inspiração e minha fortaleza. Vocês não são apenas a minha base, mas também são parte do mosaico que me forma e me mantém firme.

Agradeço ao meu marido, Filipe Ribeiro, que durante o curso evoluiu de meu amigo, para namorado e então noivo. Obrigada por ser o apoio mais presente dentro da universidade, a UFPA me deu um diploma, mas você foi o melhor presente que eu poderia ter ganhado na graduação.

Agradeço aos meus irmãos, Marcelo e Leandro Matos, e meus primos (que considero como irmãos), Mateus e Samara Bonneterre, minha vida foi melhor por ter vocês nela. SEMPRE estarei aqui por vocês! E obrigada Marcelo por ter me dado o afilhado mais lindo, João Pedro.

Agradeço aos meus amigos de graduação, Juliana Silva, Ygor Lima e Gabriel Jastes por terem sido amigos não apenas nas gargalhadas − que foram muitas − mas também nas provas, trabalhos e desafios que a graduação trouxe, tudo foi mais fácil com vocês.

Agradeço as minhas amigas, Renata Pacheco, Letícia Loureiro, Cecília Dias e Anne Apinagés por caminharem comigo por tantos momentos e me presenteado com um companheirismo tão especial. Obviamente, poderia citar aqui diversos outros amigos, porém para simplificar estendo esses agradecimentos a todos meus amigos e colaboradores do Centro Social Auxilium, Instituto Dom Bosco e ao Colégio Ideal.

Não poderia encerrar estes agradecimentos sem citar amigos de família, muito importantes para minha vida e graduação, tios Maria de Jesus e Onilson L. da Silva Saraiva, por terem me acolhido na vida como se fosse da família, o amor de vocês me ensinou e me guiou para alcançar meus objetivos por isso, muito obrigada! Agradeço a família Ribeiro Moraes por terem me acolhido e abraçado como um membro de vocês, apoiando e torcendo pelos sonhos que compartilho com o Filipe. Igualmente agradeço aos engenheiros, Paulo Maurício e Amélia Vasconcelos, que me inspiraram aos 7 anos de idade a seguir a engenharia civil como profissão sendo exemplo de sucesso e foco.

Agradeço à UFPA por ter me dado a oportunidade de construir e desenhar um futuro profissional tão desejado, nela professores que são exemplos de profissionais mais que competentes, são apaixonados pelo que fazem, sendo eles, Profº Antonio Malaquias, Profº Ronaldson Carneiro, Profª Isaura Paes e, em especial, o Profº Plínio Glauber pelo acolhimento neste trabalho como orientador e grande professor! A todos citados aqui, agradeço por de alguma forma terem permitido a Mariazinha de 7 anos de idade ter realizado o sonho de ser engenheira civil pela maior universidade do norte do Brasil, a UFPA.

RESUMO

JASTES, G. S.; MATOS, M. L. B. **Análise de prova de carga dinâmica de pontes rodoviárias a partir da NBR 15307: um manual de aplicação do sistema de medição de acelerações GMS Plus da Geosig em associação com o software Artemis Modal.** 2022. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém.

A importância das pontes rodoviárias e a constante necessidade da sua disponibilidade para que não haja interrupções no tráfego de pessoas e cargas, faz com que seja necessário o conhecimento da sua integridade estrutural e de sua confiábilidade. Este trabalho apresenta uma análise do ensaio de prova de carga dinâmica em pontes rodoviárias, seguindo os critérios da NBR 15307/2006, tendo como objetivo a descrição detalhada da realização deste ensaio, efetuando uma pesquisa exploratória do tema, o estudo da elaboração do plano de instrumentação da ponte, o estudo da análise modal operacional, a modelagem numérica para obtenção dos parâmetros modais da ponte e a análise quantitativa e qualitativa dos resultados da análise modal operacional realizada por meio dos dados de um ensaio de prova de carga dinâmica em uma ponte rodoviária de concreto analisada pelo grupo NICAE - Grupo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia da Universidade Federal do Pará. Dentro do estudo, quanto à modelagem numérica, foi possível prever parâmetros da estrutura como frequências naturais e os seis primeiros modos de vibração da estrutura. Além disso, a partir dos resultados da instrumentação da ponte realizada pelo NICAE, fez-se a análise modal a qual permitiu a obtenção dos parâmetros correspondentes à ponte de forma experimental e, assim, a compatibilização do modelo numérico. De posse dos resultados encontrados, foi possível analisar o estado de conservação da ponte, bem como sua integridade seguindo as orientações da nora. Além disso, notou-se a necessidade de atualização da norma vigente de forma a torná-la mais completa e detalhada, haja vista o caráter demais generalista e simplista da norma atual.

Palavras-chave: Prova da Carga Dinâmica; Pontes Rodoviárias; Análise Modal Operacional; Sistema de Medição de Acelerações GMS Plus GEOSIG; Software Artemis Modal.

ABSTRACT

JASTES, G. S.; MATOS, M. L. B. **Dynamic load test analysis of road bridges from NBR 15307: an application manual of Geosig's GMS Plus acceleration measurement system in association with Artemis Modal software.** 2022. Undergraduate Thesis (Bachelor of Civil Engineering) – Civil Engineering College, Universidade Federal do Pará, Belém.

The importance of road bridges and the constant need for their availability so that there are no interruptions in the traffic of people and cargo make the knowledge of their structural integrity and its reliability a necessity. This paper presents an analysis of the dynamic load test on road bridges, following the criteria of NBR 15307/2006 to provide a detailed description of the performance of this test, carrying out exploratory research on the subject, the study of the development of the bridge instrumentation, operational modal analysis, numerical modeling to obtain the bridge's modal parameters and the quantitative and qualitative analysis of the results of the operational modal analysis carried out through the data of a test of a dynamic load test in a road bridge of concrete analyzed by the group NICAE - Group of Instrumentation and Applied Computation to Engineering of the Universidade Federal do Pará. Within the study, regarding numerical modeling, it was possible to predict structure parameters such as natural frequencies and the first six vibration modes of the structure. In addition, based on the results of the bridge instrumentation made by NICAE, a modal analysis was performed to obtain the parameters corresponding to the bridge, thus making the numerical model compatible. With the results found, it was possible to analyze according to the criterion that the bridge conforms to the standards. In addition, it was noted the need to update the current standard to make it more complete and detailed, given the overly generalist and simplistic character of the current standard.

Keywords: Dynamic Load Test; Road Bridges; Operational Modal Analysis; Geosig's GMS Plus acceleration measurement system; Artemis Modal Software.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1- Ponte Juscelino Kubitschek (Ponte JK), Brasília, D.F. Brasil, 2007. 19
Figura 2- Ponte Rio-Niterói, Brasil, 2006. 19
Figura 3- Ponte pênsil de São Vicente. 23
Figura 4- Características a serem atendidas pelos equipamentos de medição e aquisição de dados. 27
Figura 5- Acurácia necessária dos deslocamentos. 28
Figura 6- Posição das medições em pontes. 29
Figura 7- Comparação entre forma modal resultante da medição das vibrações na posição P1e sem o ponto P1. 30
Figura 8- Ilustração da ponte do modelo. 34
Figura 9- Perfil longitudinal da ponte do modelo. 35
Figura 10 -Corte transversal da ponte do modelo. 36
Figura 11- Modelo numérico tridimensional de uma ponte visualizando as seções de seus elementos preenchidas. 37
Figura 12- Modelo numérico tridimensional de uma ponte visualizando as condições de apoio e os eixos dos elementos de barra. 37
Figura 13- Arranjo dos acelerômetros durante a execução do teste dinâmico com cotas em centímetros. 39
Figura 14- Arranjo dos acelerômetros durante a execução do teste dinâmico em planta com cotas em centímetros. 40
Figura 15- Estação completa utilizada no ensaio de prova de carga dinâmica. 41
Figura 16- Acelerômetro triaxial vista superior. 42
Figura 17- Acelerômetro triaxial vista lateral. 42
Figura 18- Aquisitor de dados vista superior e aberto. 43
Figura 19- Aquisitor de dados vista frontal. 43
Figura 20- Antena GPS. 44
Figura 21- Software GEODAS. 44
Figura 22- Apresentação das estações configuradas. 45
Figura 23- Pagina inicial da estação selecionada. 45
Figura 24- Aba de configuração. 46

Figura 25: Dados editáveis para a configuração da estação. 47
Figura 26- Dados de sincronização da estação. 48
Figura 27- Registro de uma das estações durante o teste dinâmico. 49
Figura 28- Registro das três estações durante o teste dinâmico. 50
Figura 29- Registro de uma das estações na posição P2. 50
Figura 30- Trecho do arquivo .txt gerado pelo Ensaio 1. 51
Figura 31- Interface do programa ARTeMIS Modal. 52
Figura 32: Coordenadas dos nós da estrutura. 52
Figura 33- Arquivo de coordenadas do Excel inserido no ARTeMIS pelo comando Points. 53
Figura 34- Desenho do contorno da ponte no ARTeMIS feito com o comando Lines. 53
Figura 35- Geometria da ponte com a superfície do tabuleiro gerada com o comando Surfaces no ARTeMIS. 54
Figura 36- Importação dos dados. 54
Figura 37- Configuração da unidade(a) e frequência(b) dos dados. 55
Figura 38- Posição dos canais. 56
Figura 39- Processamento de sinal. 57
Figura 40- Método EFDD. 58
Figura 41- Modos de vibração no ARTeMIS. 59
Figura 42- Interpolação dos nós livres. 60
Figura 43- Equação dos nós editada. 61
Figura 44- Modo de vibração 1 com frequência de 6,66 Hz e período de 0,15 segundos. 63
Figura 45- Modo de vibração 2 com frequência de 9,06 Hz e período de 0,11 segundos. 63
Figura 46- Modo de vibração 3 com frequência de 9,44 Hz e período de 0,10 segundos. 64
Figura 47- Modo de vibração 4 com frequência de 10,75 Hz e período de 0,09 segundos. 64
Figura 48- Modo de vibração 5 com frequência de 12,71 Hz e período de 0,07 segundos. 65
Figura 49- Modo de vibração 6 com frequência de 13,61 Hz e período de 0,07 segundos. 65
Figura 50- Série temporal registrada no eixo Z do ponto 2a. 66
Figura 51- Série temporal registrada no eixo Z do ponto 2b. 66
Figura 52- Série temporal registrada no eixo Z do ponto 4a. 67
Figura 53- Série temporal registrada no eixo Z do ponto 4b. 67
Figura 54- Densidade espectral média para todos os pontos de medição em escala linear. 68
Figura 55- Densidade espectral média para todos os pontos de medição em escala logarítmica. 68
Figura 56- Diagrama de estabilização de modos identificados através do método SSI. 69

Figura 57: (a) Primeiro modo de vibração modelo experimental com frequência de 7,075 Hz e (b) Primeiro modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 6,66 Hz e Período de 0.15 segundos. 70
Figura 58- (a) Segundo modo de vibração modelo experimental com frequência de 8,14 Hz e (b) Segundo modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 9,06 Hz e Período de 0.11 segundos. 71
Figura 59- (a) Terceiro modo de vibração modelo experimental com frequência de 9,792 Hz e (b) Terceiro modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 9,44 Hz e Período de 0.10 segundos. 71
Figura 60- (a) Quarto modo de vibração modelo experimental com frequência de 10,361 Hz e (b) Quarto modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 10,75 Hz e Período de 0.09 segundos. 71
Figura 61- (a) Quinto modo de vibração modelo experimental com frequência de 12,305 Hz e (b) Quinto modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 12,71 Hz e Período de 0.07 segundos. 72
Figura 62- (a) Sexto modo de vibração modelo experimental com frequência de 14,707 Hz e (b) Sexto modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 13,61 Hz e Período de 0.07 segundos. 72
Figura 63- Espectro de amplitude de deslocamentos do eixo Z da posição 2a com os limites do índice de vibração V. 75
Figura 64- Espectro de amplitude de deslocamentos do eixo Z da posição 2b com os limites do índice de vibração V. 76
Figura 65- Espectro de amplitude de deslocamentos do eixo Z da posição 4a com os limites do índice de vibração V. 76
Figura 66- Espectro de amplitude de deslocamentos do eixo Z da posição 4b com os limites do índice de vibração V. 77
Figura 67: Disposição das cargas para TB-450. 80
Figura 68: Ilustração da longarina 5 que o trem-tipo irá passar. 82
Figura 69: Definição do caminho do Trem-Tipo. 82
Figura 70: Carregamento do TB-450 definido pela ABNT 7188, 2013. 83
Figura 71: Carregamento de carga móvel. 84
Figura 72: Adição do TB-450 como moving load. 84
Figura 73: Combinações para TB-450. 85
Figura 74: Trem-tipo passando sobre o modelo. 85

Figura 75: Modelo deformado devido a carga móvel.....86
Figura 76: Diagrama de envoltória.....86
Figura 77: Flecha máxima do modelo.....86
Figura 78- Momento fletor e cortante. 87

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Propriedades físicas dos materiais utilizados no modelo numérico. 38
Tabela 2- Formas modais do modelo numérico e suas frequências naturais obtidas. 62
Tabela 3- Parâmetros modais encontrados a partir da análise operacional modal. 70
Tabela 4- Matriz MAC de verificação de correlação dos modos identificados por diferentes métodos..... 74
Tabela 5- Índice de vibração e seus níveis de dano..... 74
Tabela 6: Parâmetros modais encontrados a partir da análise operacional modal. 78
Tabela 7: Coeficientes de ponderação das cargas verticais segundo a ABNT NBR 7188 (2013). 81

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A – Amplitude das vibrações

CIA – Coeficiente de Impacto Adicional

CIV – Coeficiente de Impacto Vertical

CNF – Coeficiente de Número de Faixa

f – Frequência do Movimento

V – Índice de Vibração

ω – Frequência Angular

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

EFDD – Método Melhorado de Decomposição no Domínio da Frequência

MAC – Coeficiente de Correlação Modal

NICAE – Núcleo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia

PP – *Peak Picking*

SSI – Método de Identificação Estocástica em Subespaços

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 18
1.1 JUSTIFICATIVA 20
1.2 OBJETIVO 21
2 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA DE PROVA DE CARGA DINÂMICA EM PONTES 22
2.1 PROVA DE CARGA DINÂMICA EM PONTES SEGUNDO A NBR 15307/2006 26
3 MODELO NUMÉRICO 33
3.1 CARACTERÍSTICAS DA PONTE 33
3.2 CARACTERÍSTICAS DO MODELO EM ESTUDO 37
4 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO 39
4.1 MONITORAÇÃO DINÂMICA 41
4.1.1 Equipamentos 41
4.1.2 Configuração das estações para o ensaio 44
4.1.3 Operação das estações 48
5 MODELO EXPERIMENTAL 51
6 RESULTADOS 62
6.1 RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO 62
6.2 RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL OPERACIONAL (TESTE DE PROVA DE CARGA) 65
6.2.1 Validação dos resultados da análise modal 73
6.3 AVALIAÇÃO DO NÍVEL DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA 74
6.4 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO 77
6.5 RESPOSTA ESTRUTURAL ACERCA DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS 79
7 CONCLUSÃO 88
7.1 SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS 89
REFERÊNCIAS 91

1 INTRODUÇÃO

O Brasil, assim como outros países que historicamente tiveram o seu progresso aliado ao desenvolvimento do sistema rodoviário, iniciou esse desenvolvimento rodoviário na década de 1920, no governo do presidente Washington Luís, cujo lema de governo era: “Governar é abrir estradas” e, tendo seu estopim após a Segunda Guerra Mundial, principalmente na década de 1950 com políticas governamentais as quais visavam, por exemplo, a implantação da indústria automobilística nacional e interligação das regiões brasileiras para atender o setor industrial. Isso ocasionou, além da crescente malha viária, o aumento na construção de pontes, as quais são obras singulares e de grande importância para o fluxo e funcionamento do transporte rodoviário. Como uma ligação entre dois lados, as pontes abrem o caminho para unir ilhas e continentes, criando pistas para carros, trens e pessoas, ligando centros urbanos e cidades separadas por água, gargantas profundas, linhas de estrada de ferro ou rodovias (BENNETT, 1999).

Segundo Debs e Takeya (2007), as pontes podem ser classificadas segundo diversos critérios, sendo os mais importantes referentes a material da superestrutura, comprimento natureza do tráfego, desenvolvimento planimétrico, desenvolvimento altimétrico, sistema estrutural da superestrutura, seção transversal, posição do tabuleiro, processo de execução. A escolha do concreto armado justifica-se por ser um material de baixo custo, de fácil obtenção, de boa resistência, de longa vida e que requer pouca manutenção. Destaca-se que, a utilização deste material já havia sido empregada na execução do tabuleiro das pontes de concreto simples, desde 1912, quando começaram a ser construídas as pontes de viga e de pórtico em concreto armado, com vãos de até 30 metros (LEONHARDT, 1979).

Além da utilidade das pontes, o impacto visual desses elementos pode ser observado ao longo do território brasileiro. Um exemplo disso é a ponte Juscelino Kubitschek (Figura 1), localizada em Brasília, inaugurada em 2002, composta de três tabuleiros com vão de 240 m cada um (Ministério dos transportes, 2004), que além de atender a demanda rodoviária da população, proporciona uma bela paisagem à cidade.

Figura 1- Ponte Juscelino Kubitschek (Ponte JK), Brasília, D.F. Brasil, 2007.

Fonte: Mario Roberto Duran Ortiz, 2007.

Outro exemplo de grande obra que agrega beleza e utilidade, e constituiu um grande estudo de engenharia, é a ponte Rio-Niterói inaugurada em 1974, com um pouco mais de 13 km de extensão, cruzando a Baía de Guanabara, ligando as cidades de Niterói e Rio de Janeiro, como observado na Figura 2 abaixo.

Figura 2- Ponte Rio-Niterói, Brasil, 2006.

Fonte: Mario Roberto Duran Ortiz, 2006.

Aliado aos altos investimentos necessários para a construção de tais obras de arte, que as tornam estruturas de grande importância econômica, e o fato das pontes serem estruturas cada vez mais esbeltas, flexíveis, com menores seções transversais, que as deixam mais suscetíveis às ações de natureza dinâmica, torna fundamental a garantia de estabilidade e durabilidade dessas construções, uma vez que, a inviabilidade de uma ponte em serviço ou da redução da

sua capacidade de carga pode gerar grave perturbação do sistema de transporte em questão. Para tal garantia, bem como menores gastos com reparação ou substituição de algum elemento da ponte, faz-se necessário a manutenção e, de forma impreterível, análises de fatos atuais e históricos para a verificação e identificação de prováveis eventos futuros, ou seja, uma análise preditiva que permita verificar o estado de conservação das obras desejadas.

Neste contexto, o intuito do presente estudo é descrever detalhadamente a realização do ensaio de teste de prova de carga dinâmica em pontes, contando como base a NBR15307/2006. Para tanto, neste trabalho realizou-se: uma pesquisa exploratória do tema sobre o estudo da elaboração do plano de instrumentação da ponte, o estudo da análise modal operacional, a modelagem numérica para obtenção dos parâmetros modais da ponte e a análise qualitativa dos resultados da análise modal operacional realizada por meio dos dados de um ensaio de prova de carga dinâmica em uma ponte rodoviária de concreto executado pelo grupo NICAE - Grupo de Instrumentação e Computação Aplicada à Engenharia da Universidade Federal do Pará.

1.1 JUSTIFICATIVA

As pontes são obras de artes especiais que atuam como elemento chave em um sistema de transporte e, consequentemente, também para o desenvolvimento de uma determinada região. Suas características, como largura e resistência, são determinantes para o controle da capacidade do sistema que a utiliza, bem como seu bom funcionamento contínuo para que o tráfego não seja afetado (GORGES, 2005), o que comprova a importância de tais construções.

Uma vez que o custo dessas obras seja muitas vezes superior ao de vias asfálticas e a relevância já citada da obra em relação ao sistema, faz-se necessário o cuidado e aprofundamento em estudos para monitoramento, preservação e permanência de boas condições nas obras por longo tempo.

Apesar da possibilidade de verificar se a ponte em operação está visualmente em bom estado, ou identificar diversas manifestações patológicas apenas por meio de observações periódicas à estrutura, e ainda que, a construção tenha passado por manutenção corretiva devido a algum sinistro que a mesma tenha sofrido, a monitoração da mesma por meio de transportadores oferece dados que não podem ser identificados visualmente e de grande relevância sobre a integridade da estrutura analisada, possibilitando medidas mais assertivas para a preservação da vida útil da obra.

Sendo assim, o emprego de medidas preditivas para análise e estudo da estrutura das pontes é fundamental, bem como a correta aplicação dessas medidas. Hoje, um método que pode ser

empregado para tal estudo são as provas de cargas, estáticas e dinâmicas, para as quais o Brasil possui instrução normativa. Embora sejam apresentadas de forma generalista para vários tipos de estruturas ao menos no que se refere a pontes e viadutos fica saliente a necessidade de melhoramentos que descrevam os passos e métodos de realização dos ensaios e análises de forma mais clara e detalhada.

Com base no que foi exposto, fica clara a importância e a necessidade de se apresentar trabalhos que tornem os procedimentos e etapas do ensaio de carga dinâmica de grandes estruturas em conformidade com a NBR 15307/2006 mais claros e compreensíveis. É com este espírito que este trabalho se propõe a ser um manual aplicação da NBR15307/2006 para estruturas de pontes rodoviárias.

1.2 OBJETIVO

O objetivo geral deste trabalho é descrever detalhadamente os passos necessários para a realização do ensaio de teste de prova de carga dinâmica em pontes, por meio da NBR15307/2006. Para isso, foram utilizados resultados de uma análise realizada em uma ponte de concreto pelo grupo NICAE.

Como objetivos específicos deste trabalho, tem-se:

- Explicar como é feito o modelo numérico (por meio do *software* de elementos finitos SAP2000) para a estimativa dos parâmetros dinâmicos da ponte e ele como é utilizado para embasar o planejamento do ensaio;
- Explicar como é feito o planejamento do ensaio para o teste de prova de carga;
- Explicar como é realizado o ensaio: a instrumentação (e o funcionamento dos equipamentos utilizados) e a obtenção dos dados de vibração da ponte (acelerações de pontos da estrutura medidas durante o ensaio);
- Explicar como é realizada a análise dos dados de vibração (por meio do programa ARTEMIS), obtidos durante o ensaio para a obtenção dos parâmetros dinâmicos (frequências naturais, modos de vibração e taxas de amortecimento);
- Explicar como os parâmetros dinâmicos obtidos são utilizados para calibrar o modelo numérico para se obter estimativas precisas das respostas da estrutura.

2 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA DE PROVA DE CARGA DINÂMICA EM PONTES

Naturalmente as estruturas das pontes sofrem deterioração ao longo do tempo, o que pode gerar alterações nas suas características estruturais. Tal processo de deterioração pode ocorrer devido à ação de fatores como fenômenos naturais, a exemplo da ação do vento, exposição ao sol e a chuva e a variação de temperatura, assim como condições de utilização indevida, acidentes, fadiga, corrosão etc. A combinação desses fatores com as condições de carregamento, dependendo da intensidade com que ocorram, pode produzir danos de diferentes tipos nas estruturas e até conduzir ao seu colapso (MERCE, 2007). Para evitar danos a curto e longo prazo, é recomendável que se faça o monitoramento das estruturas com análises e inspeções que, a partir dos dados obtidos, possam auxiliar na conservação das mesmas.

Dentro das análises preditivas, destaca-se o teste de prova de carga como uma das ferramentas não destrutivas mais eficientes para o conhecimento do comportamento estrutural de uma estrutura. As provas de carga têm seu desenvolvimento histórico segundo Timoshenko (1953), a partir de Leonardo da Vinci, que foi o primeiro a documentar os testes de carregamento com o objetivo de avaliar o comportamento estrutural dos materiais, no século XV.

Segundo Oliveira (2006), já no século XIX, após a revolução industrial, a parametrização de processos tornou-se uma prática necessária, buscando a garantia de qualidade dos materiais e dos processos. Ainda segundo o autor (2006), em meados do século XX, os procedimentos de dimensionamento passam a ser padronizados e regulamentados, surgindo as Normas de Dimensionamento, cujos códigos de normalização ASTM (*American Society for Testing and Materials*) são um exemplo.

Segundo a Cruz (2005), o primeiro regulamento sobre cargas dinâmicas em Portugal surgiu em 1897 e, no Brasil, verificaram-se os registros dos primeiros ensaios de provas de carga por volta da década de 30, tendo como exemplo os ensaios de prova de carga realizados na Ponte Pênsil de São Vicente (1936) na Figura 3. De acordo com Santos (2014), *a priori*, o monitoramento das pontes no Brasil era realizado na forma de observações periódicas. Enquanto, as provas de cargas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) têm sido objeto de estudo desde a fundação, em 1946, buscando maior estabilidade e confiabilidade nos resultados.

Figura 3- Ponte pênsil de São Vicente.

Fonte: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 2014.

De acordo com a NBR9607 − prova de carga estática em estruturas de concreto – de 2019, a prova de carga é um conjunto de atividades destinadas a analisar o desempenho de uma estrutura por meio da medição e controle de efeitos causados pela aplicação de ações externas de intensidade e natureza previamente estabelecidas. Ademais, o ensaio de prova de carga ao ser classificado quanto à natureza do carregamento, pode ser estático ou dinâmico, e este trabalho se limita a este último. A Prova de Carga Dinâmica, basicamente, consiste na observação do comportamento da estrutura quando a mesma vibra sob as ações das cargas de operação de mesma.

As provas de cargas dinâmicas têm como resultados a determinação de parâmetros como frequências, modos de vibração e taxa de amortecimento, a partir dos quais é possível identificar características intrínsecas da estrutura, além de detectar anomalias de caráter funcional, sejam eles oriundos de patologias na estrutura, utilização inadequada, vibrações excessivas ou uma junção de fatores.

Dependendo das técnicas de medidas utilizadas em testes de análise modal, podem-se diferenciar os ensaios dinâmicos para a identificação modal da estrutura em dois tipos, sendo eles: 1) a análise modal experimental, na qual tanto os parâmetros de entrada (carga de excitação), quanto os de saída são medidos e 2) a análise modal operacional (ou ensaios de vibração ambiente), na qual apenas a saída é medida e, a entrada é realizada devido às cargas de operação normal da estrutura, ou seja, a atuação do tráfego, do vento, do movimento humano,

de sismos, entre outros. O foco deste trabalho é a análise modal operacional para o ensaio de teste de prova de carga de pontes rodoviárias.

Segundo Cruz (2005), a instrumentação utilizada, independe do tipo de ensaio dinâmico, contudo os instrumentos devem ter como primícia possibilitar a obtenção dos registros de sinais que permitam o seu estudo mediante um programa de cálculo automático adequado. Além disso, destaca-se que a duração dos registros deverá ser planejada para que os resultados obtidos sejam suficientes para a obtenção dos resultados desejados.

Portanto, as medições devem ter como itens uma rede de transdutores e um sistema de aquisição de dados. Os transdutores são os instrumentos utilizados para converter os parâmetros de interesse da estrutura, isto é, vibração ou aceleração em sinais elétricos que serão captados pelo sistema de aquisição de dados. No caso da análise modal para o estudo de prova de carga dinâmica de estruturas, os transdutores de interesse são aqueles que medem as acelerações de pontos específicos da estrutura. Tais transdutores são denominados de acelerômetros.

No mercado atual, encontra-se uma grande variedade de acelerômetros, como os piezoresistivos, os piezoelétricos, os capacitivos, os microeletromecânicos, os de redes de Bragg em fibras ópticas, etc. Para que o ensaio seja realizado da maneira desejada, deve-se atentar principalmente a duas características: a sensibilidade dos transdutores e a faixa de frequência e aceleração a serem medidos, uma vez que o ensaio realizado com um equipamento adequado capaz de detectar a variação de frequência desejada da estrutura.

Os componentes do sistema captam os sinais provenientes dos transdutores, e o sistema de aquisição de dados atua convertendo apropriadamente os sinais elétricos em sinais digitais. Esses sinais são posteriormente armazenados e analisados em um computador. Os programas de aquisição de dados controlam o sistema de aquisição, permitindo assim que, o utilizador tenha controle sobre o processo de aquisição.

Para que os instrumentos sejam utilizados de forma correta e a aquisição de dados seja satisfatória, um plano de instrumentação deve ser elaborado previamente de forma estratégica. Segundo Merce (2007), o plano de ensaio é uma etapa muito importante, visto que os dados modais obtidos estão diretamente ligados ao esquema de medição adotado para o ensaio. A autora acrescenta que, a localização dos transdutores e a qualidade dos equipamentos de medição são fundamentais para a realização de um bom ensaio.

A fim de prever parâmetros da estrutura, como frequências naturais e modos de vibração estrutural, além de estudar e estabelecer os pontos de instalação dos transdutores para o monitoramento da resposta da ponte durante a prova de carga, deve-se realizar a modelagem numérica da ponte. Essa modelagem numérica pode ser feita por meio do método dos elementos

finitos, que é o método de análise de estruturas mais amplamente utilizado para o conhecimento do comportamento dessas estruturas. Ressalta-se que, apesar de vantajoso, esse tipo de modelagem apresenta algumas limitações relacionadas à simplificação do modelo que afetam a precisão dos resultados obtidos.

Para a determinação das frequências naturais, razão de amortecimento e os correspondentes modos de vibração da ponte de forma experimental, deve-se realizar uma análise modal operacional dos resultados da instrumentação da ponte. Isto permitirá a determinação do comportamento dinâmico da estrutura em vibração livre e, posteriormente, a estimativa da sua capacidade de carga por meio do modelo numérico calibrado pelos resultados da análise experimental.

No presente trabalho, conforme dito anteriormente, a análise modal operacional é realizada com o objetivo de se obter os parâmetros dinâmicos da estrutura para a estimativa da capacidade de carga da mesma. Para tanto, um processo de calibração do modelo numérico muitas vezes se faz necessário, de tal forma que os resultados obtidos na etapa experimental são utilizados para ajustar a resposta do modelo numérico possibilitando a estimativa da capacidade de carga da estrutura por um modelo numérico calibrado.

O processo de identificação dos parâmetros dinâmicos do sistema consiste no desenvolvimento de uma representação matemática de um sistema físico por meio de dados experimentais, no caso do presente trabalho, o sistema a ser identificado corresponde a uma ponte rodoviária, e os dados experimentais utilizados são as acelerações obtidas por meio dos ensaios dinâmicos.

Na pesquisa, apenas os seis primeiros modos de vibração da estrutura foram estudados. No entanto, tais modos de vibração e suas respectivas frequências naturais representam a maior parcela do comportamento dinâmico da estrutura (quanto menor a frequência natural da estrutura, maior é sua parcela de influência no comportamento total dela). Destaca-se que, as estruturas reais apresentam infinitas frequências naturais, porém de maneira geral a frequência natural com maior influência é a menor entre todas: a primeira. (NÓBREGA; HANAI,2005)

Como será mais bem explicado a frente, para a análise modal operacional realizada, tendo a NBR 15037/2006 como base, foi empregado o programa ARTEMIS MODAL, utilizando o método Melhorado de Decomposição no Domínio da Frequência (*Enhanced Frequency Domain Decomposition* - EFDD) e o método de Identificação Estocástica em Subespaços (*Stochastic Subspace Identification* - SSI).

A calibração do modelo numérico, por meio da resposta da análise modal operacional, se faz geralmente necessária em decorrência dos modelos computacionais por vezes conterem

simplificações e imprecisões nos dados que subsidiam a análise. Para atestar a precisão do modelo numérico calibrado, existem métodos para produzir medidas globais de correlação entre os modos de vibração do modelo numérico e do modelo experimental. Entre estes métodos, o índice modal MAC (*Modal Assurance Criterion*) para a comparação entre os modos de vibração é um dos mais utilizados.

Depois de realizada a calibração do modelo numérico, por meio da resposta da análise modal operacional, é realizada a avaliação dos resultados do modelo numérico, no caso deste trabalho, teremos como base e critério de aceitação da norma brasileira de projeto de estruturas de concreto armado, a NBR 6118/2014.

2.1 PROVA DE CARGA DINÂMICA EM PONTES SEGUNDO A NBR 15307/2006

Com o objetivo de padronização do procedimento de realização dos ensaios de prova de cargas dinâmicas em grandes estruturas no Brasil, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) lançou a Norma Brasileira de Ensaios não destrutivos – Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas (NBR 15307), cuja versão vigente é de 2006, a qual segundo a própria norma, tem como intenção fixar os requisitos mínimos que devem ser atendidos para a realização de provas de cargas dinâmicas com vibrações naturais nas estruturas propostas.

A NBR 15307 (2006) conceitua a prova de carga dinâmica como um ensaio com análise numérica nas três dimensões, o qual possui como principais fontes de excitação as vibrações naturais ocasionadas pela operação normal da estrutura, como por exemplo, o vento, o tráfego e as demais ações externas de uso normal da estrutura. O ensaio tem como resultado a determinação dos parâmetros dinâmicos da estrutura para a calibração do modelo numérico e então aproximar os resultados do real estado estrutural da ponte. Além disso, o ensaio possibilita a verificação da integridade estrutural por meio do índice de vibração, que é um parâmetro empírico utilizado para a identificação do nível de danos estruturais. Por fim, os dados da análise dinâmica podem ser utilizados para a determinação do estado de degradação e a vida útil da estrutura por meio de análises de fadiga, além de permitir a análise das estruturas sobre carregamentos especiais.

Destaca-se que, na análise modal operacional as medições são feitas sem a paralisação das operações da estrutura, estando a estrutura em operação normal para a obtenção das suas vibrações naturais, ou seja, sem a necessidade de carregamento especial para tais medições, isto ocorre uma vez que a intenção é a medição das vibrações naturais. Para a obtenção dos

parâmetros dinâmicos em vibrações naturais de pontes rodoviárias, os tipos de carga que são levados em consideração incluem cargas móveis, como cargas veiculares e de pedestres, vento e efeitos de forças que possam gerar efeito dinâmico na estrutura, como por exemplo, o fluxo de um rio sobre os pilares da ponte (Vórtice de von Kármán).

Ressalta-se ainda que essa metodologia possui as vantagens de fácil execução, uma vez que é feita com os carregamentos normais de operação da estrutura e de, obviamente, não necessitar da interrupção de suas operações.

Para tais medições, a norma recomenda um conjunto de equipamentos de medição que inclui, basicamente, acelerômetros ultrassensíveis, um sistema de aquisição de dados e um computador com um software para controle do sistema de aquisição de dados, porém essa configuração pode ser empregada de outras formas. Tais equipamentos possuem como principal característica extrema sensibilidade para medir vibrações de baixíssimas amplitudes e frequências. Na Figura 4, observam-se outras características citadas pela norma que precisam ser atendidas pelos equipamentos de medição e aquisição de dados para que a execução do ensaio seja satisfatória. No presente trabalho, foram utilizados equipamentos que atendem com folga tais exigências, uma vez que tais recomendações se mostram defasadas.

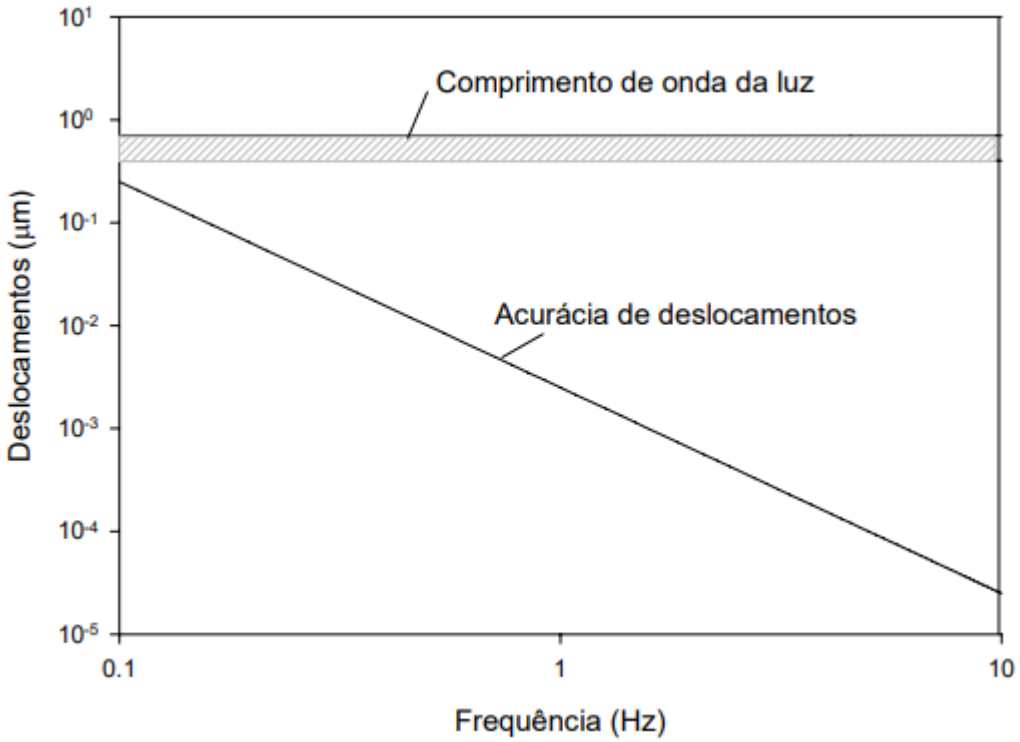
Figura 4- Características a serem atendidas pelos equipamentos de medição e aquisição de dados.

Característica	Valores
Sensores: alcance ou faixa de leituras dos acelerômetros	0 a 1 g
Sensibilidade dos sensores e do sistema de aquisição de dados	Igual ou melhor que 10^{-8} g (número dez elevado à potência menos oito vezes a aceleração da gravidade)
Direção das medições	Vertical e horizontal
Aquisição de dados com conversão analógica-digital (A/D)	Igual ou maior que 16 bits
Amplificação dos sinais	1, 10, 100 e 1 000 vezes
Filtro passa-baixo *anti-aliasing*	10 Hz
Faixa de freqüência do sistema	0 a 10 Hz
Resolução na frequência	Melhor que 0,0001 Hz
Taxa de amostragem	30 a 400 Hz
Filtro digital: mínimo	54 dB por oitava (*roll-off*)
Separação de freqüência modal	0,05 Hz

Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006.

O grau de exatidão oriunda da medição de deslocamentos pode ser calculado admitindo-se movimento harmônico simples, segundo a norma. É mostrada na Figura 5, a precisão resultante para os deslocamentos, comparada com o comprimento de onda da luz (0,4 μm a 0,7 μm).

Figura 5- Acurácia necessária dos deslocamentos.

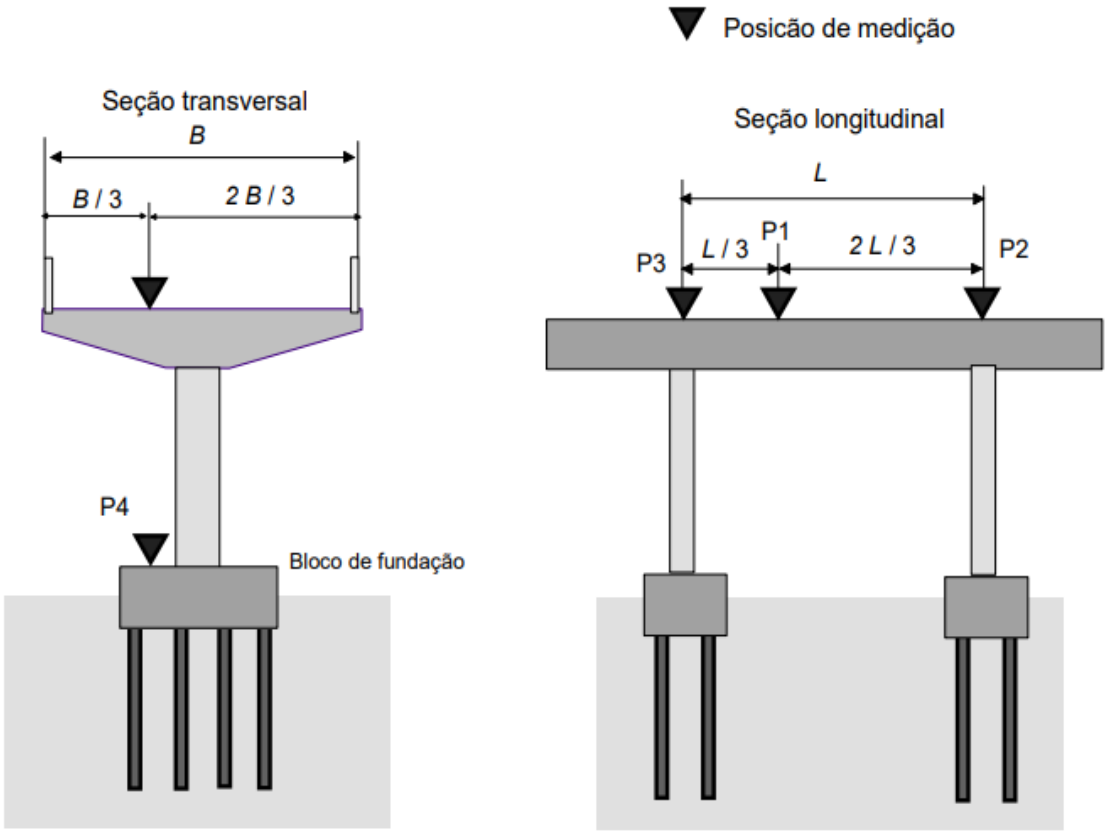


Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006.

A seguir, é exposta a necessidade e como deve ser realizado o plano de instrumentação que consiste em projetos predispostos e análises para melhor dispor os equipamentos de medição ao longo da ponte, bem como a duração dos ensaios. Essa fase anterior ao ensaio é de suma importância, uma vez que bem concebida facilita e cria condições para uma boa execução do ensaio.

Quanto à posição das medições de vibrações em pontes, a NBR 15307/2006 recomenda que elas devem ser programadas em locais e nos sentidos que permitam a obtenção dos principais modos de vibração da estrutura. No caso das pontes, a norma dispõe da Figura 6 para indicar as melhores posições para a realização das medições na laje das pontes, nos pilares e nos blocos de fundação.

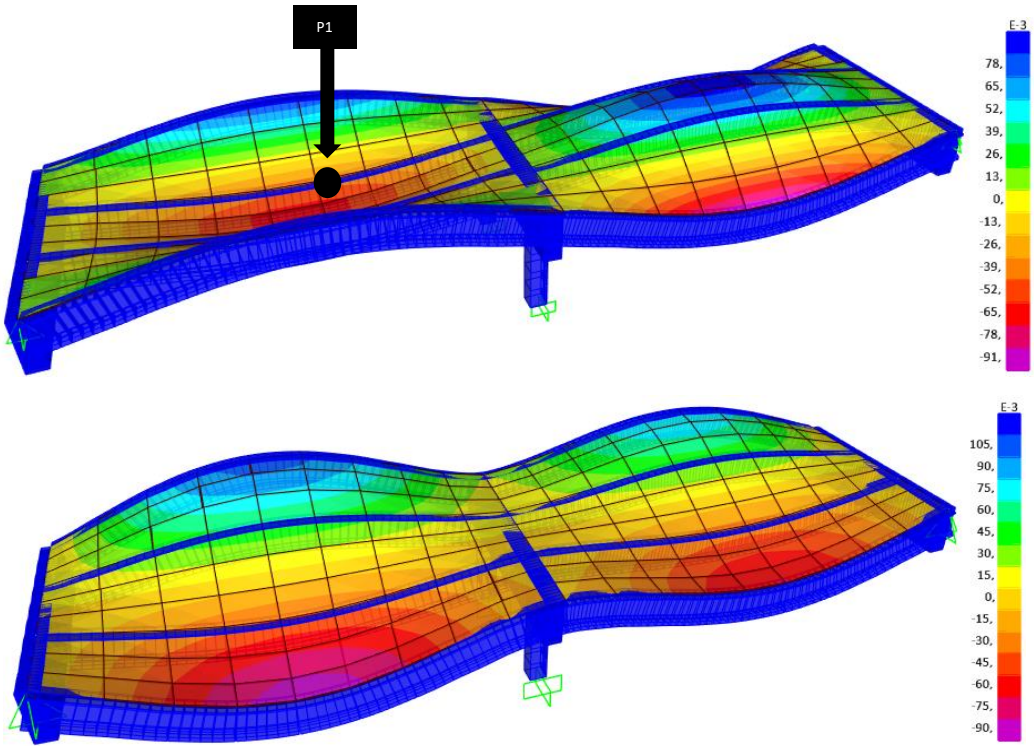
Figura 6- Posição das medições em pontes.



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006.

Segundo a norma, a posição P1, realizada no terço da laje de todos os vãos, tem por objetivo medir a resposta de cada laje, como exemplificado na Figura 7, na qual nota-se que caso não seja colocado um ponto de medição na posição P1, as deformações do eixo central da laje não seriam capitadas pelo ensaio o que causaria uma visualização equivocada do modo de vibração. Enquanto, para medir o comportamento dos pilares são propostas as posições P2 e P3, e para analisar o comportamento da fundação a posição P4 é proposta. As acelerações são medidas no sentido vertical e nos sentidos horizontais (longitudinal e transversal) da ponte. A medição de P4 é necessária se as medições P2 e P3, no topo do pilar, indicarem possibilidade de problema na fundação. Ressalta-se que, as medições com maior importância são executadas na extremidade livre de balanços, nas direções vertical e transversal.

Figura 7- Comparação entre forma modal resultante da medição das vibrações na posição P1e sem o ponto P1.



Fonte: Autores, 2022.

Para que haja qualidade dos dados de campo, além da acurácia dos transdutores e do sistema de aquisição de dados, torna-se necessário que o tempo mínimo de leitura em cada ponto determinado no plano de instrumentação seja respeitado. Esse tempo mínimo pode ser obtido, de acordo com a NBR 15307/2006, a partir da fórmula abaixo:

$$T = \frac{200}{f_r \zeta_r} \cdot (em\ segundos) \tag{1}$$

Onde f_r e ζ_r são, respectivamente, a frequência modal e o amortecimento.

No caso de lajes, a frequência fundamental depende da largura do vão e, empiricamente, é mostrada por meio da Equação 2:

$$f_r = L^{-0,9} \tag{2}$$

onde L é a largura do vão, em metros, e f_r é fornecido em Hertz.

Com esta quantidade de dados, o modo “r” apresentará um erro inferior a 4% e 10% de variância, o que é suficiente para a análise, visto que corresponde a uma estimativa com erro global não superior a 10,8%.

Para que seja feito o processamento dos dados coletados, podem ser utilizados *softwares* comerciais de análise de sinais digitais. Uma forma de se realizar a análise dos dados coletados, é por meio da análise espectral (tal como feito por meio do método EFDD), onde são obtidas as frequências de ressonância, as acelerações máximas, os deslocamentos máximos em cada frequência de ressonância. De acordo com a NBR15307/2006, para a obtenção de tais resultados, utilizam-se técnicas digitais entre 0 e 10 Hz com uma largura de banda de análise suficiente para resolver os picos do espectro. Ainda sobre a análise espectral, a partir do critério de no mínimo quatro pontos plotados no entorno de um pico de ressonância, tem-se uma resolução da resposta no entorno de uma ressonância, o que é relevante para a realização da análise.

A norma destaca, também, a importância da análise do amortecimento estrutural, para tal é proposta a utilização do método da largura de banda de meia potência, ou do método dos deslocamentos induzidos ou, ainda, do método dos decrementos randômicos.

Quanto à modelagem numérica, a norma orienta que ela deve ser realizada por meio de programa de computador de análise dinâmica estrutural e que esse deve permitir a análise modal no domínio da frequência e a obtenção do espectro teórico. Como passos para realização da modelagem a norma cita:

> a) a entrada de dados da geometria da estrutura em um programa que permita tratamento a três dimensões;
>
> b) a entrada de dados das propriedades da estrutura, tais como módulo de Young, coeficiente de Poisson e amortecimento de todos os elementos estruturais correspondentes à estrutura;
>
> c) a execução do programa e a obtenção das frequências de naturais para cada forma modal.

A partir da modelagem numérica, analisam-se as frequências e modos naturais de vibração da ponte. Ressalta-se que, os primeiros modos obtidos geralmente encontram-se dentro das faixas de frequências naturais mais comuns para pontes, isto é, entre 0 e 10 Hz, esses modos de frequência baixa são os que mais irão influenciar no comportamento da estrutura e, por isso, são tão importantes para o ensaio.

Após o ensaio e a análise modal operacional, o modelo numérico deve passar por calibração, a partir dos resultados do ensaio experimental, o que pode ser feito de várias formas, como por exemplo, alterando-se: 1) a rigidez da estrutura (por meio do seu módulo de elasticidade e de ajustes em sua geometria); 2) as suas condições de contorno (condições de vinculação e

elementos de transferência de carga); 3) ajustes na malha (como aumento do refinamento e mudanças no tipo de elemento empregado); dentre outros ajustes. Com o modelo numérico calibrado, fazem-se as verificações dos esforços nos elementos e do estado de tensões em pontos da estrutura de acordo com os critérios de norma.

Ao descrever todos os procedimentos a serem realizados de forma padrão, a norma finaliza apresentando o que deve compor o relatório que precisa ser apresentado no final do ensaio. Tais itens são:

a) o objetivo da prova de carga;

b) a descrição da estrutura e do seu estado;

c) os desenhos de projeto de fôrmas da estrutura;

d) a localização das medições e a sua direção em relação à estrutura, designando-se vertical (V), transversal (T) e longitudinal (L);

e) as características dos equipamentos de medição, comparando-os com os requisitos mínimos da tabela 2;

f) os espectros medidos;

g) as curvas de amortecimento versus amplitude de deslocamentos;

h) a descrição do modelo matemático e do programa de computador empregado;

i) as características do modelo matemático;

j) os resultados do modelo em termos de modos de vibração e frequências;

k) os resultados da modelagem matemática (esforços normais, cortantes e momentos) para os diversos cenários de carregamento;

l) a tabela comparativa de frequências medidas e modeladas: (a) correspondentes à estrutura estável e (b) estrutura com danos simulados;

m) a tabela de valores de índice de vibração (V) para cada posição de medição, correspondentes a valores tanto medidos quanto calculados pelo modelo para as diversas condições de solicitação;

n) as conclusões;

o) as recomendações.

3 MODELO NUMÉRICO

Segundo Nepomuceno (2007, p. 42): “Os modelos numéricos de elementos finitos são muito utilizados na engenharia civil, principalmente para avaliação das estruturas, seja esta avaliação na etapa de projeto, antes da execução, [...], ou durante e após a execução, [...]”. Quando se fala sobre o modelo numérico, entende-se que estes são representações do comportamento estático e dinâmico de uma estrutura de forma numérica, utilizando recursos computacionais para o seu desenvolvimento, com o objetivo de verificar as condições de segurança do projeto antes da execução e do comportamento da estrutura frente às ações a que está submetida após a sua execução.

Para a geração do modelo numérico, neste trabalho, utilizou-se de aproximações de elementos finitos, onde os sistemas com infinitos graus de liberdade são convertidos para sistemas com uma quantidade finita de graus de liberdade para tornar o problema a ser estudado em algo menos complexo. Além disso, os modelos numéricos podem ser considerados unidimensional, bidimensional ou tridimensional, dependendo das características geométricas do problema, utilizando-se elementos de barras, cascas ou sólidos para representação dos componentes estruturais, onde esses elementos são conectados uns aos outros por nós onde os graus de liberdade da malha de elementos finitos são definidos.

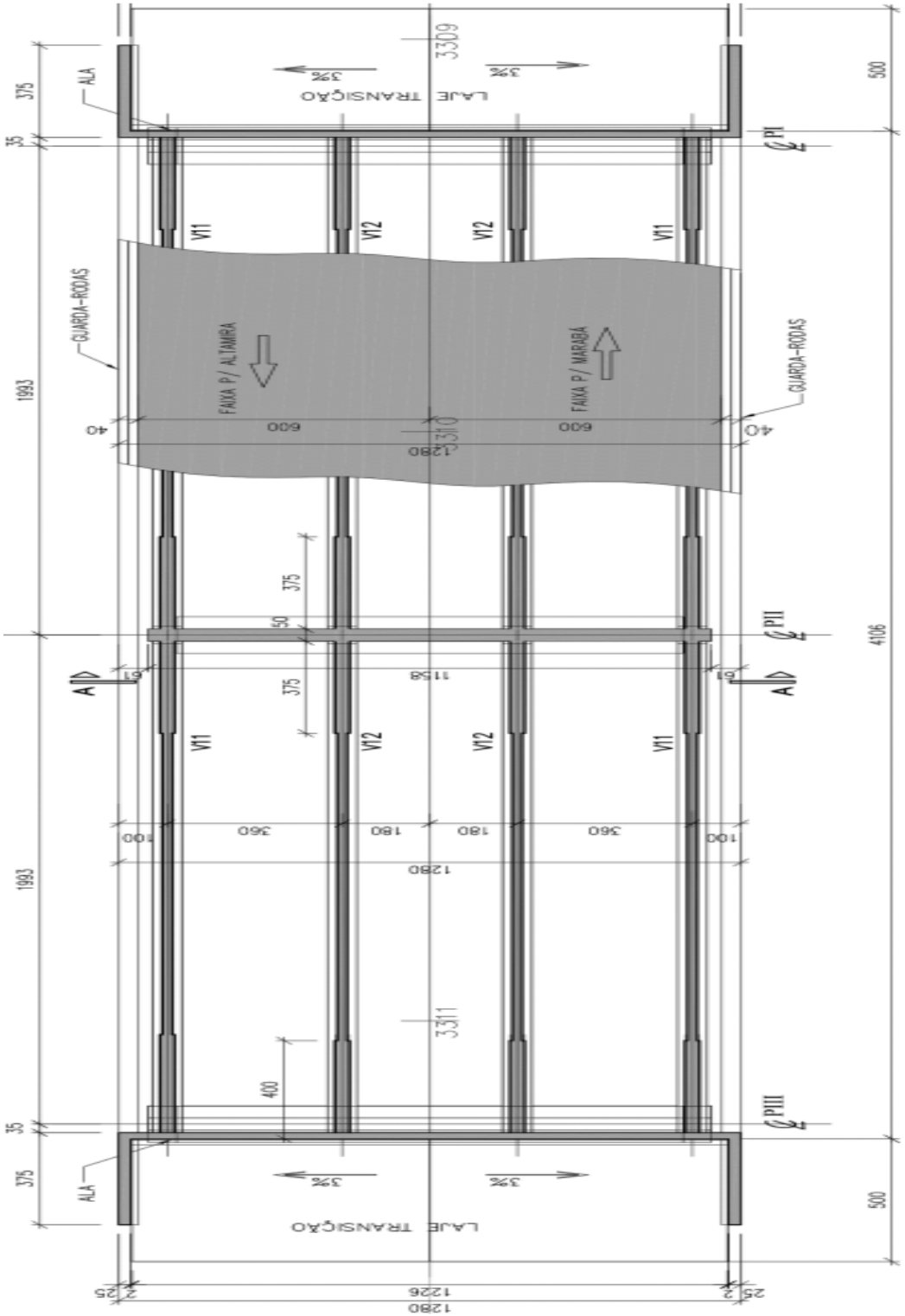
Atualmente, existem inúmeros programas computacionais, acadêmicos e comerciais disponíveis, capazes de executar análises por elementos finitos para a previsão e a compreensão detalhada do comportamento de modelos numéricos de grandes estruturas com diversos tipos de elementos estruturais, e para os mais variados tipos de análises (estático, dinâmica, linear ou não linear, de contato etc). Dentre os programas comerciais que permitem a análise por elementos finitos, podemos citar o ANSYS, ABACUS, SAP2000, DIANA FEA, ATENA, COSMOS/M e ALGOR. Tais programas podem obter soluções para problemas complexos de análise dinâmica, que é o foco do presente trabalho. Neste trabalho o programa SAP2000 foi utilizado para a geração do modelo de elementos finitos da ponte.

3.1 CARACTERÍSTICAS DA PONTE

A ponte, cujos dados de monitoração de vibrações foram utilizados para a este estudo, possui comprimento total de 41,06 m. Ela foi executada totalmente em concreto armado e é composta por transversinas, longarinas e pilares que a divide em vãos de dimensões iguais para conferir simetria à estrutura, conforme ilustrado na Figura 8. Enquanto, a laje é apoiada sobre

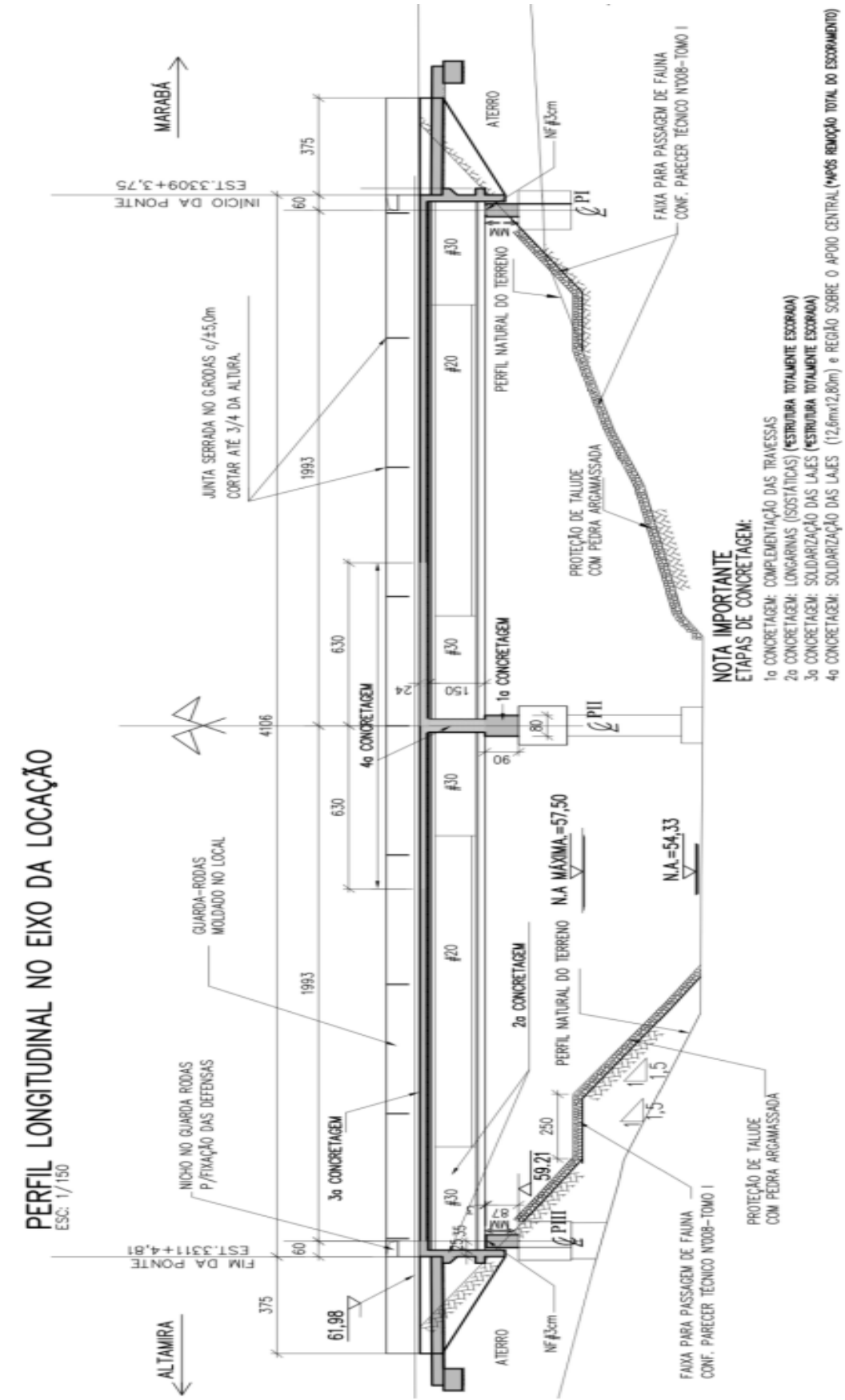
as longarinas e transversinas que são responsáveis por transmitir as cargas e os esforços para os pilares centrais da ponte, além disso as vigas de apoio das extremidades transmitem essa carga por meio de aparelhos Neoprene fretado. A seguir, são ilustrados os cortes transversais e longitudinais da estrutura da ponte utilizados para o estudo nas Figuras 9 e 10.

Figura 8- Ilustração da ponte do modelo.



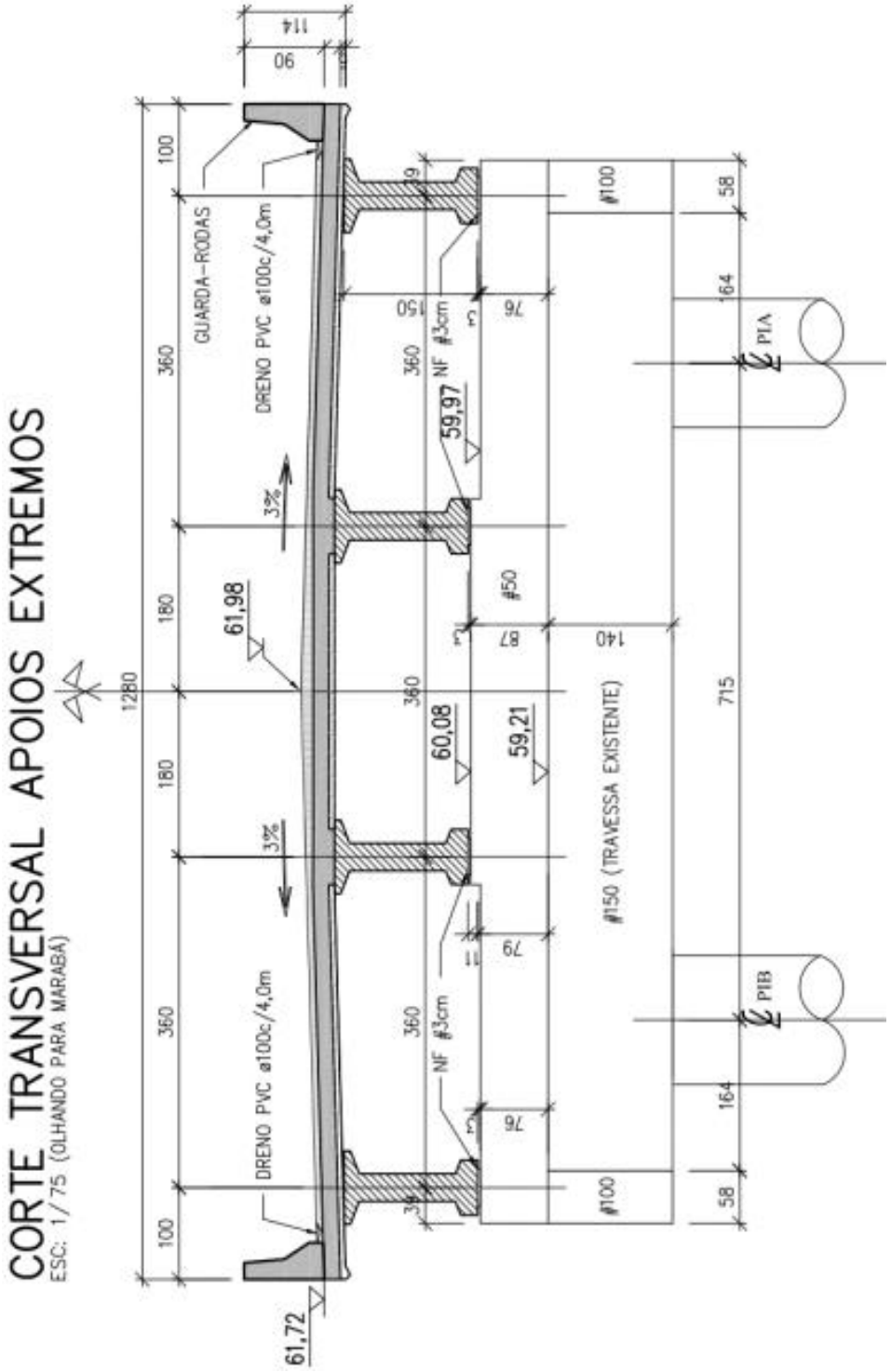
Fonte: Plantas de projeto estrutural da ponte, 2018.

Figura 9- Perfil longitudinal da ponte do modelo.



Fonte: Plantas de projeto estrutural da ponte, 2018.

Figura 10 -Corte transversal da ponte do modelo.



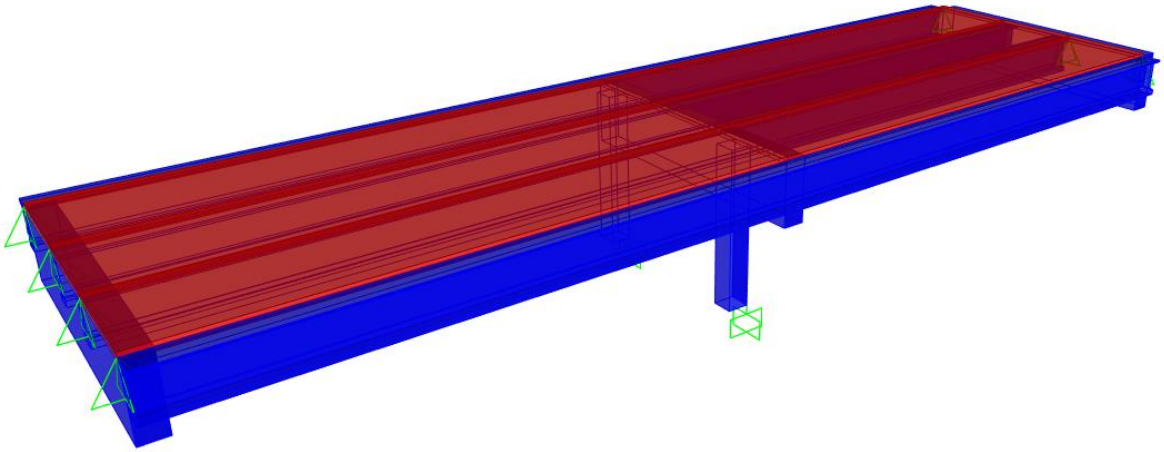
Fonte: Plantas de projeto estrutural da ponte, 2018.

De acordo com a Figura 10, observa-se que a geometria da seção transversal dos elementos longitudinais desta ponte é do tipo seção I com 1,50 m de altura total. Visando manter a modelagem de maneira mais próxima da realidade, o modelo numérico foi gerado com os dados das seções geométricas definidas pelo projeto da ponte.

3.2 CARACTERÍSTICAS DO MODELO EM ESTUDO

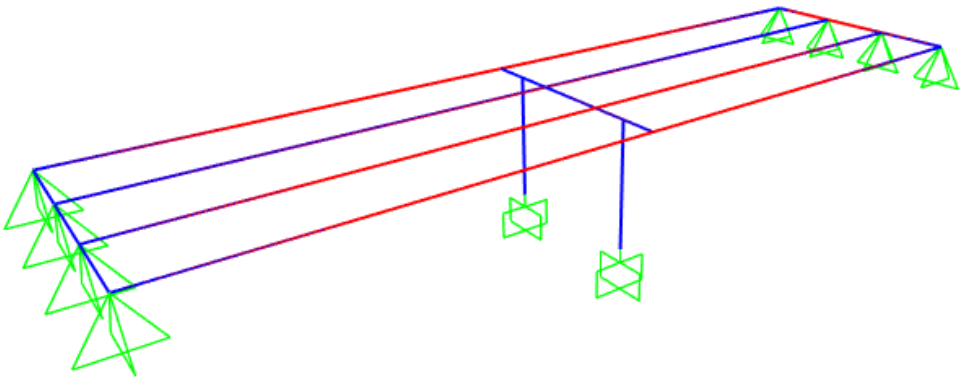
Conforme dito anteriormente, neste trabalho optou-se pelo uso do *software* comercial SAP2000 (CSI 2021) para a construção de um modelo tridimensional em elementos finitos para uma análise dinâmica da ponte escolhida como exemplo. Nele, os pilares e vigas foram definidos como elementos de barras (*frame*) e o tabuleiro da ponte como elementos de casca (*shell*). Todas as dimensões que foram adotadas seguiram as medidas especificadas no projeto da Figura 8 para a geração do modelo, conforme as ilustrações das Figuras 11 e 12.

Figura 11- Modelo numérico tridimensional de uma ponte visualizando as seções de seus elementos preenchidas.



Fonte: Autores, 2022.

Figura 12- Modelo numérico tridimensional de uma ponte visualizando as condições de apoio e os eixos dos elementos de barra.



Fonte: Autores, 2022.

As condições de apoio adotadas na estrutura buscaram obedecer às características fundamentais do comportamento da estrutura. Para os pilares centrais do modelo da ponte, considerou-se em sua base uma condição de apoio de engastamento perfeito restringindo, tanto sua rotação quanto a suas translações, enquanto que para os seus encontros, adota-se uma condição de apoio semelhante às condições de apoio de segundo gênero, uma vez que sua translação é impedida nas direções X, Y e Z e sua rotação permanece livre.

Para a análise do modelo, consideraram-se as propriedades dos materiais concordantes com as recomendações das normas ABNT NBR 6118 (2014) e ABNT NBR 8800 (2008), conforme a Tabela 1.

Tabela 1- Propriedades físicas dos materiais utilizados no modelo numérico.

Propriedades físicas dos materiais				
Material	Peso específico (Kg/m³)	Módulo de elasticidade (GPa)	Coeficiente de Poisson	Resistência (MPa)
Concreto C35	2400	30	0,20	35
Aço CA50	7860	210	0,30	500
Aço CA60	7860	210	0,30	600

Fonte: Autores, 2022.

Logo, adotou-se para a resistência característica do concreto a resistência de 35 MPa, assim como o peso específico atribuído pelo memorial de cálculo do projeto. A partir das recomendações da ABNT NBR 6118 (2014), atribuiu-se o valor do parâmetro em função da natureza do agregado ($\propto_E$) recomendado pela norma e então foi calculado o módulo de elasticidade (E_{ci}) a partir do fck conforme a Equação 3.

$$E_{ci} = \propto_E . 5600. \sqrt{f_{ck}} = 0{,}90.5600. \sqrt{35} = 29817{,}05 \text{ MPa} \quad (3)$$

Foi utilizado o valor de 0,90 para o parâmetro $\propto_E$, uma vez que é o valor recomendado para o calcário, material com maior parcela nos agregados graúdos utilizados.

Então foi calculado o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) a partir do fck, pois como queremos estimar a partir do projeto e com a estrutura já estabelecida sem ensaios é recomenda a utilização do módulo de elasticidade secante a partir do módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) conforme a Equação 4.

$$E_{cs} = \propto_i . E_{cs} = 0{,}89.29817{,}05 = 26537{,}18 \text{ MPa} \quad (4)$$

Os resultados gerais obtidos a partir da modelagem numérica da ponte em estudo serão apresentados no item 6: Resultados.

4 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO

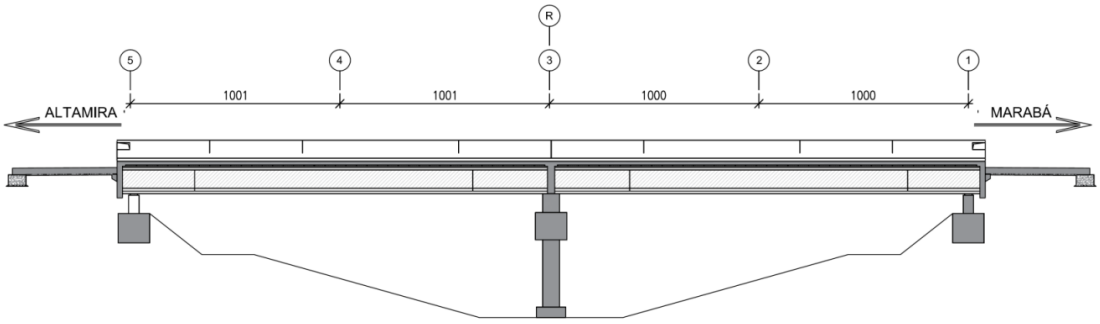
Para que esta etapa fosse concluída com êxito, o ensaio foi planejado com base no atendimento às recomendações da norma brasileira ABNT NBR 15307 (2006). Sendo assim, fez-se necessário as plantas da estrutura analisada usadas para a modelagem numérica. De posse dos modos naturais de vibração da estrutura obtidos por meio da modelagem numérica da ponte, é possível definir onde serão posicionados os acelerômetros para que a aquisição de dados leve a obtenção experimental dos modos observados no modelo numérico. A norma acrescenta que um relatório de inspeção visual deve ser elaborado anteriormente ao plano de instrumentação para que o mesmo forneça subsídios à análise dos resultados da instrumentação.

Durante a realização da inspeção visual faz-se a análise de compatibilidade entre as dimensões geométricas da estrutura e as informadas no projeto, no caso da ponte do estudo, não teve nenhuma inconformidade relevante observada. Ademais, ressalta-se a existência de algumas patologias detectadas visualmente, como existência de fissuras de cisalhamento em todas as longarinas nas regiões de apoio e nas mudanças de seção, além de algumas fissuras de flexão no meio do vão, de acordo com o relatório de inspeção da ponte.

A partir das informações das plantas da ponte e das formas modais obtidas do modelo numérico, realizou-se a definição dos pontos da instrumentação da estrutura para o monitoramento da resposta da ponte em termos dos seus modos de vibração (Figuras 13 e 14). O ensaio foi constituído de um total de cinco configurações (*setups*) com uma estação fixa de referência e duas móveis (uma em cada lado da ponte), como visto nas Figuras 13 e 14, as quais serão detalhadas na descrição do ensaio.

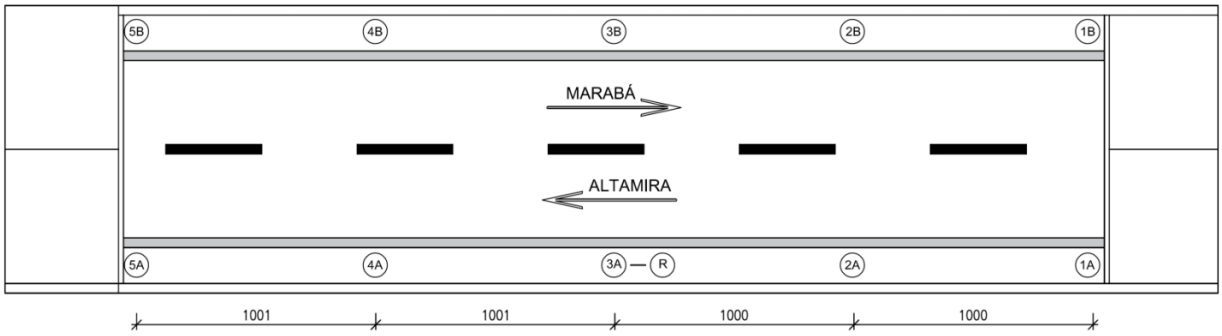
Note que a escolha dos pontos de monitoração foi feita de forma a que ao menos os cinco primeiros modos de vibração (ver Figuras 44 a 49) apresentados no item 6.1 (Resultados do modelo numérico) pudessem ser obtidos por meio da análise experimental. Por exemplo, os pontos 2 e 4 no meio do vão foram assim posicionados para que as formas de flexão longitudinal (ver Figuras 44 e 46) fossem capitadas e a colocação dos pontos em pares um em cada lateral da ponte foram feitas para que as formas de torção pudessem também ser capitadas (ver Figuras 45 e 47). Quanto ao modo misto de flexão longitudinal e transversal do tabuleiro, Figura 48, para que o mesmo fosse capitado pela análise experimental seria necessário um ponto adicional do tipo P1 recomendado pela norma, no entanto este ponto não foi monitorado durante o ensaio pois como o sensor é colocado sobre o tabuleiro isso atrapalharia o tráfego sobre a ponte.

Figura 13- Arranjo dos acelerômetros durante a execução do teste dinâmico com cotas em centímetros.



Fonte: NICAE, 2020.

Figura 14- Arranjo dos acelerômetros durante a execução do teste dinâmico em planta com cotas em centímetros.



Fonte: NICAE, 2020.

Além da definição dos pontos de monitoração, no planejamento do ensaio é de suma importância que se defina o tempo de medição de cada ponto de monitoração, no como no trabalho foram definidos cinco pontos de medição simultâneos e de posse de três estações de medições, é definido a utilização de uma estação fixa e as outras duas estações móveis. Para determinação do tempo de cada medição deve ser considerando no tempo total, o intervalo de tempo entre uma medição e a próxima, tal que haja tempo hábil para que se possa fazer o deslocamento das estações móveis de um ponto de medição ao outro nos intervalos entre uma medição e a seguinte. Para o ensaio da ponte deste estudo adotou-se um tempo de medição de 10 min com 5 min de intervalo entre uma medição e a próxima, totalizando 15 min (900 segundos) entre o início de uma medição e a seguinte, sendo realizadas no total 5 medições simultâneas (veja a Figura 25 abaixo).

Após a definição do plano de instrumentação, é possível realizar a configuração de cada uma das estações de medição, utilizando-se um computador portátil com o *software* GeoDAS da GeoSig (fabricante dos transdutores utilizados na monitoração), essa configuração deve ser feita previamente ao ensaio. Esse passo a passo será mais bem detalhado no próximo tópico.

4.1 MONITORAÇÃO DINÂMICA

4.1.1 Equipamentos

Para a realização do ensaio, foram utilizadas três estações de medição de vibração do tipo GMS Plus da GeoSig e para a manipulação dos dados adquiridos foi utilizado um computador com o *software* GeoDAS da GeoSig instalado. Os componentes de cada estação são mostrados na Figura 15 e suas características são apresentadas a seguir:

a) Um acelerômetro do tipo Piezo-resistivo de alta precisão, triaxiais, modelo AC-73 da marca GeoSig, com cabo, faixa de amplitude de ± 2g, sensibilidade de 2,5 volt/g e faixa de frequência até 200 Hz. (Figuras 16 e 17).

b) Um aquisitor de dados de modelo GMS plus da marca GeoSIG, o qual possui uma bateria de 12V o que o proporciona uma autonomia durante a realização do ensaio. (Figuras 18 e 19).

c) Um cartão de memória do tipo SD para armazenamento das séries de medições, inseridos no sistema de aquisição de dados.

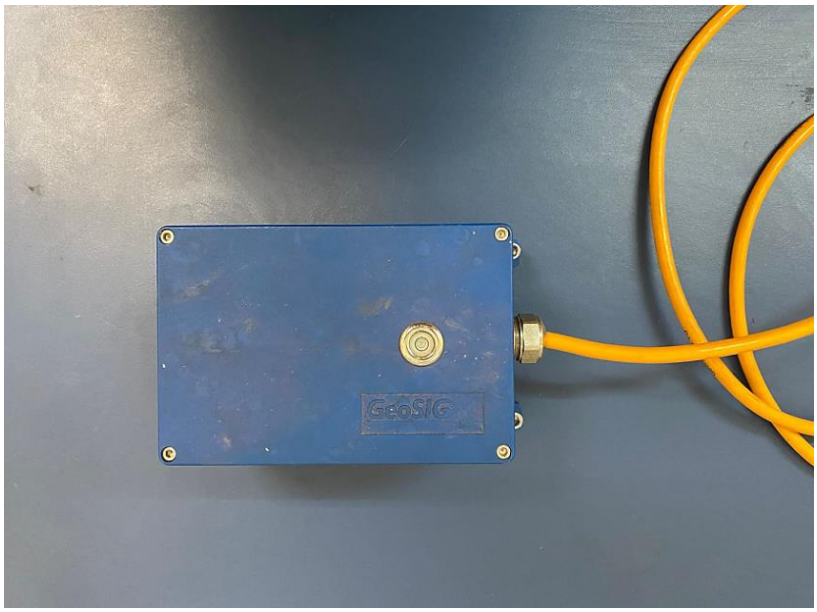
d) Uma antena GPS com cabo para sincronização via satélite entre os acelerômetros durante as medições, bem como para o registro dos horários nos cartões de memória (Figura 20).

e) Um cabo de rede que liga o sistema de aquisição de dados ao computador para a sua configuração.

Figura 15- Estação completa utilizada no ensaio de prova de carga dinâmica.

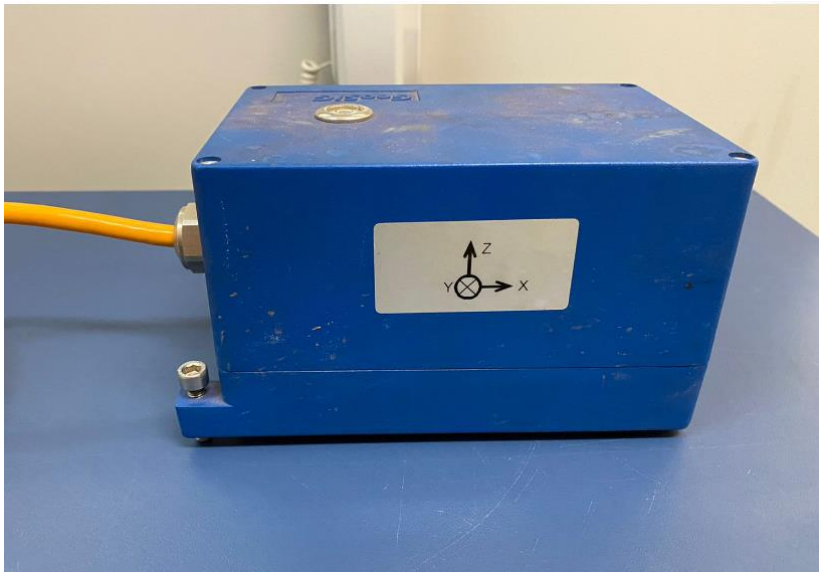
Fonte: NICAE, 2020.

Figura 16- Acelerômetro triaxial vista superior.



Fonte: Autores, 2022.

Figura 17- Acelerômetro triaxial vista lateral.



Fonte: Autores, 2022.

Figura 18- Aquisitor de dados vista superior e aberto.

Fonte: Autores, 2022.

Figura 19- Aquisitor de dados vista frontal.

Fonte: Autores, 2022.

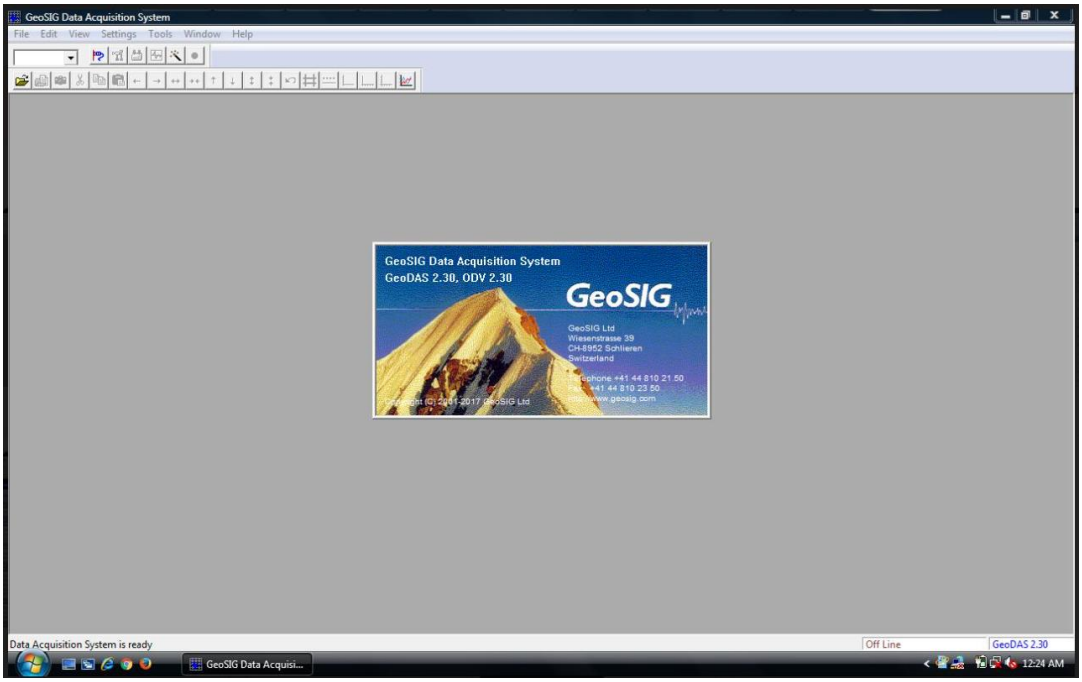
Figura 20- Antena GPS.

Fonte: Autores, 2022.

4.1.2 Configuração das estações para o ensaio

Como já citado, previamente ao ensaio, realiza-se a configuração das estações que serão usadas no ensaio dinâmico. Primeiramente, monta-se a estação completa como mostrado na Figura 15 e, faz-se a conexão do aquisitor de dados ao computador por meio de um cabo de rede, utilizando o software GEODAS (ver Figura 21 abaixo). No presente trabalho foram utilizadas três estações e deve-se fazer a configuração das estações uma por vez.

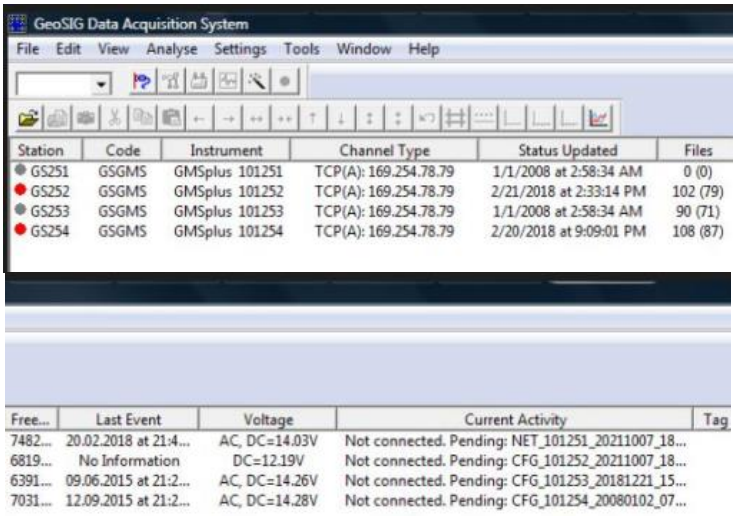
Figura 21- *Software* GEODAS.



Fonte: Autores, 2022.

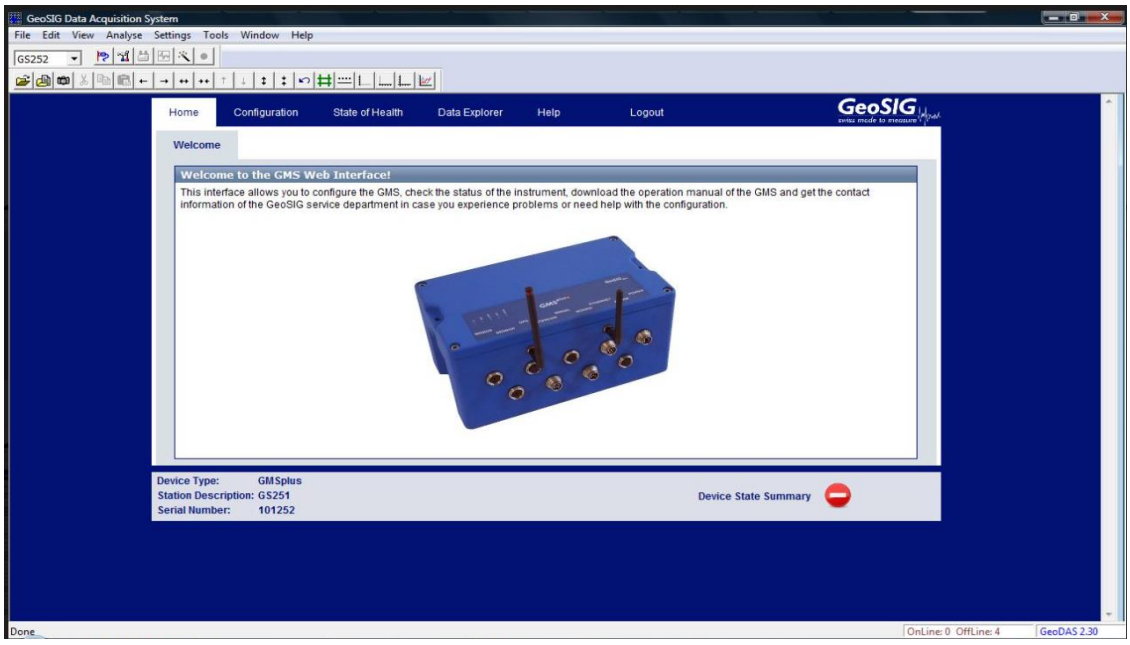
Após conectar o cabo de rede no aquisitor e abrir o programa, será possível visualizar as estações as quais já foram previamente instaladas no software e, então, pode ser feita a escolha da estação que irá ser configurada, como observado na Figura 22. Ao selecionar a estação a qual será configurada a tela é redimensionada para a tela inicial da estação como visto na Figura 23, nesta tela observa-se o tipo de dispositivo, a descrição do aquisitor, além do seu número de série na parte inferior da tela e as abas disponíveis para configuração logo acima da imagem do aquisitor. Ressalta-se que, o referido software além de ser utilizado na configuração do equipamento também é utilizado para a baixar os dados aquisitados ao final do ensaio.

Figura 22- Apresentação das estações configuradas.



Fonte: Autores, 2022.

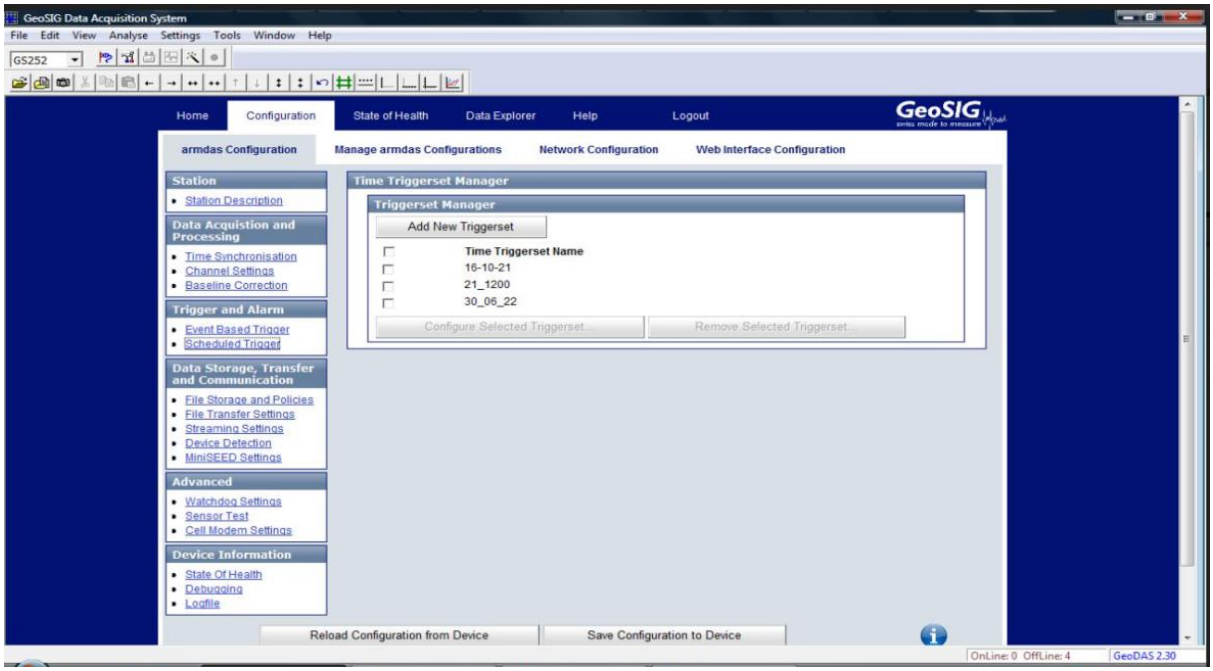
Figura 23- Pagina inicial da estação selecionada.



Fonte: Autores, 2022.

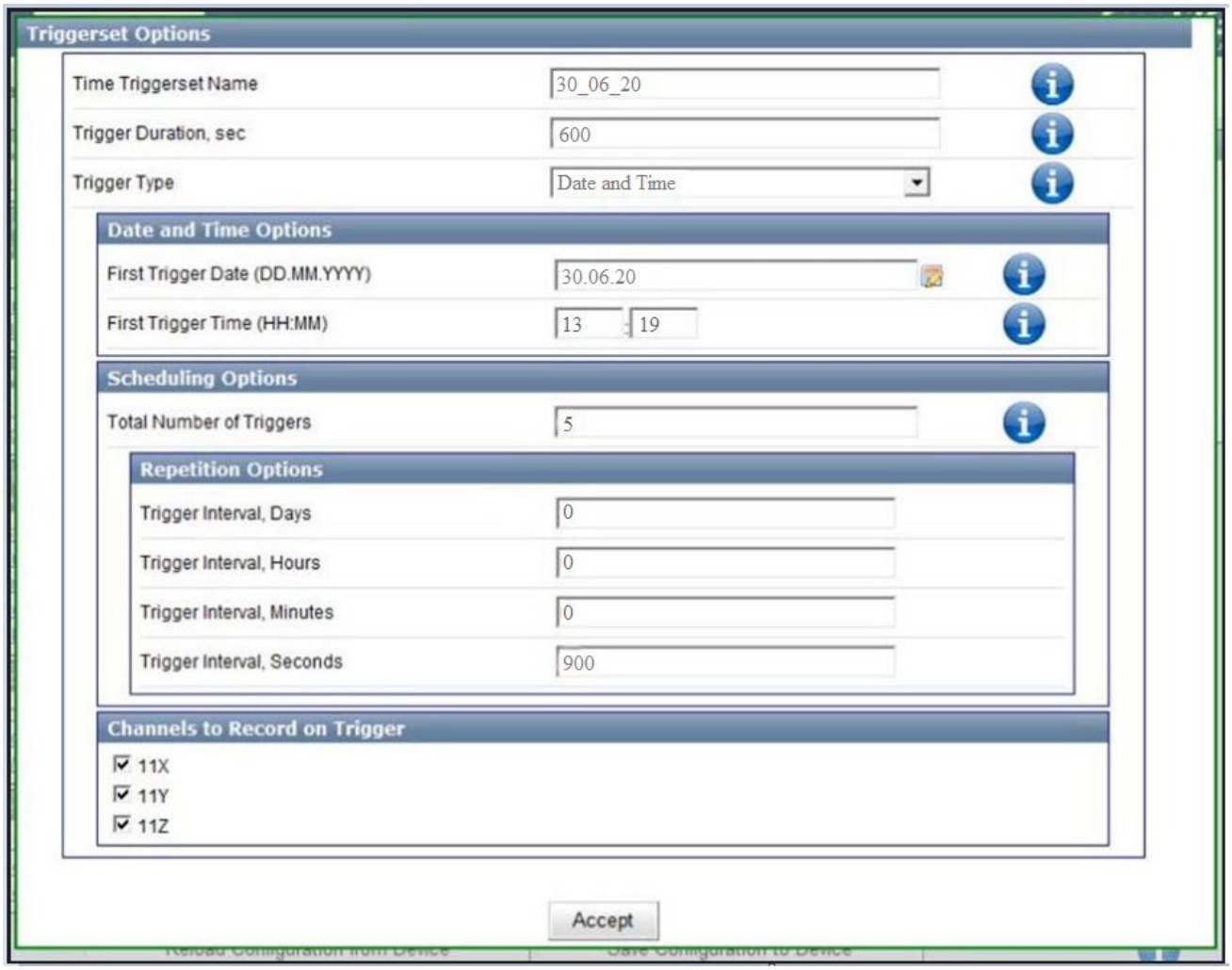
Na aba *configuration*, onde as principais configurações são realizadas, há alterações que podem variar conforme a necessidade do usuário e, para a realização do ensaio, deve-se ir em *Scheduled Trigger > Add New Triggerset*, localizada no subitem *Trigger and Alarm*, então se determina os eixos, data de realização, o horário do início do ensaio, a quantidade de medições e a duração de cada medição como observado nas Figuras 24 e 25.

Figura 24- Aba de configuração.



Fonte: Autores, 2022.

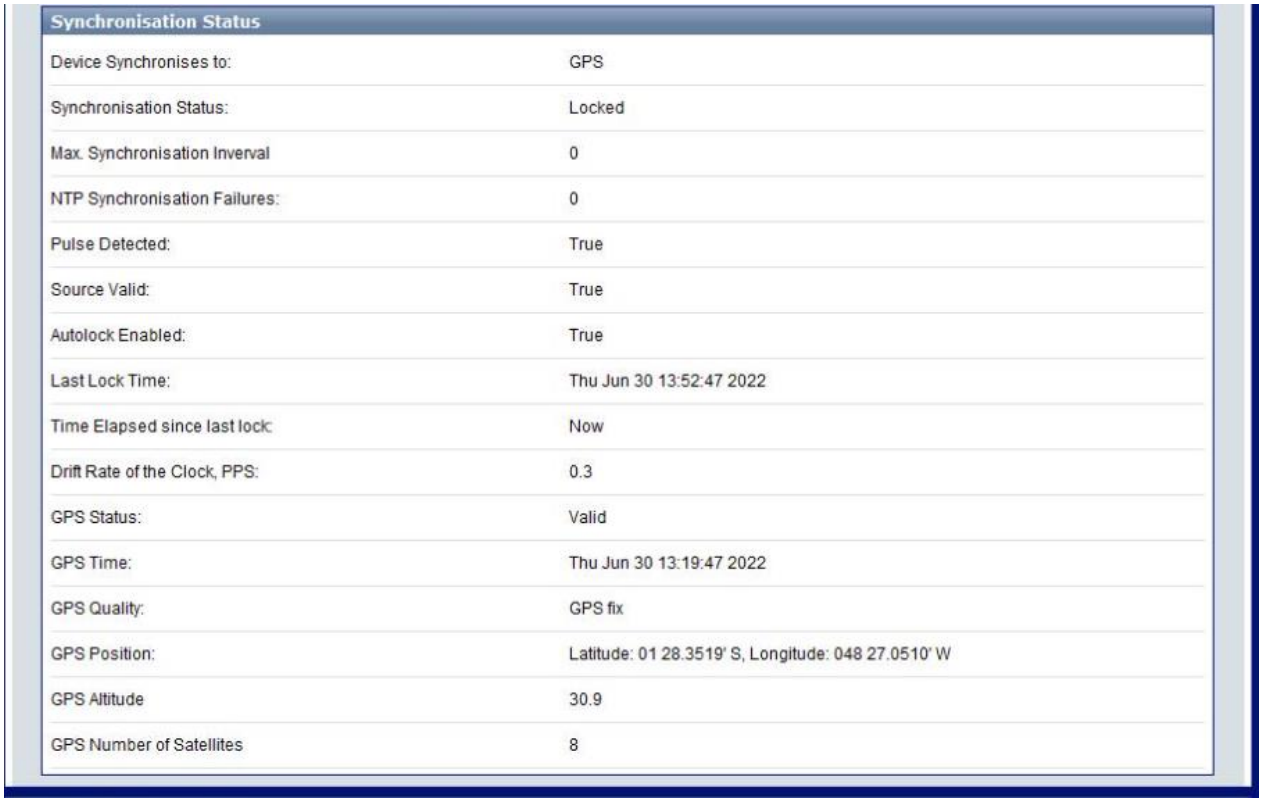
Figura 25: Dados editáveis para a configuração da estação.



Fonte: Autores, 2022.

O tempo de cada medição feita por cada estação é pré-determinado durante o planejamento do ensaio tal que haja tempo hábil para que se possa fazer o deslocamento das estações móveis de um ponto de medição ao outro nos intervalos entre uma medição e a próxima conforme dito anteriormente. Sendo assim, além do tempo de cada medição, acrescenta-se o tempo de deslocamento das estações móveis, e este tempo total entre o início de uma medição e o começo da próxima é o valor inserido no campo Trigger Interval (conforme se vê na Figura 25) na configuração das estações.

Figura 26- Dados de sincronização da estação.



Synchronisation Status	
Device Synchronises to:	GPS
Synchronisation Status:	Locked
Max. Synchronisation Inverval	0
NTP Synchronisation Failures:	0
Pulse Detected:	True
Source Valid:	True
Autolock Enabled:	True
Last Lock Time:	Thu Jun 30 13:52:47 2022
Time Elapsed since last lock:	Now
Drift Rate of the Clock, PPS:	0.3
GPS Status:	Valid
GPS Time:	Thu Jun 30 13:19:47 2022
GPS Quality:	GPS fix
GPS Position:	Latitude: 01 28.3519' S, Longitude: 048 27.0510' W
GPS Altitude	30.9
GPS Number of Satellites	8

Fonte: Autores, 2022.

Em *State of Health* > *Recording Status* pode ser observado informações quanto às últimas utilizações da estação, mas, mais importante ainda é a verificação, em *Synchronisation Status*" se as informações referentes ao GPS estão corretas conforme mostra a Figura 26. Tais dados são importantes para o ensaio, uma vez que servem, entre outras coisas, para a sincronização das estações que irão realizar o ensaio em conjunto.

Como já citado, quando a estação está conectada ao computador, é possível extrair os dados pós-ensaio. Na aba *Data Explorer* podem ser feitos os *downloads* desejados, para tanto basta selecionar o arquivo escolhido e baixa-lo para o computador. Daí então já podem ser analisados os dados da instrumentação e, gerar o modelo experimental por meio do programa comercial para análise modal ARTeMIS Modal® como será explicado em detalhes no próximo capítulo (Modelo experimental).

4.1.3 Operação das estações

No aquisitor de dados é conectado o acelerômetro, que no instante da monitoração, deve está nivelado em relação ao solo. Tal nivelamento é realizado com o auxílio de um indicador

de nível do próprio equipamento. Quanto a antena do GPS, a mesma deve estar posicionada em um local aberto de forma que a capitação do sinal seja a melhor possível. Após a conexão dos componentes das estações de medição e de serem tomados os cuidados descritos acima, pode-se proceder ao ligamento do aquisitor de dados e a estação está pronta para a realização do ensaio na hora e data que foi configurada.

As três estações usadas são configuradas da mesma forma e, destaca-se que, elas não precisam estar conectadas a uma fonte de energia durante a realização do ensaio pois as mesmas dispõem de baterias internas que lhes concedem autonomia, para isso faz-se necessário que a bateria do aquisitor de dados das três estações esteja carregada.

A monitoração dinâmica, como já citado, foi realizada por meio da instalação de acelerômetros piezo-resistivos de alta precisão da marca GeoSig, no tabuleiro da ponte, para acompanhamento de suas vibrações e consequente determinação de seus parâmetros dinâmicos (frequências naturais, modos de vibração e taxas de amortecimento).

Abaixo, observam-se nas imagens, Figura 27 à Figura 29, as estações no passeio da ponte durante a execução do ensaio de prova de carga dinâmica da ponte em estudo.

Figura 27- Registro de uma das estações durante o teste dinâmico.

Fonte: NICAE, 2020.

Figura 28- Registro das três estações durante o teste dinâmico.

Fonte: NICAE, 2020.

Figura 29- Registro de uma das estações na posição P2.

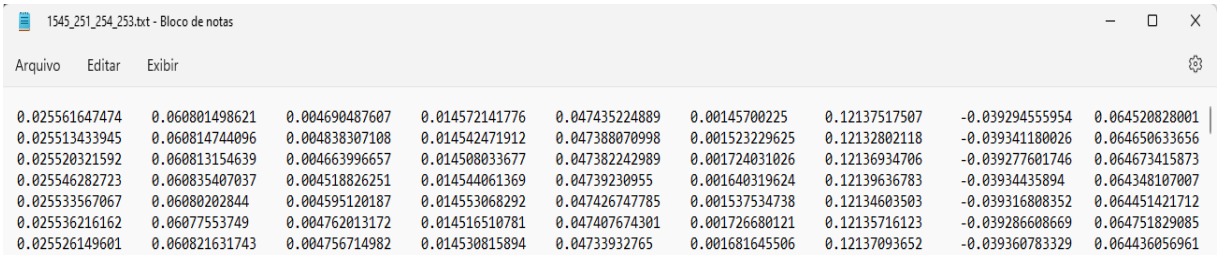
Fonte- NICAE, 2020.

Quanto aos resultados da prova de carga dinâmica, foram obtidas como respostas da análise modal operacional dos dados do ensaio: as frequências naturais, as taxas de amortecimentos e os modos de vibração da ponte. Além disso foi realizada uma avaliação da integridade estrutural da ponte com o uso do índice de vibração. Os resultados experimentais foram utilizados, também, para confrontar as previsões teórico-computacionais de modo a validar os resultados.

5 MODELO EXPERIMENTAL

Para a análise dos dados da instrumentação e geração do modelo experimental por meio do programa comercial para análise modal ARTeMIS Modal®, foi necessário converter os arquivos gerados pelo *software* GeoDAS para o formato de arquivo de texto, com extensão ".txt". Então, com o auxílio do programa EXCEL, o arquivo de dados foi tratado de forma a compatibilizar os dados de aceleração obtidos no ensaio organizando as informações necessárias, onde excluímos todos os valores que não equalizam com os valores obtidos pelos dispositivos de medição em cada uma das posições em que foram localizados e compatibilizamos todos os dados para que sejam utilizados as mesmas informações a partir do mesmo período de tempo em que iniciou e terminou o ensaio. Com isso, são gerados cinco documentos, sendo um para cada medição realizada, com nove colunas (três para cada estação de medição), representando cada um dos três canais das três estações de medição utilizados nos ensaios (canais 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 e 9) nas diferentes posições ao decorrer do tempo, conforme ilustra a Figura 30.

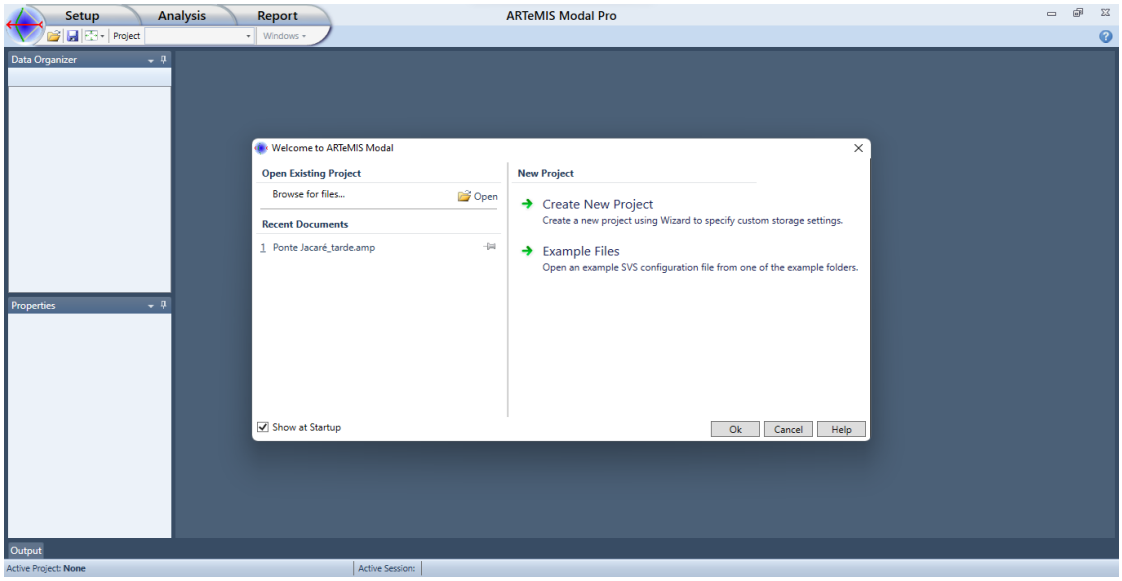
Figura 30- Trecho do arquivo .txt gerado pelo Ensaio 1.



Fonte: Autores, 2022.

Com os dados experimentais organizados no arquivo extraído com extensão ".txt", pode-se então realizar o tratamento de dados por meio do programa comercial *ARTeMIS Modal*®. A Figura 31 a seguir ilustra a tela de início do Programa.

Figura 31- Interface do programa ARTeMIS Modal.



Fonte: Autores, 2022.

O primeiro passo para confecção do modelo experimental no programa é a elaboração da sua geometria simplificada. Isso pode ser realizado por meio da importação das coordenadas x, y e z de cada nó da estrutura previamente inseridas em um arquivo em EXCEL, conforme ilustra a Figura 32, com o objetivo de gerar a interface gráfica, onde serão exibidos os modos de vibração.

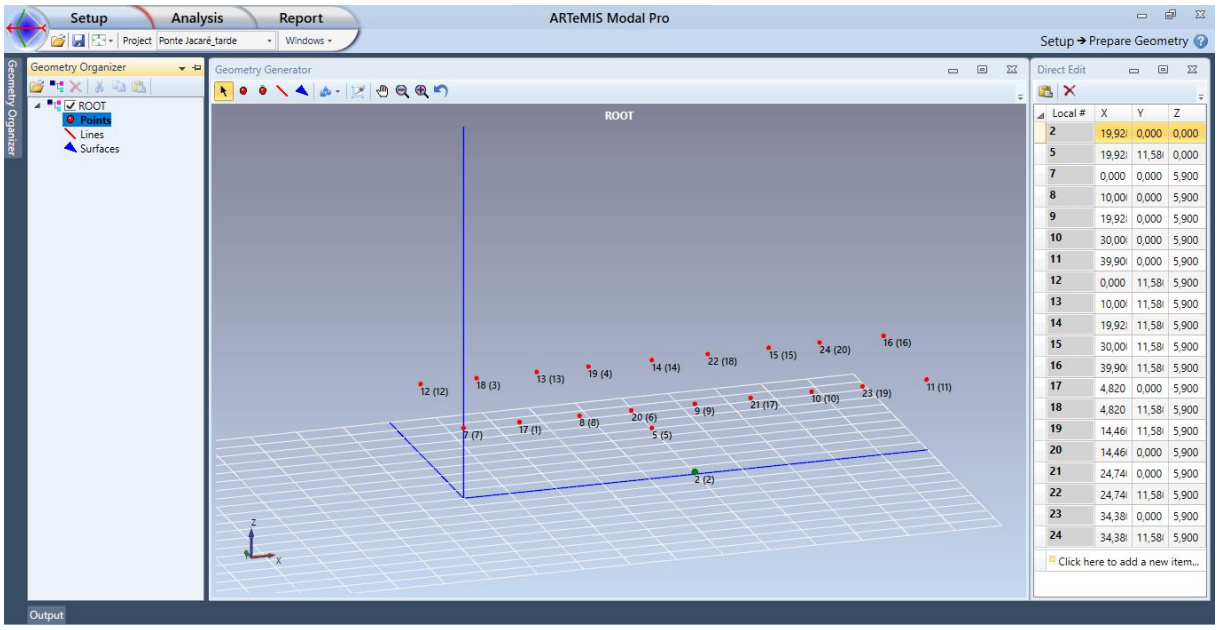
Figura 32: Coordenadas dos nós da estrutura.

	X	Y	Z
1	0	0	2
2	19,928	0	0
3	39,9	0	2
4	0	11,58	2
5	19,928	11,58	0
6	39,9	11,58	2
7	0	0	5,9
8	10	0	5,9
9	19,928	0	5,9
10	30	0	5,9
11	39,9	0	5,9
12	0	11,58	5,9
13	10	11,58	5,9
14	19,928	11,58	5,9
15	30	11,58	5,9
16	39,9	11,58	5,9

Fonte: Autores, 2022.

No *ARTeMIS*, seguiu-se o seguinte caminho: *Setup* > *Prepare Geometry* > *Points*. Assim, as coordenadas do arquivo em Excel (Figura 32), previamente copiadas, com o comando *Paste from Excel* são inseridas no ARTeMIS e, os pontos são posicionados (Figura 33).

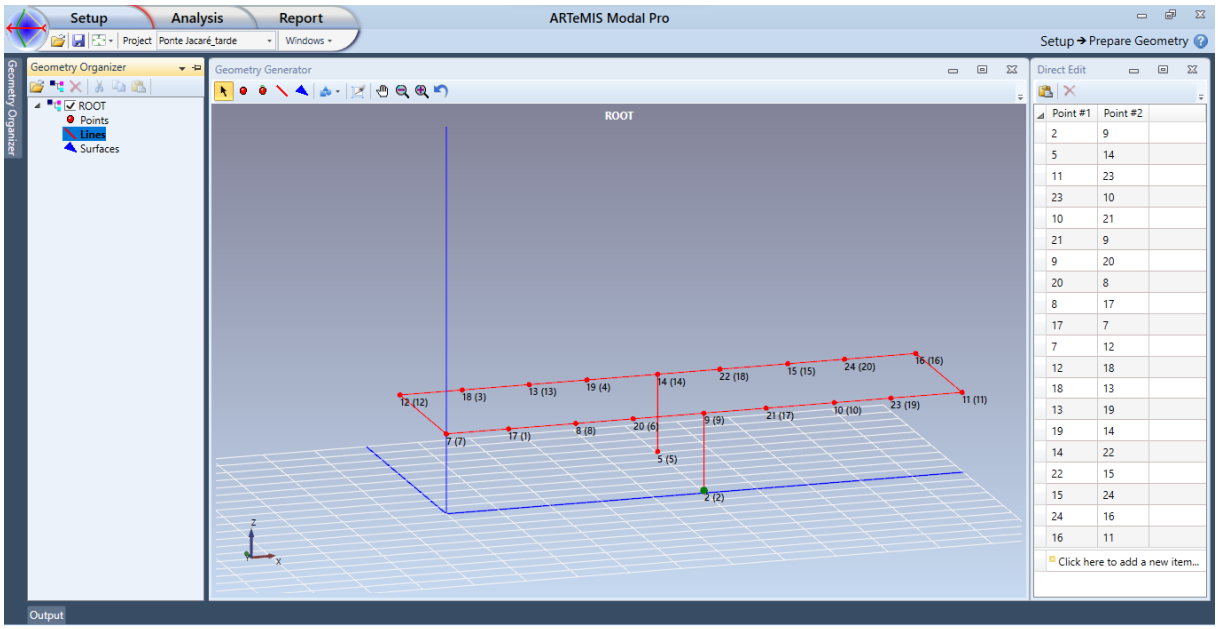
Figura 33- Arquivo de coordenadas do Excel inserido no ARTeMIS pelo comando Points.



Fonte: Autores, 2022.

Com o comando *Lines*, foram desenhadas as linhas conectando os pontos, de forma a criar o modelo da ponte no programa (Figura 34).

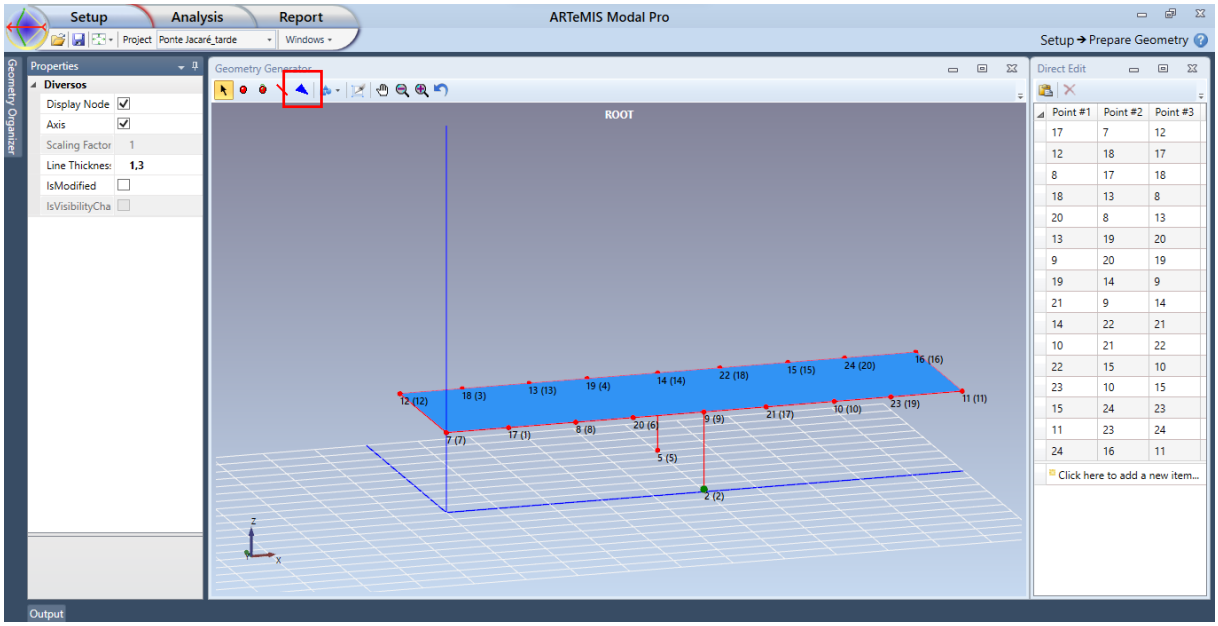
Figura 34- Desenho do contorno da ponte no ARTeMIS feito com o comando Lines.



Fonte: Autores, 2022.

Com o comando *Surface*, foi criada a superfície que representa o tabuleiro da ponte (Figura 35).

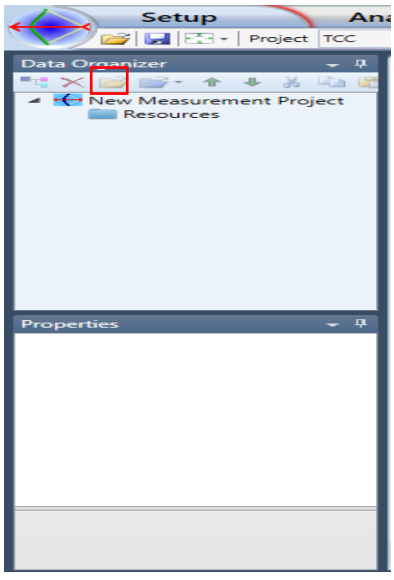
Figura 35- Geometria da ponte com a superfície do tabuleiro gerada com o comando Surfaces no ARTeMIS.



Fonte: Autores, 2022.

Em seguida, no menu *Setup* > *Manage Measurements* > *New Measurements Project*, fez-se uso do comando "import" localizado na aba *Data Organizer* (Figura 36) com o qual os arquivos de texto de extensão "*.txt*" contendo os dados do ensaio foram importados. Desta forma as series temporais de aceleração dos pontos medidas no ensaio podem ser atribuídas aos pontos do modelo no ARTeMIS.

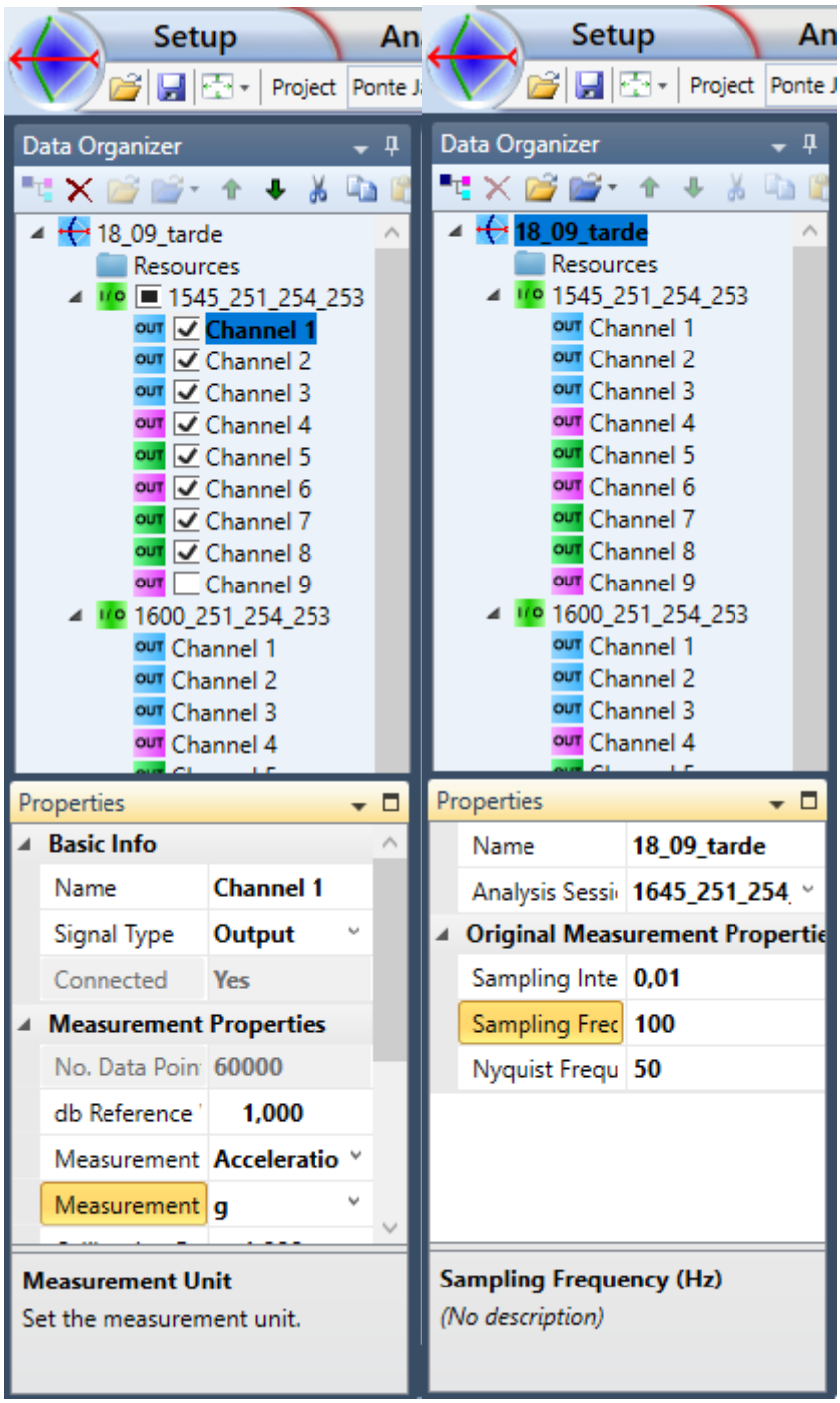
Figura 36- Importação dos dados.



Fonte: Autores, 2022.

Em *Measurement Units*, foram configuradas as unidades dos dados de aceleração medidos para “g” e em *Sampling Frequency* a frequência de obtenção dos dados foi configurada para 100 Hz (frequência de aquisição adotada durante os ensaios de carga dinâmica) (Figura 37).

Figura 37- Configuração da unidade(a) e frequência(b) dos dados.

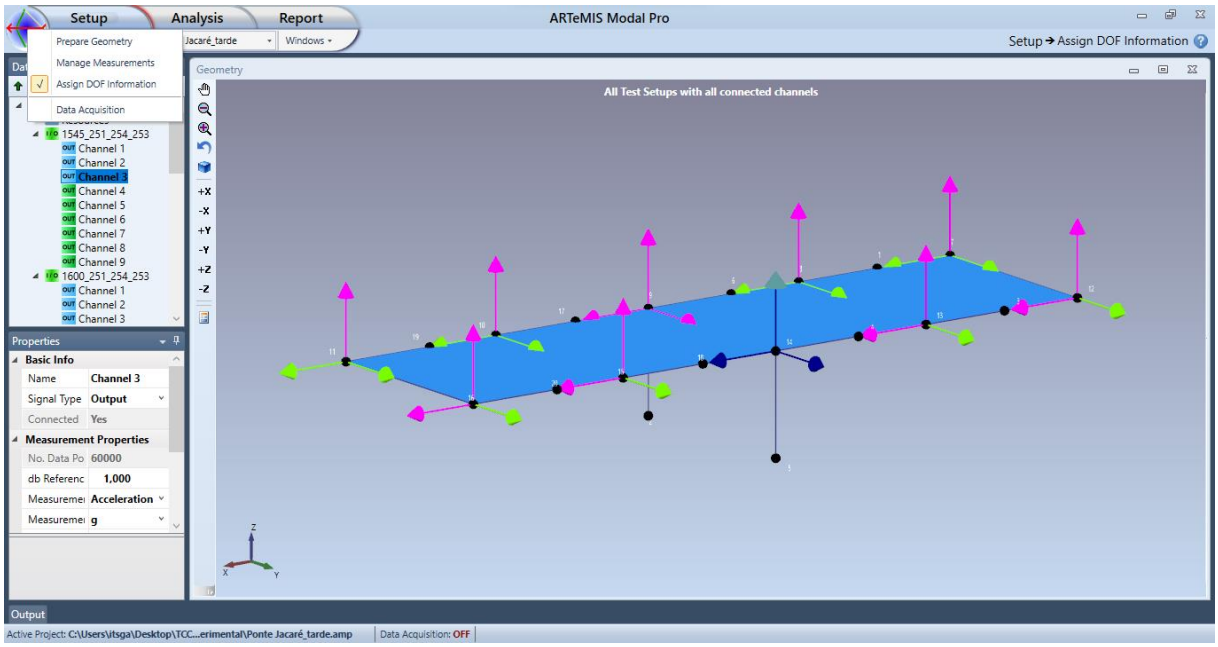


Fonte: Autores, 2022.

Logo após a configuração das unidades e frequência de aquisição, associaram-se os dados importados com seus respectivos nós na estrutura do modelo e com suas respectivas direções

de medição de aceleração no ensaio (as direções x, y e z em cada nó correspondem aos graus de liberdade do nó). Para isso, foi utilizado os comandos *Setup > Assign DOF Information*, por meio do qual cada canal é arrastado para seus respectivos nós posicionados de acordo com a sua direção de medição na estrutura (Figura 38).

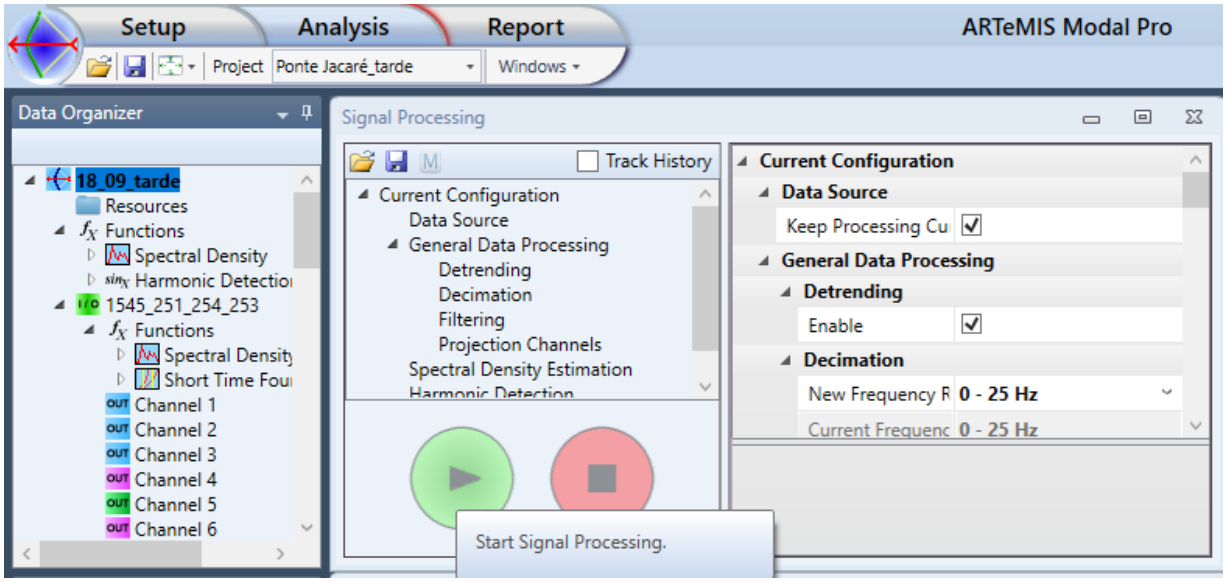
Figura 38- Posição dos canais.



Fonte: Autores, 2022.

A próxima ação diz respeito ao processamento dos sinais, isto é, a análise de sinal dos dados obtidos, realizada por meio da execução do comando *Start Signal Processing* que se encontra em *Analysis > Prepare Data > Signal Processing*, identificado pelo símbolo de cor verde (Figura 39).

Figura 39- Processamento de sinal.



Fonte: Autores, 2022.

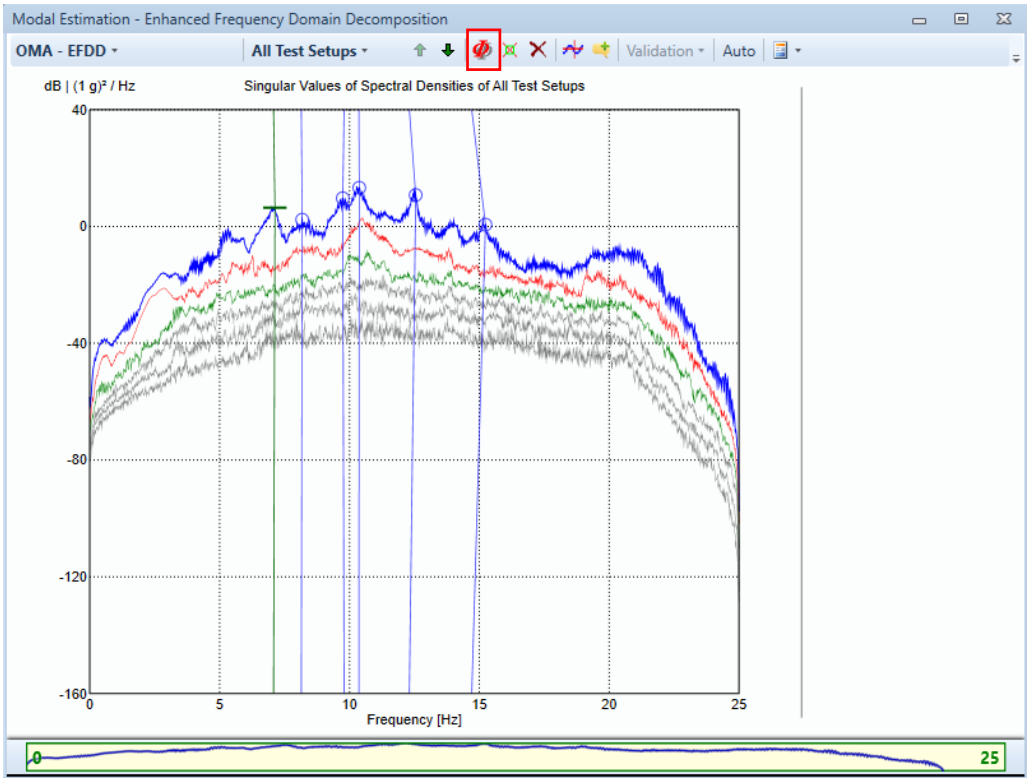
Após terminado o processamento, a partir do comando *Analyses* > *Estimation* > *Modal Estimation* > *Operational Modal Analyses*, podem ser analisados os dados gerados pelos acelerômetros e extraídos os parâmetros modais da estrutura utilizada. O programa ARTeMIS dispões de vários métodos de análise modal operacional. Conforme já mencionado, neste trabalho optou-se pelo uso do método melhorado de Decomposição no Domínio de Frequência (EFDD, na sigla em inglês) e do método de Identificação Estocástica em Subespaços (SSI, na sigla em inglês), para a determinação dos parâmetros modais da ponte, isto é, suas frequências naturais, taxas de amortecimento e modos de vibração, indicados pelos pontos de maiores amplitudes de movimento do modelo, conforme ilustrado na Figura 40 a seguir:

Figura 40- Método EFDD.

Fonte: Autores, 2022.

A partir do conhecimento das frequências naturais obtidas com auxílio da análise modal computacional e por meio da análise dos picos no espectro da frequência obtida por meio do método EFDD, foram selecionados os pontos de pico do gráfico (*Peak Picking*) mais próximos aos valores das frequências naturais do modelo numérico, de forma a se encontrar os modos de vibração natural da estrutura observados pelo ensaio de carga dinâmica. Esses modos de vibração foram adicionados por meio do comando *Add New Modes* (Figura 41).

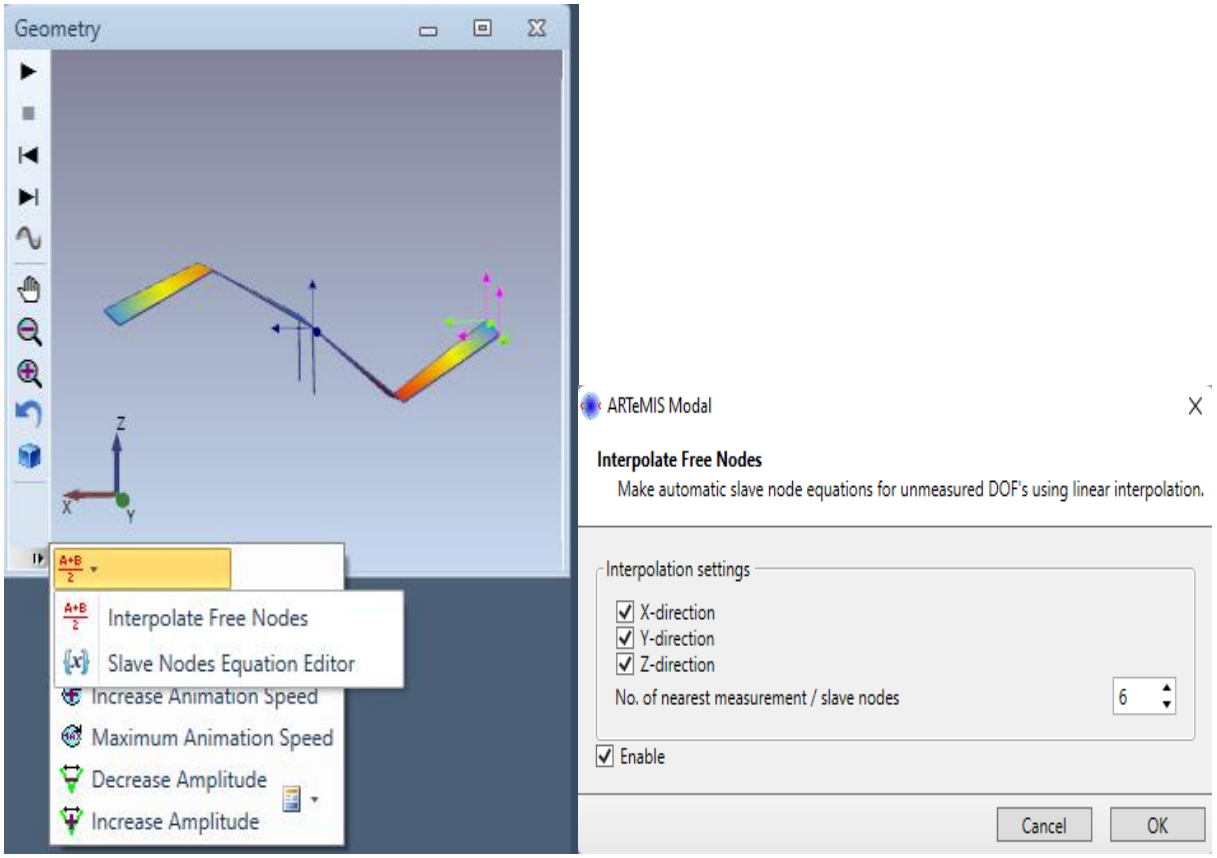
Figura 41- Modos de vibração no ARTeMIS.



Fonte: Autores, 2022.

Após isso, é necessário ajustar a visualização dos modos de vibração resultantes da análise. Isso é feito acessando *Analysis* > *Estimation* > *Geometry* > *Interpolate Free Nodes*, onde se pode ajustar o grau do polinômio da equação de interpolação de deslocamentos entre os nós da estrutura. Como a estrutura analisada é tridimensional, deve-se ajustar a interpolação nas três direções, “X”, “Y” e “Z”. Sendo o ajuste dependente do grau do polinômio escolhido. Para o modelo da ponte em estudo escolheu-se para a interpolação um polinômio de grau 6, conforme ilustra a Figura 42.

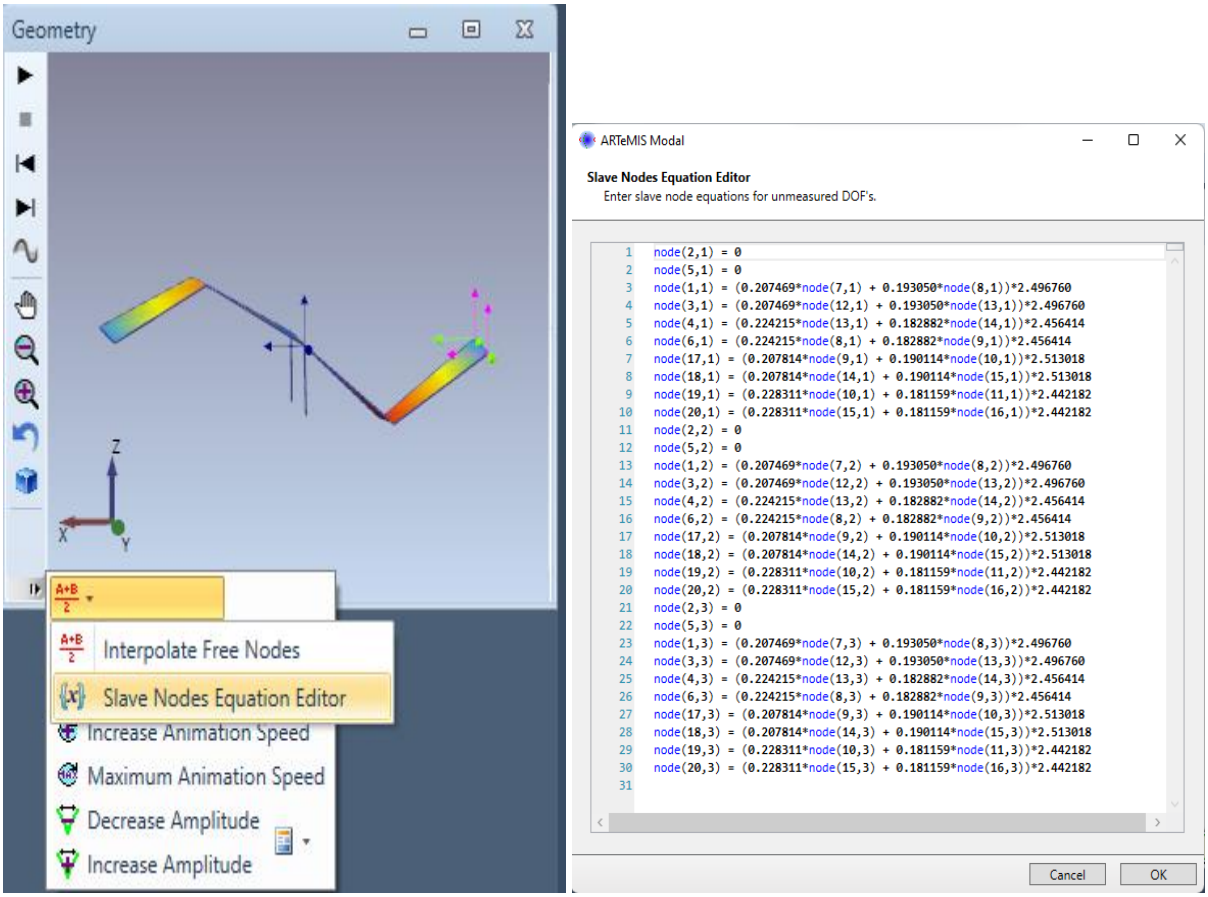
Figura 42- Interpolação dos nós livres.



Fonte: Autores, 2022.

O passo seguinte foi a definição dos nós de vínculo da ponte, tal que o valor de deslocamento e a rotação nos nós seja igual a 0, pois isso informa ao programa a restrição deles ao movimento. Para isso, seguiu-se o caminho *Analysis* > *Estimation* > *Geometry* > *Slave Nodes Equation Editor* (Figura 43).

Figura 43- Equação dos nós editada.



Fonte: Autores, 2022.

Os parâmetros modais obtidos na análise modal operacional são apresentados no item 3: Resultados.

6 RESULTADOS

Neste item são apresentados os resultados de frequências naturais, taxas de amortecimento, modos de vibração, e, por último, uma avaliação da integridade estrutural da ponte por meio da utilização do índice de vibração recomendado pela NBR 15307/2006. Ademais, com intuito de melhorar a acurácia das previsões numéricas obtidas na análise computacional faz-se uso dos resultados experimentais para a calibração do modelo numérico tornando os resultados mais assertivos.

6.1 RESULTADOS DO MODELO NUMÉRICO

Realizada a análise do modelo numérico por meio do *software* de elementos finitos SAP2000, foram obtidos as frequências e os modos naturais de vibração da ponte, tal como apresentado na Tabela 2 a seguir. Nela observam-se os valores obtidos das frequências naturais juntamente com uma descrição de suas respectivas formas modais.

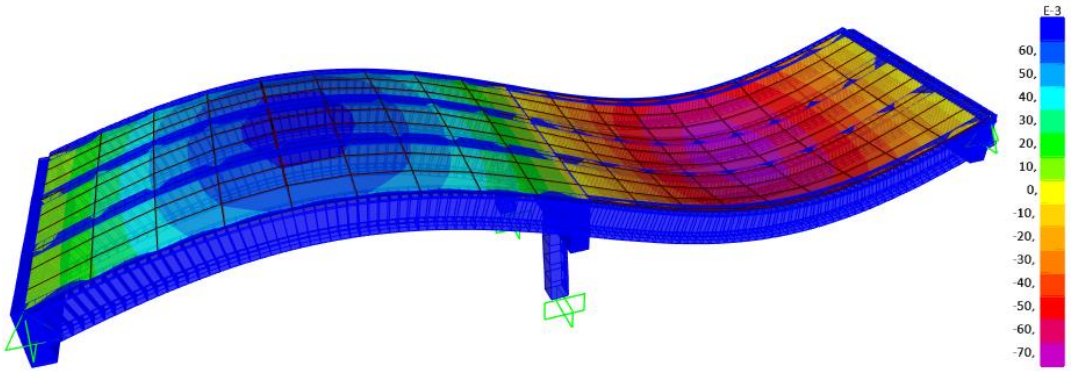
Tabela 2- Formas modais do modelo numérico e suas frequências naturais obtidas.

Modo de vibração	Frequência Natural (Hz)	Forma modal
1	6,66	Flexão longitudinal alternada dos vãos
2	9,06	Torção
3	9,44	Flexão longitudinal dos vãos em paralelo
4	10,75	Flexão longitudinal com torção, ambas em paralelo
5	12,71	Flexão longitudinal alternada em vãos com flexão transversal alternada
6	13,61	Flexão longitudinal com torção, ambas em paralelo

Fonte: Autores, 2022.

A seguir, têm-se as imagens dos resultados dos modos naturais nas Figuras de 44 a 49 em ordem crescente.

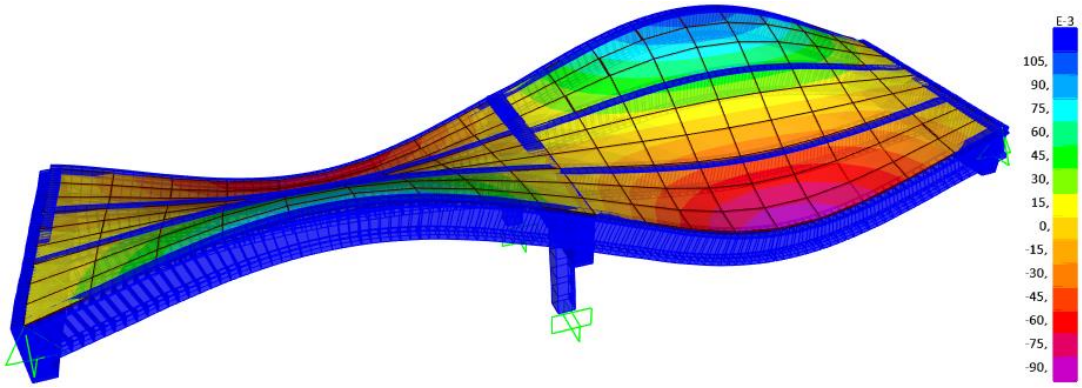
Figura 44- Modo de vibração 1 com frequência de 6,66 Hz e período de 0,15 segundos.



Fonte: Autores, 2022.

Este seria o primeiro modo de vibração previsto pelo modelo numérico, no qual pode ser notada a ocorrência de flexão longitudinal alternada entre os vãos. Foi verificado que esse modo de vibração tem fundamental importância para a estrutura, uma vez que é responsável por grande parcela do comportamento da estrutura frente as solicitações de uso normal da mesma. Este o primeiro modo de vibração condiz com o aguardado para a ponte.

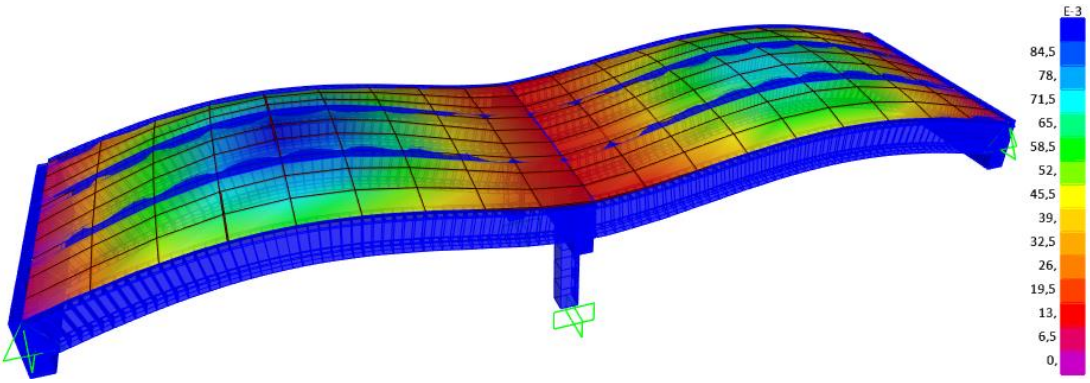
Figura 45- Modo de vibração 2 com frequência de 9,06 Hz e período de 0,11 segundos.



Fonte: Autores, 2022.

Para o segundo modo de vibração, há a ocorrência de torção com uma frequência de 9,06 Hz. Esta torção é condizente com a uma excitação de duas cargas móveis que ocorre em sentidos opostos nas vias de mãos opostas da ponte, cujo efeito aguardado é a existência de uma rotação no sentido transversal da estrutura de forma alternada no sentido longitudinal.

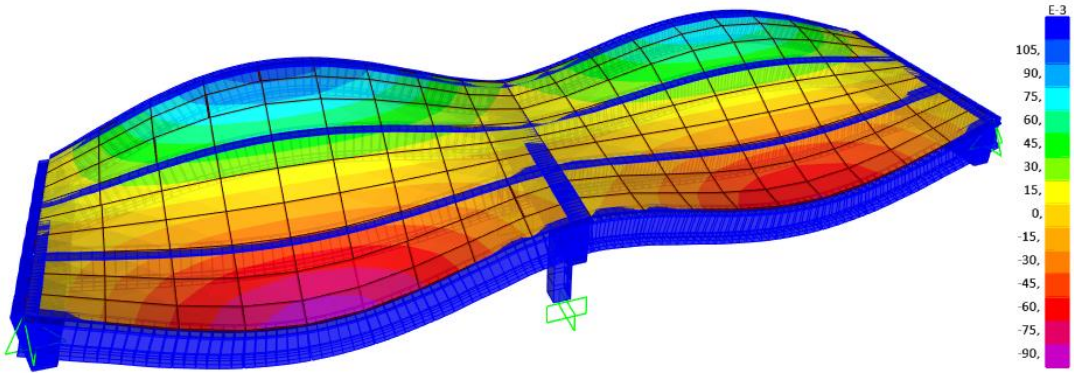
Figura 46- Modo de vibração 3 com frequência de 9,44 Hz e período de 0,10 segundos.



Fonte: Autores, 2022.

O terceiro modo de vibração possui uma frequência de 9,44 Hz. O efeito encontrado pelo modelo numérico foi a ocorrência de flexão longitudinal dos vãos de forma paralela. Para a ocorrência desse modo de vibração, por cargas móveis se deslocando no sentido longitudinal da estrutura, seria necessário a excitação de forma simultânea da ponte com carregamentos móveis se deslocando longitudinalmente no eixo central da ponte em sentidos opostos em ambos os vãos, sem que estes veículos, de alguma forma, se choquem.

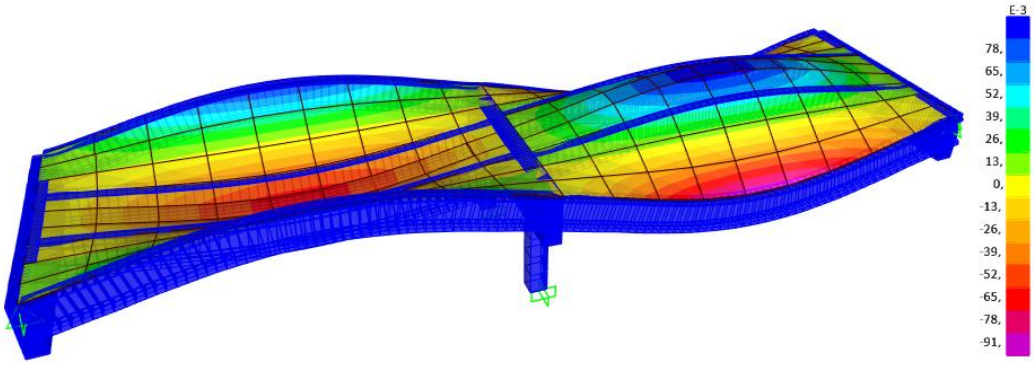
Figura 47- Modo de vibração 4 com frequência de 10,75 Hz e período de 0,09 segundos.



Fonte: Autores, 2022.

No quarto modo de vibração é previsto a existência de uma flexão longitudinal em paralelo às longarinas associadas a torção com frequência natural de 10,75 Hz. Para este efeito acontecer, utilizou-se o mesmo conceito citado na flexão em paralelo, o que significa que ocorreria uma excitação unilateral simultânea em ambos os vãos. Logo, os veículos que trafegam nessa estrutura deveriam utilizar, teoricamente, a mesma faixa em sentidos opostos, sem que haja colisão entre eles para que o modo de vibração aconteça.

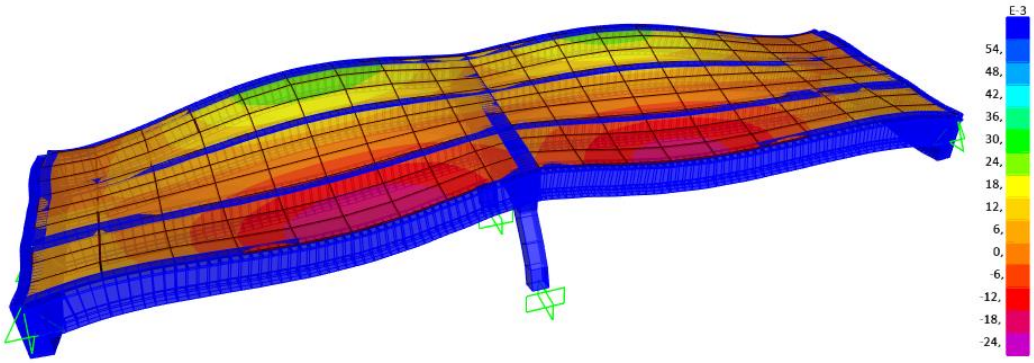
Figura 48- Modo de vibração 5 com frequência de 12,71 Hz e período de 0,07 segundos.



Fonte: Autores, 2022.

No quinto modo de vibração há a ocorrência de uma flexão longitudinal alternada entre vãos com flexão transversal, também alternada com frequência de 12,71 Hz. Este modo de vibração acontece com a existência de carregamentos nas extremidades e no centro em sentidos opostos que, levaria a estrutura a vibrar de maneira alternada.

Figura 49- Modo de vibração 6 com frequência de 13,61 Hz e período de 0,07 segundos.



Fonte: Autores, 2022.

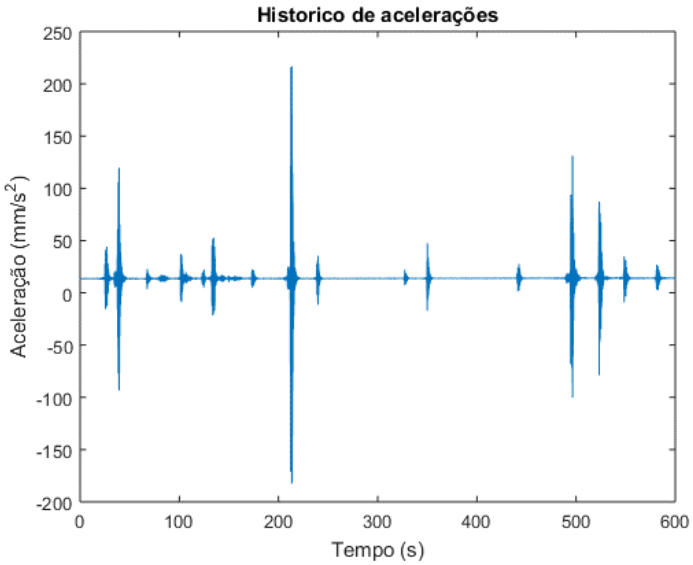
Com frequência de 13,61 Hz, o modo de flexão longitudinal com torção de acordo com a descrição semelhante ao do quarto modo de vibração os torna iguais com diferentes escalas de frequência.

6.2 RESULTADOS DA ANÁLISE MODAL OPERACIONAL (TESTE DE PROVA DE CARGA)

A análise dos dados de vibração, obtidos experimentalmente através da prova de carga dinâmica, para a determinação dos parâmetros modais da ponte (frequências naturais, taxas de amortecimento e modos de vibração), foi realizada empregando-se o programa ARTEMIS MODAL, utilizando o método Melhorado de Decomposição no Domínio da Frequência

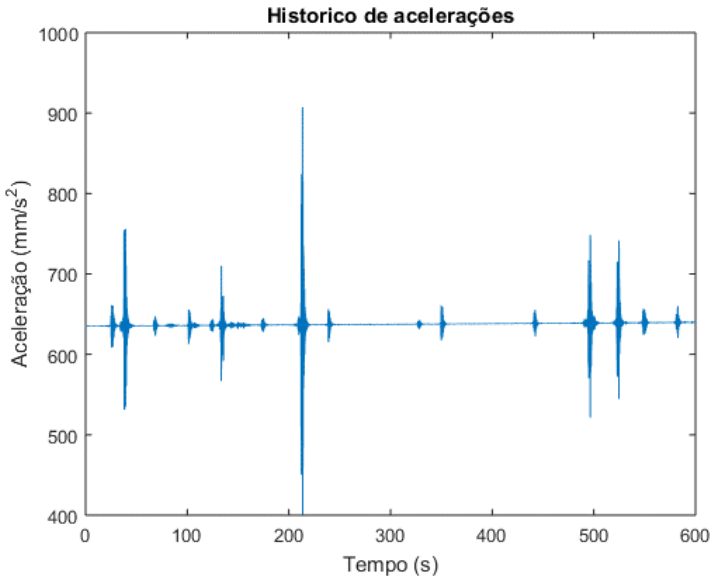
(Enhanced Frequency Domain Decomposition - EFDD) e o método de Identificação Estocástica em Subespaços (*Stochastic Subspace Identification* - SSI), conforme dito anteriormente. As Figuras 50, 51, 52 e 53 apresentam, para efeito de ilustração, as séries temporais de acelerações medidas no eixo z dos pontos 2 e 4, identificados como pontos de maiores amplitudes de movimento na ponte. Ressalta-se que, em todos os pontos monitorados durante o ensaio, mediram-se as acelerações nas três direções.

Figura 50- Série temporal registrada no eixo Z do ponto 2a.



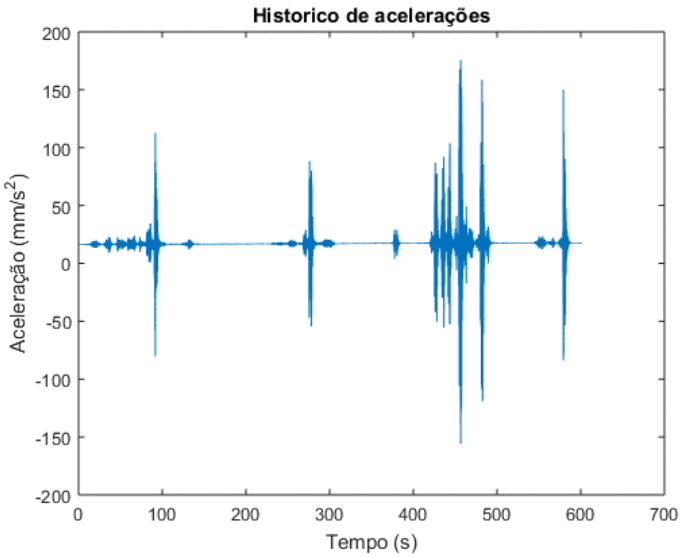
Fonte: NICAE, 2022.

Figura 51- Série temporal registrada no eixo Z do ponto 2b.



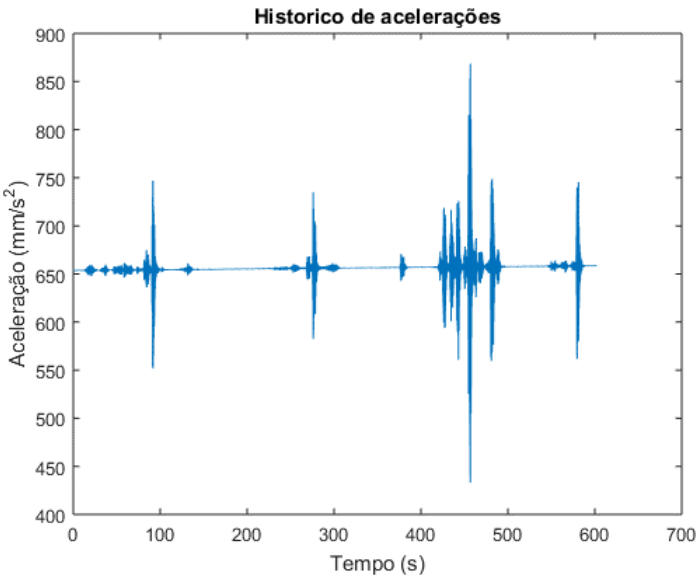
Fonte: NICAE, 2022.

Figura 52- Série temporal registrada no eixo Z do ponto 4a.



Fonte: NICAE, 2022.

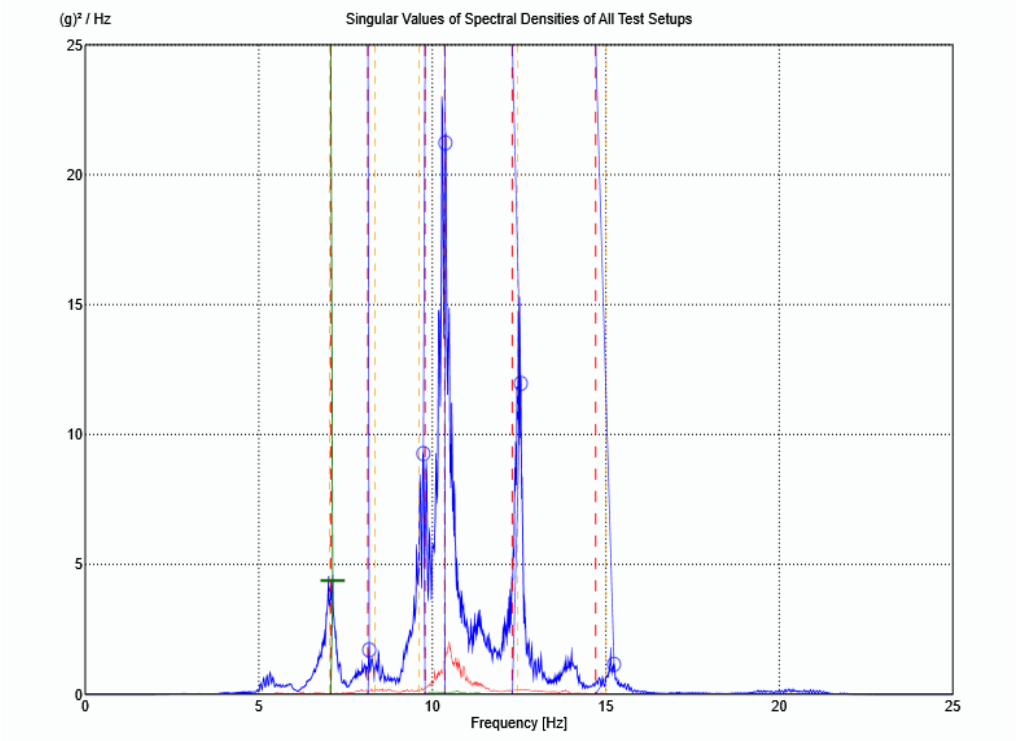
Figura 53- Série temporal registrada no eixo Z do ponto 4b.



Fonte: NICAE, 2022.

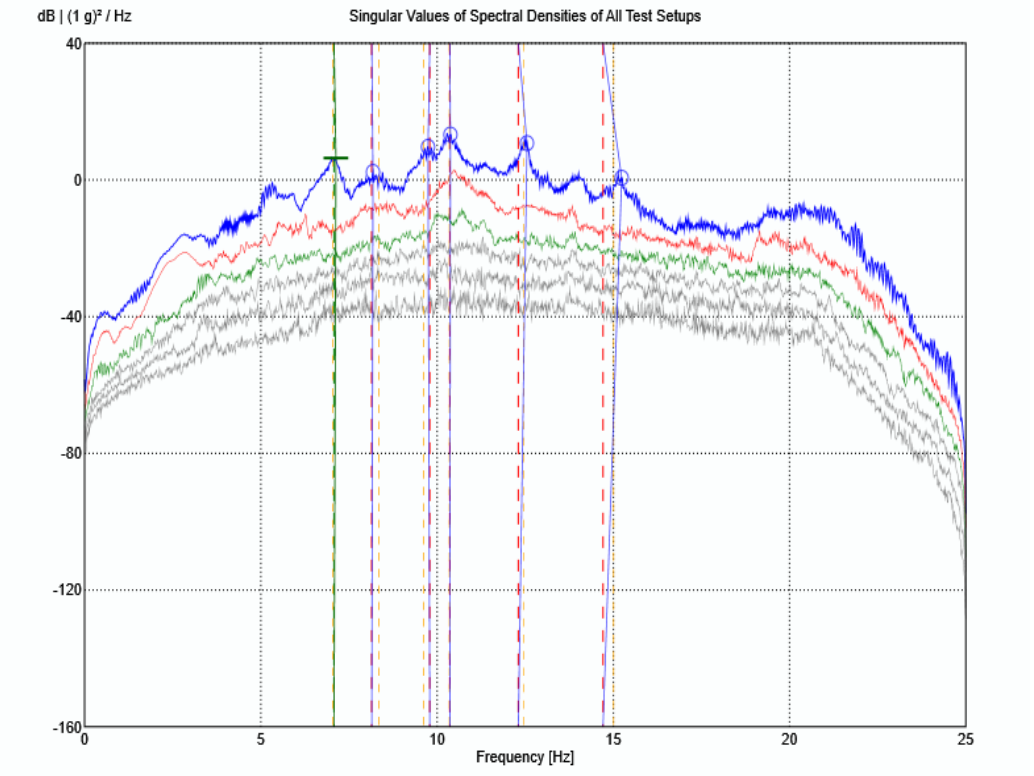
Por meio do método EFDD, os dados de aceleração foram convertidos ao domínio da frequência a partir da aplicação do algoritmo da transformada rápida de Fourier, dentro do próprio *software*. A seguir, é mostrado o espectro de frequência obtido, em escala linear (Figura 54) e logarítmica (Figura 55) sobre a influência de cada frequência.

Figura 54- Densidade espectral média para todos os pontos de medição em escala linear.



Fonte: Autores, 2022.

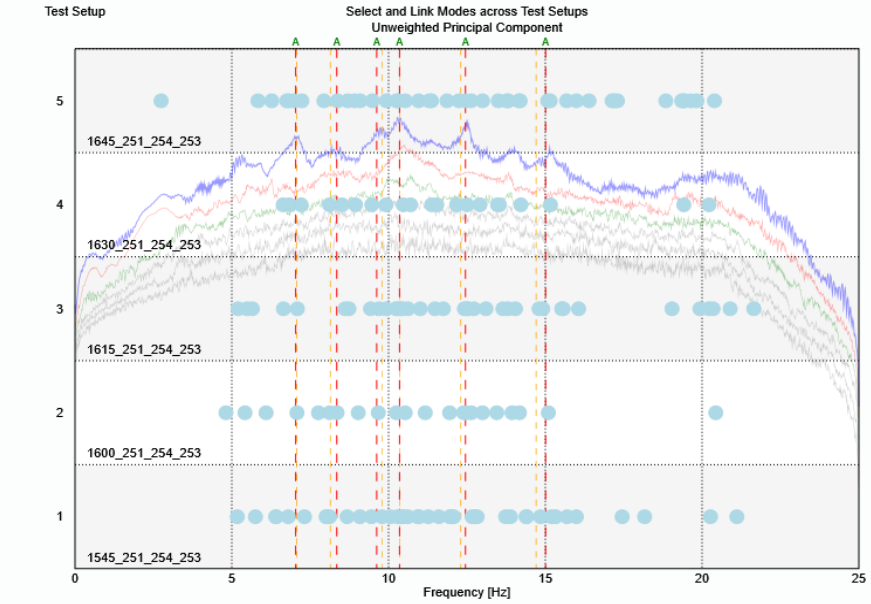
Figura 55- Densidade espectral média para todos os pontos de medição em escala logarítmica.



Fonte: Autores, 2022.

Por meio do método de identificação estocástica em subespaços (SSI), foi realizada a identificação dos parâmetros modais, com o objetivo de comparação entre os métodos e a validação dos resultados obtidos com o método melhorado de decomposição no domínio da frequência (EFDD). Através do método SSI, a identificação dos parâmetros modais é feita de forma automática por meio de um diagrama de estabilizações de polos, mostrado na Figura 56 a seguir. Ressalta-se que, no método SSI, a identificação das frequências naturais foi feita de maneira automática, enquanto que no método EFDD a identificação das frequências naturais foi realizada pelos picos de energia apresentados nos espectros de frequência, conforme dito anteriormente e ilustrado nas Figuras anteriores 54 e 55.

Figura 56- Diagrama de estabilização de modos identificados através do método SSI.



Fonte: Autores, 2022.

Note a total concordância entre as frequências naturais obtidas de forma automática pelo método SSI e as frequências naturais obtidas de forma visual, por meio da seleção dos pontos de pico (*Peak Picking*) no espectro de frequência do método EFDD. Tal concordância confirma o acerto na escolha das frequências naturais obtidas pelo método EFDD.

Com a aplicação do passo a passo apresentado no Item 5, foram obtidos os parâmetros modais da ponte, conforme apresentados na Tabela 3 abaixo:

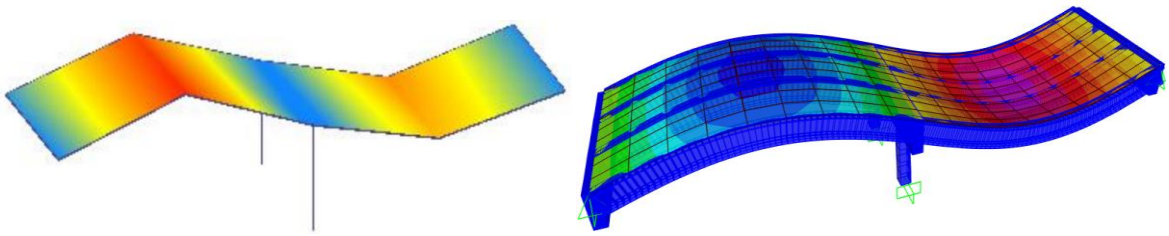
Tabela 3- Parâmetros modais encontrados a partir da análise operacional modal.

Modo de vibração	Frequência Natural (Hz)	Taxa de amortecimento (%)	Forma modal
1	7,07	1,79	Flexão longitudinal alternada
2	8,14	0,66	Torção
3	9,79	1,15	Flexão longitudinal dos vãos em paralelo
4	10,36	0,64	Flexão longitudinal alternada com provável flexão transversal alternada
5	12,30	0,76	Flexão longitudinal em paralelo com provável flexão transversal em paralelo
6	14,70	0,69	Flexão longitudinal em paralelo com torção em paralelo

Fonte: Autores, 2022.

Além das frequências e taxas de amortecimento apresentadas na tabela acima, a partir do *software* ARTEMIS MODAL, foi possível identificar as formas modais dos seis primeiros modos de vibração, tanto pelo método SSI, quanto pelo método EFDD, apresentados nas Figuras de 57 a 62, juntamente com os modos obtidos pelo modelo numérico para efeitos de comparação entre os modelos.

Figura 57: (a) Primeiro modo de vibração modelo experimental com frequência de 7,075 Hz e (b) Primeiro modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 6,66 Hz e Período de 0.15 segundos.

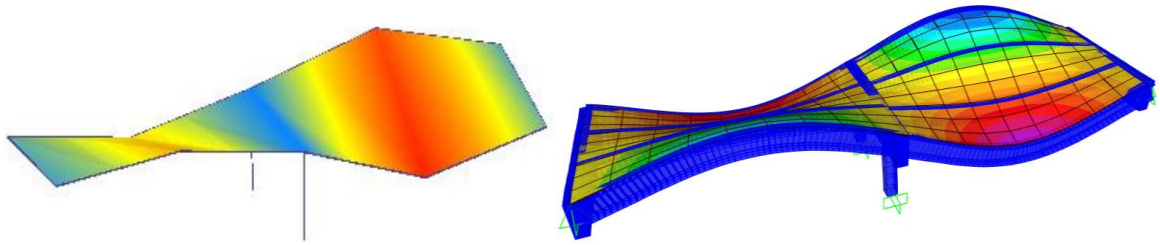


(a) (b)

Fonte: Autores, 2022.

Observa-se na Figura 57 que a forma modal do modelo experimental obtida corresponde à mesma forma modal prevista pelo modelo numérico. Entende-se que, a estrutura possui este comportamento vibratório naturalmente e pode ser ativado na prática, devido ao carregamento aplicado pela carga dos veículos que trafegam sobre a estrutura.

Figura 58- (a) Segundo modo de vibração modelo experimental com frequência de 8,14 Hz e (b) Segundo modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 9,06 Hz e Período de 0.11 segundos.

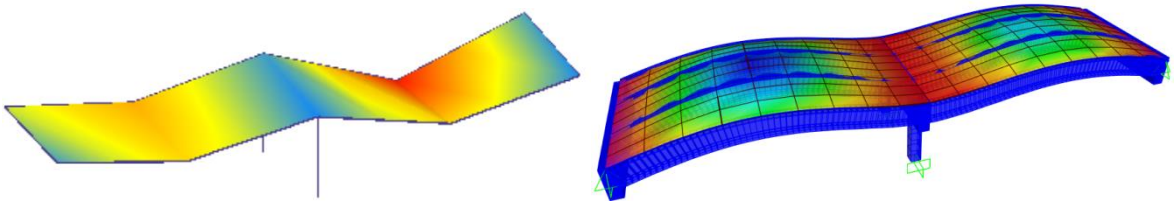


(a) (b)

Fonte: Autores, 2022.

Na Figura 58, nota-se, também que a respectiva forma modal de torção obtida com o modelo experimental condiz com a forma prevista pelo modelo numérico, sendo sua faixa de frequência igual a 8,14 Hz. Pode-se observar que a ativação deste modo, o qual ocorre com a existência de carregamentos em sentidos opostos, está de acordo com a existência dos sentidos das vias na estrutura.

Figura 59- (a) Terceiro modo de vibração modelo experimental com frequência de 9,792 Hz e (b) Terceiro modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 9,44 Hz e Período de 0.10 segundos.

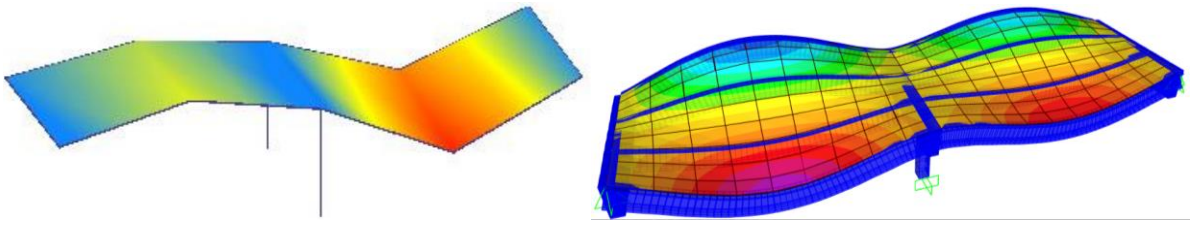


(a) (b)

Fonte: Autores, 2022.

A terceira forma modal obtida pelo modelo experimental foi a de flexão longitudinal dos vãos em paralelo com frequência de 9,79 Hz. Esta forma modal também foi prevista com êxito pelo modelo numérico e, pode-se notar que, sua frequência é maior que a prevista, o que nos leva a supor que a rigidez real da estrutura a este modo é maior que a estimada pelo modelo numérico.

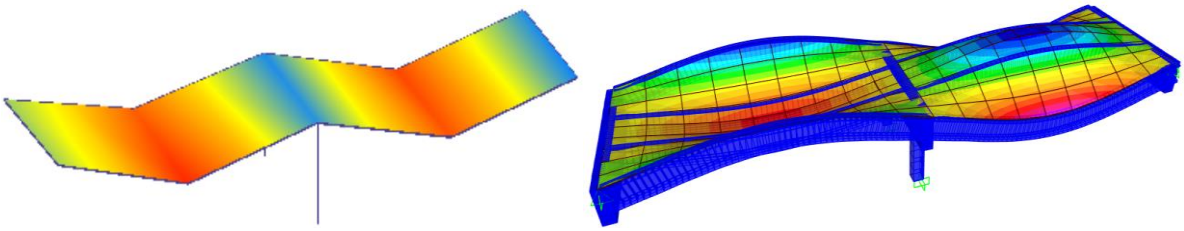
Figura 60- (a) Quarto modo de vibração modelo experimental com frequência de 10,361 Hz e (b) Quarto modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 10,75 Hz e Período de 0.09 segundos.



(a) (b)

Fonte: Autores, 2022.

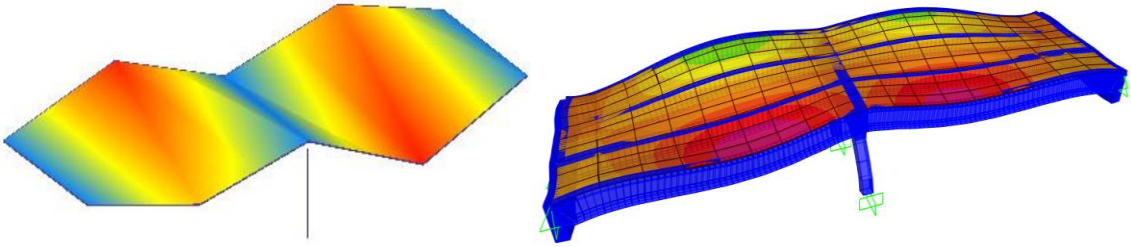
Figura 61- (a) Quinto modo de vibração modelo experimental com frequência de 12,305 Hz e (b) Quinto modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 12,71 Hz e Período de 0.07 segundos.



(a) (b)

Fonte: Autores, 2022.

Figura 62- (a) Sexto modo de vibração modelo experimental com frequência de 14,707 Hz e (b) Sexto modo de vibração modelo numérico relativo à frequência de 13,61 Hz e Período de 0.07 segundos.



(a) (b)

Fonte: Autores, 2022.

Quanto aos demais modos, pode-se notar que o quarto modo de vibração do modelo numérico assemelhou-se ao sexto modo de vibração do modelo experimental, o que indica que a influência deste modo foi incompatibilizada pelo modelo numérico. Note também que em realidade o quinto modo do modelo numérico equivale ao quarto modo do modelo experimental. Isso significa que este modo tem mais influência no comportamento da estrutura do que o quarto modo numérico que equivale ao sexto no modelo experimental).

Entretanto, esta contraposição entre os modelos experimental e numérico acaba por se tornar insignificante, uma vez que os modos responsáveis por exercer a maior parcela de influência no comportamento desta ponte, os três primeiros, foram previstos com uma alta precisão pelo modelo numérico quando comparado aos demais.

Com relação aos valores das frequências naturais encontrados, que variam de 7,07 Hz a 14,07 Hz, pode-se afirmar que elas tornam improvável a ocorrência do efeito de ressonância que pode se manifestar, por exemplo, com o movimento de passagem dos automóveis ou com a ação do vento causando uma excitação próxima às frequências naturais da ponte, o que na prática é improvável, visto que é improvável que haja um movimento de veículos cerca de sete vezes por segundo para que a frequência da excitação (carros passando pela ponte) se iguale a

frequência natural da ponte. Tal impossibilidade é reforçada principalmente ao se levar em consideração as características da mesma: ponte baixa situada ao nível do terreno e com grande massa inercial o que torna o efeito da ação do vento desprezível. Ademais, pode-se chegar à mesma conclusão em relação às demais frequências naturais da ponte.

6.2.1 Validação dos resultados da análise modal

Com o intuito de validar os resultados da análise experimental apresentados anteriormente, foi realizada, pelo grupo NICAE durante as análises do ensaio, uma comparação entre os resultados obtidos pelos métodos SSI e EFDD, a partir do critério MAC, que é mostrada na Tabela 4. Essa é uma técnica largamente aplicada na engenharia, devido à sua facilidade de utilização e ao fato de não precisar da estimação das matrizes do sistema (Jaishi e Ren, 2005). O índice MAC consiste no cálculo de uma matriz que é composta por coeficientes que expressam a correlação entre pares de vetores modais (Allemang, 2003). O coeficiente pode variar entre 0 e 1, sendo 1 corresponde a uma ótima correlação e, 0 a uma correlação inexistente. Os coeficientes da matriz são calculados pela Equação 5:

$$MAC_{gh} = \frac{|\phi_g^T \phi_h|^2}{(\phi_h^T \phi_h)(\phi_g^T \phi_g)} \tag{5}$$

onde ϕ_h é o vetor do modo de vibração h obtido numericamente e ϕ_g é o vetor do modo de vibração g obtido experimentalmente.

Dessa maneira, tem-se que, quanto maior for o coeficiente que correlaciona dois modos, mais confiável se torna o resultado obtido, visto que os métodos de análise alcançarão resultados semelhantes. Abaixo é apresentada uma tabela com a comparação dos resultados obtidos pelo critério MAC para os métodos utilizados pelo grupo NICAE (Tabela 4).

Tabela 4- Matriz MAC de verificação de correlação dos modos identificados por diferentes métodos.

		MÉTODO EFDD					
		7,03 Hz	**8,34 Hz**	**9,62 Hz**	**10,35 Hz**	**12,45 Hz**	**15,01 Hz**
MÉTODO SSI	**7,07 Hz**	0,976	0,18	0,018	0,757	0,006	0,004
	8,14 Hz	0,005	0,747	0,104	0,056	0,104	0,156
	9,79 Hz	0,057	0,02	0,902	0,148	0,879	0,043
	10,36 Hz	0,624	0,232	0,118	0,673	0,224	0,041
	12,30 Hz	0,087	0,006	0,804	0,121	0,887	0,036
	14,70 Hz	0,005	0,153	0,033	0,13	0,005	0,869

Fonte: Grupo NICAE, 2020.

A diagonal destacada na tabela indica os valores das correlações entre os modos de vibrações respectivos em cada um dos métodos que obtiveram resultados confiáveis, posto que o coeficiente de correlação entre esses métodos em sua maioria encontra-se acima de 0,80, indicando uma boa correlação e validando a confiabilidade dos métodos.

6.3 AVALIAÇÃO DO NÍVEL DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA

Segundo a recomendação da ABNT NBR 15307 (2006), o índice de vibração V pode ser utilizado para identificar o nível de vibração da estrutura e analisar seu nível de dano. O índice de vibração pode ser calculado pela Equação 6 proposta por Koch (1953) a seguir:

$$V = 10\,log\,(160.\pi^4.A^2.f^3) \qquad (6)$$

Onde A significa a amplitude das vibrações e f a frequência do movimento.

O índice V deve ser obtido para cada ponto em que for medido o nível de vibração da estrutura. Os parâmetros para relacionar com o nível de dano da estrutura é apresentado na Tabela 5.

Tabela 5- Índice de vibração e seus níveis de dano.

V	Nível de dano
10 - 30	Nenhum dano
30 - 40	Danos leves
40 - 50	Danos severos
50 - 60	Colapso

Fonte: ABNT NBR 15307:2006.

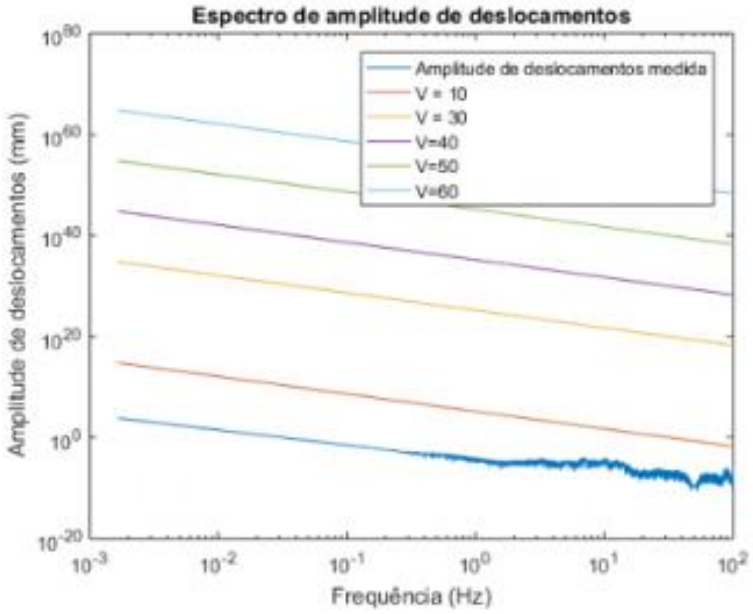
Inicialmente, calcula-se a amplitude que representa o espectro de deslocamento pela Equação 7 a seguir:

$$A = \frac{a}{\omega^2} \tag{7}$$

Sabe-se que o “A” representa a amplitude de deslocamento, enquanto o “a” representa a amplitude de acelerações e o “ω” representa a frequência angular que é dada por $2\pi f$, onde “f” é a frequência que corresponde à aceleração no espectro de potência obtido pela transformada de Fourier.

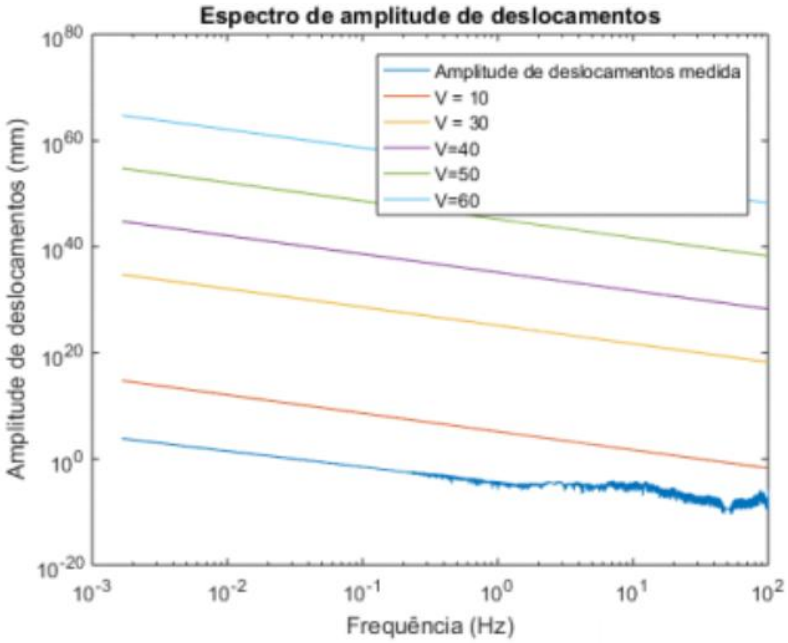
A seguir, apresentam-se nas Figuras 63 a 66 os gráficos que representam os valores do índice V calculados pelo grupo NICAE para as leituras realizadas na direção “Z” dos pontos de medição das configurações 2 e 4, que representam os pontos de maiores amplitudes de deslocamento.

Figura 63- Espectro de amplitude de deslocamentos do eixo Z da posição 2a com os limites do índice de vibração V.



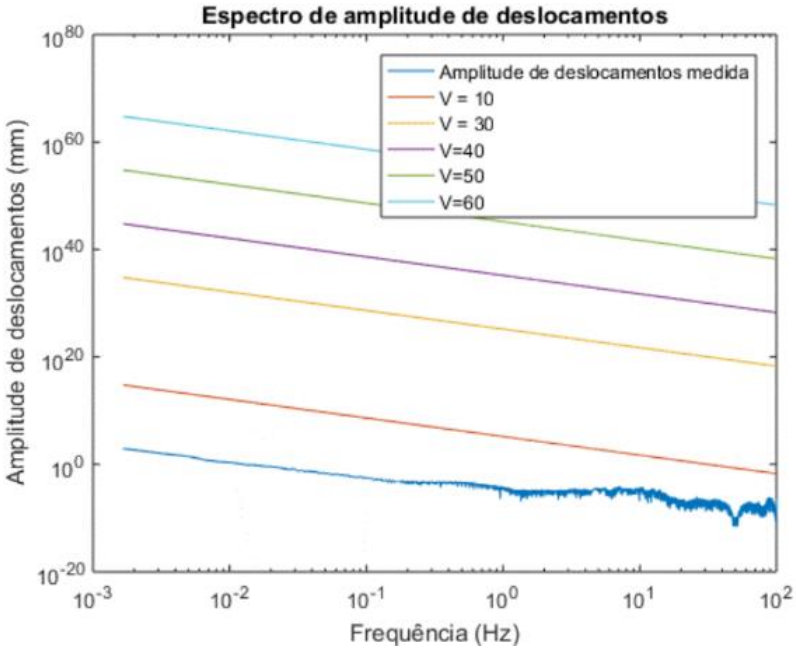
Fonte: NICAE, 2022.

Figura 64- Espectro de amplitude de deslocamentos do eixo Z da posição 2b com os limites do índice de vibração V.



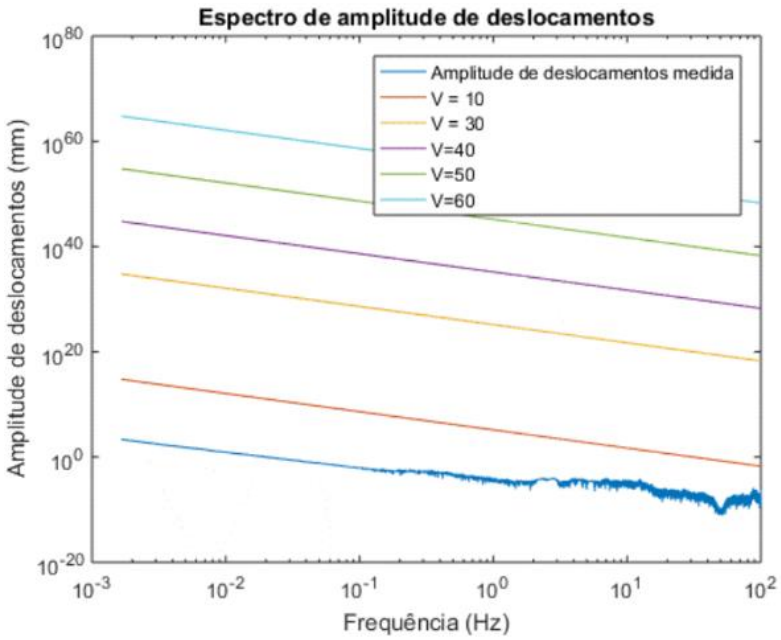
Fonte: NICAE, 2022.

Figura 65- Espectro de amplitude de deslocamentos do eixo Z da posição 4a com os limites do índice de vibração V.



Fonte: NICAE, 2022.

Figura 66- Espectro de amplitude de deslocamentos do eixo Z da posição 4b com os limites do índice de vibração V.



Fonte: NICAE, 2022.

Assim como nos resultados acima mostrados, observou-se que todos os demais pontos e eixos medidos na ponte apresentaram valores satisfatórios na mesma análise, indicando que a ponte opera sem algum tipo de dano detectável, por meio do ensaio dinâmico, realizado na estrutura mesmo com o seu atual estado de conservação.

6.4 CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Para a etapa de calibração do modelo numérico são realizados alguns ajustes em um conjunto de parâmetros incertos do modelo inicial com a finalidade de que o modelo numérico seja ajustado de tal forma que seja possível prever o comportamento da estrutura de maneira mais precisa possível, dentro do nível de precisão requerido pelo analista.

Neste caso de ponte rodoviária, as incertezas podem estar associadas à diferenças entre, a geometria da ponte real e a geometria do modelo, as condições de contorno (condições de vinculação da ponte) da ponte real e do modelo, as propriedades mecânicas dos materiais, entre outros fatores que podem influenciar na estrutura. Para efeitos da calibração, foi utilizado como parâmetro as características das formas modais e os valores das frequências naturais de vibração obtidas pela análise modal operacional.

Para o modelo proposto, inicialmente fez-se um ajuste nas condições de contorno das ligações longarinas-transversinas nas extremidades da ponte, de maneira que foi liberado o

deslocamento transversal nas extremidades (direção Y) influenciando na redução da rigidez do movimento e das frequências dos modos de vibração. A intensão de tal mudança era a flexibilização da rigidez transversal e torcional do modelo numérico de forma a se obter valores menores de frequência para o segundo modo. Com isso, surgiu um novo modo de vibração 1 atuando no sentido transversal da ponte que foi desconsiderado para efeito de comparação com o modelo experimental, pois ainda que este modo exista, durante o ensaio de prova de carga ele dificilmente seria capitado pelo ensaio uma vez que não há uma excitação (forças) transversal a ponte que tornem este modo visível a instrumentação e, portanto, sua identificação pelo ensaio de prova de carga é improvável. Logo, para efeitos de comparação serão considerados os Modos 2, 3 e 4 do modelo numérico com os modos 1, 2 e 3 correspondentes do modelo experimental. Na Tabela 6 abaixo mostra-se as mudanças ocorridas nas frequências naturais do modelo numérico e sua comparação com o modelo inicial e o modelo experimental. Ressalta-se ainda que apenas os modos 1, 2 e 3 foram comparados, pois os modos mais altos, conforme dito anteriormente, tem baixa influência no comportamento da estrutura devido as suas altas frequências.

Além disso, para aumentar a precisão dos resultados modificou-se o Módulo de Elasticidade do concreto com um acréscimo de 10%, para levar em consideração a maior resistência aparente da estrutura real com base nos valores das frequências. Assim obteve-se novas frequências naturais para os três primeiros modos do modelo numérico que são comparadas com valores dos modelos numérico inicial e experimental na Tabela 6 abaixo.

Tabela 6: Parâmetros modais encontrados a partir da análise operacional modal.

Modo	**Frequência Experimental**	**Modelo Inicial**		**Modelo Calibrado**	
		Frequência (Hz)	**Diferença (%)**	**Frequência (Hz)**	**Diferença (%)**
1	7,07	6,66	5,8	6,99	1,1
2	8,14	9,06	11,0	7,16	12,0
3	9,79	9,44	3,6	9,90	1,1

Fonte: Autores, 2022.

Após a calibração, pode-se observar que houve uma melhora nos resultados dos modos 1 e 3 em comparação com as frequências do modelo experimental. O ajuste acima é apenas um

exemplo de como a calibração do modelo pode ser feita. Finalmente, assumindo-se o modelo calibrado, pode-se realizar uma retroanálise para prever a capacidade de carga da estrutura.

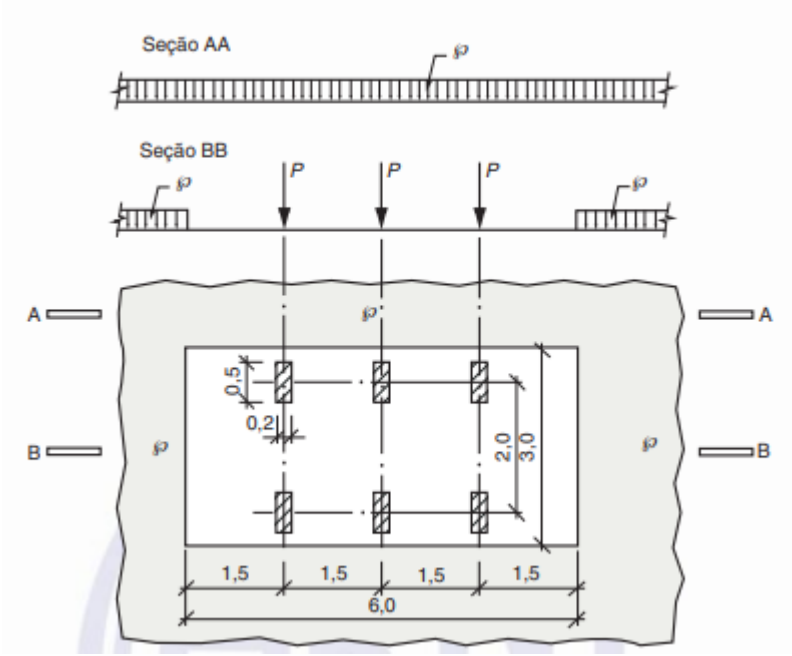
6.5 RESPOSTA ESTRUTURAL ACERCA DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS

Para a verificação do desempenho da ponte a partir do modelo numérico calibrado pelos resultados da análise modal operacional, a NBR 15307/2006 recomenda que sejam utilizados critérios de normas adequados ao tipo de estrutura em análise. No caso de estrutura de ponte de concreto armado, como a em estudo neste trabalho, as normas a serem utilizadas seriam a NBR 7187/2003 (projeto de estruturas de pontes de concreto armado e protendido) e a NBR 6118/2014 (projeto de estruturas de concreto armado – procedimentos). Dentre as diversas verificações possíveis em estado limite último ou em estado limite de serviço, neste item a título de exemplificação, será detalhado o que é necessário para se fazer uma verificação da estrutura, a partir do modelo numérico calibrado, para deformações excessivas em estado limite de serviço, combinação quase-permanente, de acordo com a NBR 6118/2014.

Sendo assim, para a estimativa da resposta estrutural em estado limite de serviço, acerca de deformações excessivas, foi realizado o lançamento da carga móvel da ponte, denominada trem-tipo, no modelo numérico. O trem-tipo se caracteriza por um conjunto de carregamentos móveis que são aplicados na estrutura em sua posição mais desfavorável sendo geralmente a combinação de uma carga de caminhão associada a uma carga de multidão. Ele é a representação da carga de projeto da estrutura da ponte e é utilizado não só para o projeto, mas também para a estimativa da resistência da estrutura.

Para a ponte do presente trabalho, a ABNT NBR 7188 (2013) define a carga móvel a ser utilizada como sendo a TB-450 que é a padrão para carga móvel rodoviária com veículo tipo de 450 kN que possui seis rodas com uma carga aplicada de 75 kN em cada roda. Além disso, é considerado o afastamento dos três eixos de carga em 1,5m entre si com área de ocupação de 18,0 m², circundada por uma carga uniformemente distribuída constante nas faixas de rolamento de 5 kN/m² que é denominada de multidão, conforme a Figura 67 retirada da ABNT NBR 7188 (2013).

Figura 67: Disposição das cargas para TB-450.



Fonte: ABNT NBR 7188, 2013.

A ABNT NBR 7188 (2013) diz que as cargas móveis verticais definidas acima devem ser majoradas para o dimensionamento de todos os elementos estruturais pelo coeficiente de impacto ambiental vertical (*CIV*), o coeficiente do número de faixas do tabuleiro (*CNF*) e o coeficiente de impacto adicional (*CIA*) que devem ser aplicados em todas as seções dos elementos estruturais em uma distância de até 5,0 m das extremidades do tabuleiro de ponte.

O coeficiente de impacto vertical (*CIV*) pode ser calculado por:

$CIV = 1{,}35$, para estruturas com vão menor do que 10,0 m; (7)

$CIV = 1 + 1{,}06\left(\frac{20}{Liv+50}\right)$, para estruturas com vão entre 10,0 m e 200,0 m (8)

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 é o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

L é o vão, expresso em metros (m).

O coeficiente de número de faixa (*CNF*) pode ser calculado por:

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

Onde:

n é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

O coeficiente de impacto adicional (*CIA*) pode ser obtido por:

$CIA = 1{,}25$, para obras em concreto ou mistas; (10)

$CIA = 1{,}15$, para obras em aço. (11)

Com isso os resultados obtidos são apresentados na tabela abaixo com suas respectivas formulações, sendo o CIA não utilizado para o modelo numérico em questão uma vez que não há descontinuidades na pista:

Tabela 7: Coeficientes de ponderação das cargas verticais segundo a ABNT NBR 7188 (2013).

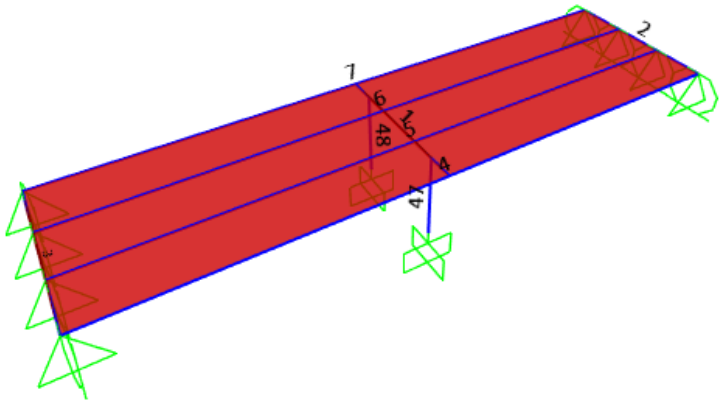
Coeficientes de Cargas Verticais	**Equação**	**Valor Final**
CIV	$CIV = 1 + 1{,}06\left(\frac{20}{Liv + 50}\right)$	1,30
CNF	$CNF = 1 - 0{,}05(n - 2) > 0{,}9$	1,00
CIA	$CIA = 1{,}25$	1,25

Fonte: Autores, 2022.

Com esses coeficientes calculados, podemos inserir e modelar o trem-tipo no SAP 2000 e assim verificarmos, por exemplo, as flexas máximas nas longarinas de acordo com o limite de flexa estabelecido para estes elementos na NBR6118/2014 para verificação de deformações excessivas em estado limite de serviço, combinação quase permanente.

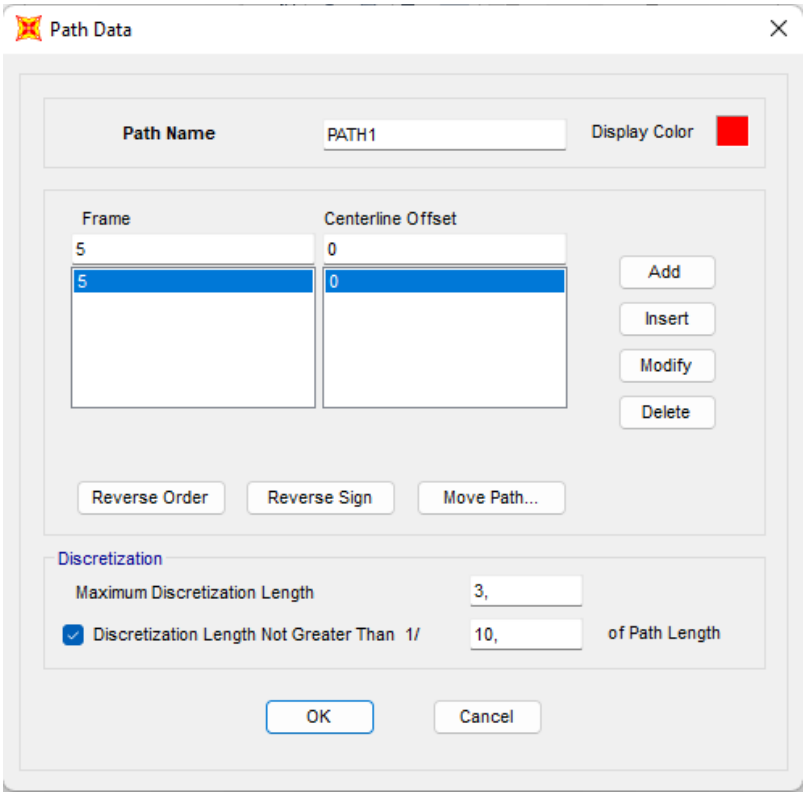
Para isso, em primeiro lugar, devemos definir o caminho por onde o nosso Trem-Tipo irá percorrer para obtermos os resultados. Assim, no programa SAP2000, foi-se em *Define* > *Moving Loads* > *Paths* > *Add New Path Defined From Frames* e definimos a barra número 5 como o caminho percorrido, pois neste ponto encontramos as maiores solicitações de esforços devido a sustentação dos tabuleiros em que os veículos transitam, a partir de testes e tentativas com diferentes caminhos selecionados para o modelo. As Figuras 68 e 69 ilustram o caminho escolhido.

Figura 68: Ilustração da longarina 5 que o trem-tipo irá passar.



Fonte: Autores, 2022.

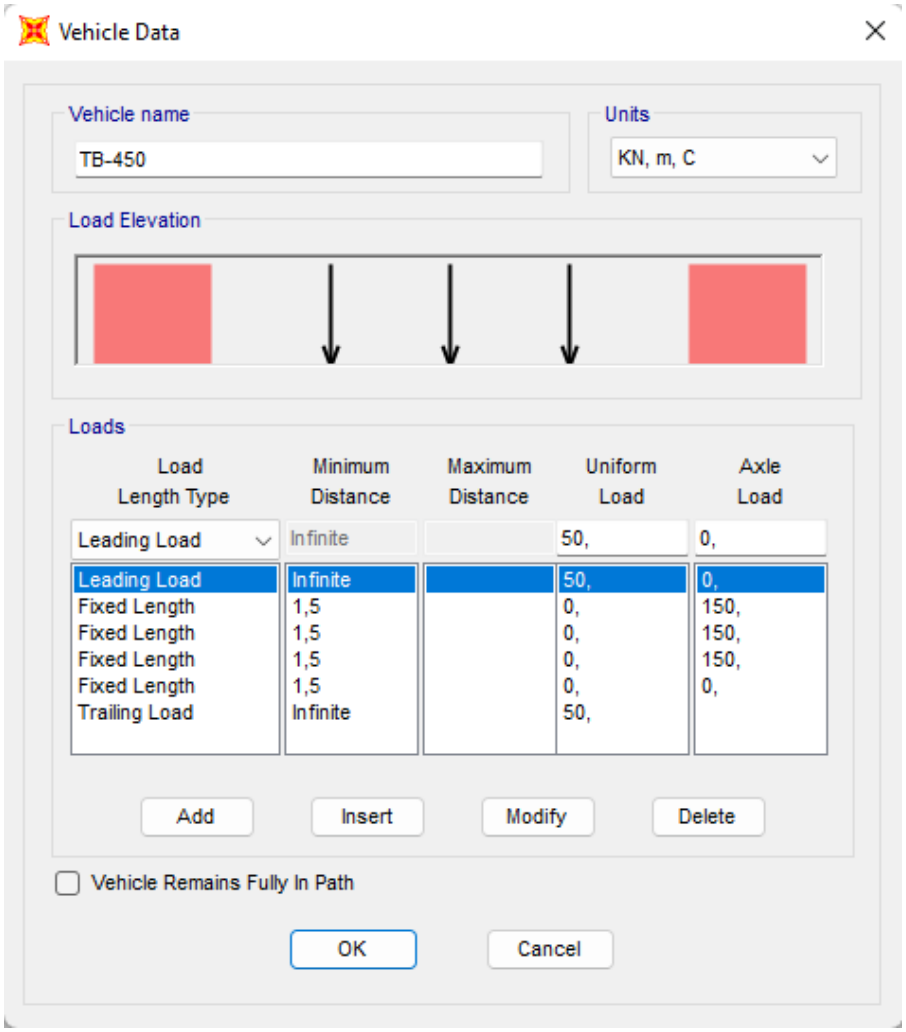
Figura 69: Definição do caminho do Trem-Tipo.



Fonte: Autores, 2022.

Após isso, adicionamos os valores de cargas de multidão e carga concentrada nos eixos conforme definido pela norma brasileira para o TB-450 em *Define* > *Moving Loads* > *Vehicles* > *Add Vehicle* (Figura 70).

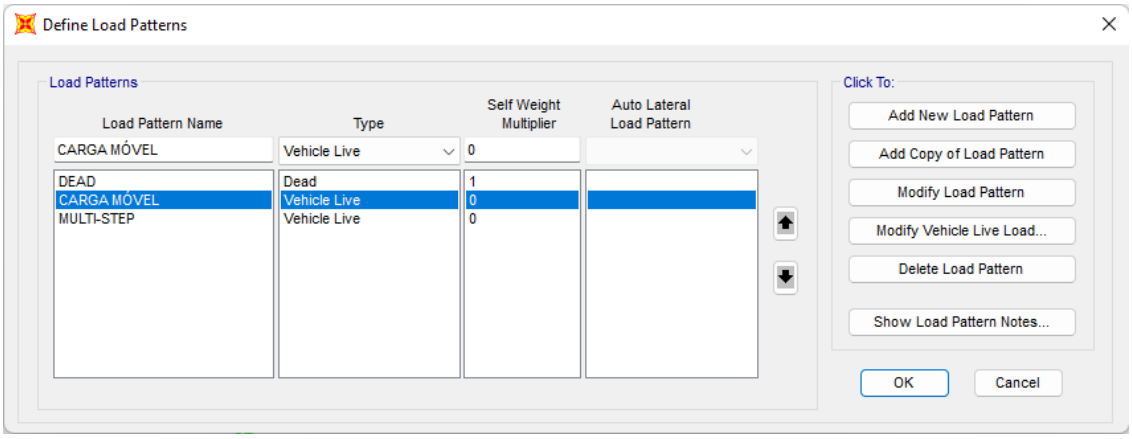
Figura 70: Carregamento do TB-450 definido pela ABNT 7188, 2013.



Fonte: Autores, 2022.

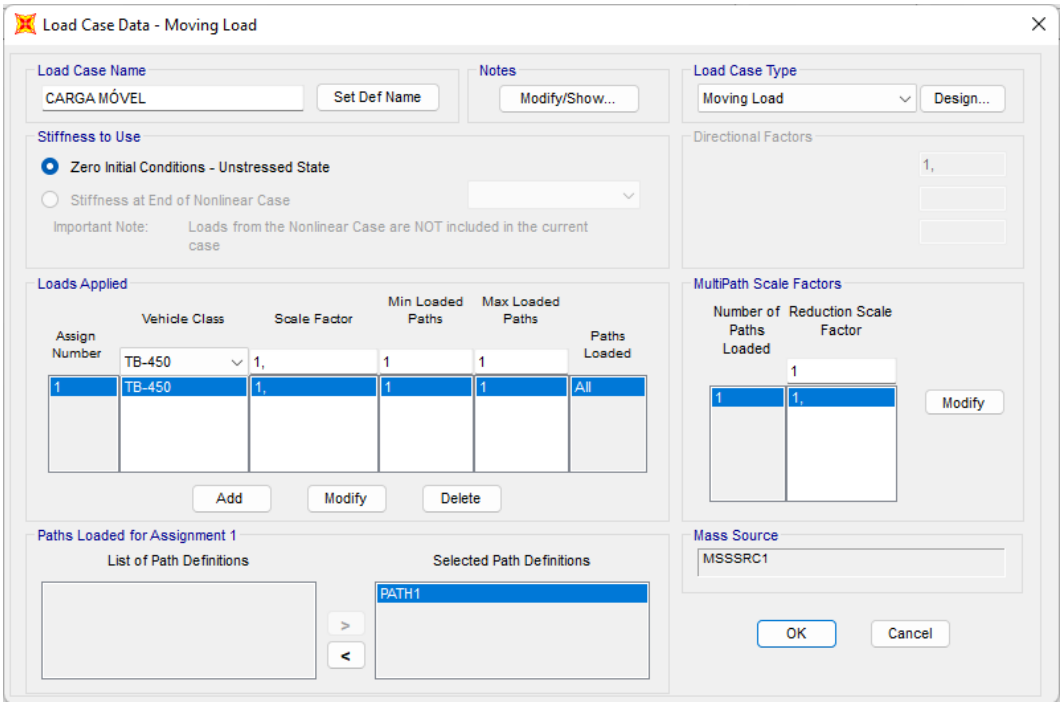
Definido o veículo, lançou-se o trem-tipo nos casos de cargas e combinações. Em *Define* > *Load Patterns* > *Add New Load Pattern* foi inserida a carga móvel como Vehicle Live (Figura 71). E, posteriormente, definiram-se os casos de carregamento em *Define* > *Load Cases* > *Add New Load Case* para se adicionar o trem-tipo criado como um *Moving Load* (Figura 72).

Figura 71: Carregamento de carga móvel.



Fonte: Autores, 2022.

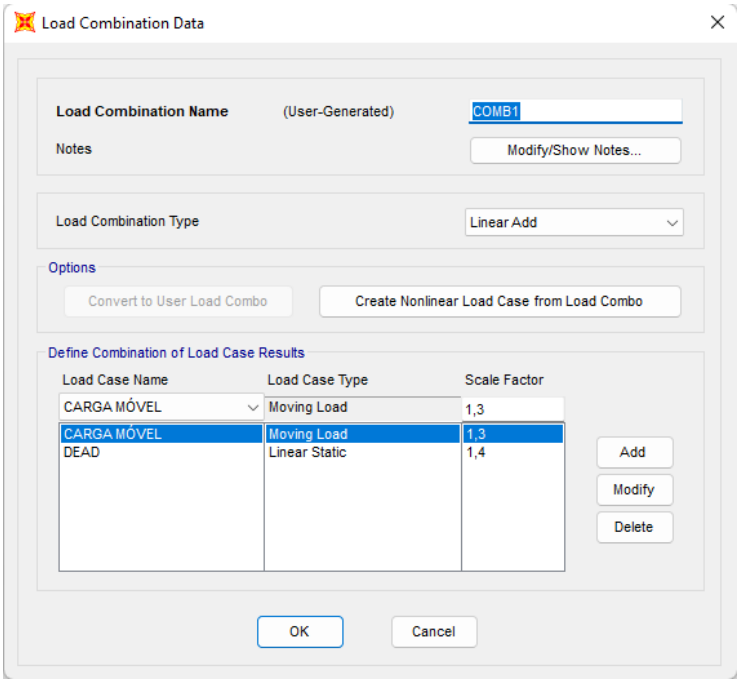
Figura 72: Adição do TB-450 como moving load.



Fonte: Autores, 2022.

Logo, criou-se a combinação a partir de *Define* > *Load Combinations* > *Add New Combination* e combinou-se a carga móvel com o peso próprio de acordo com a combinação quase permanente em estado limite de serviço, cujos carregamentos foram considerados para a verificação dos elementos de viga da ponte para deformações excessivas, conforme a Figura 73.

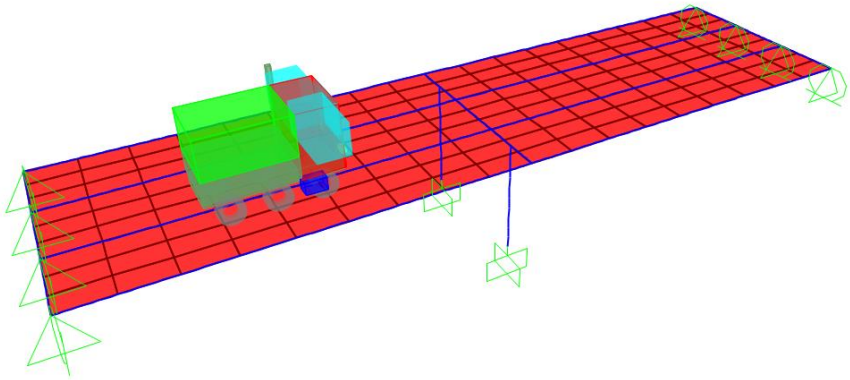
Figura 73: Combinações para TB-450.



Fonte: Autores, 2022.

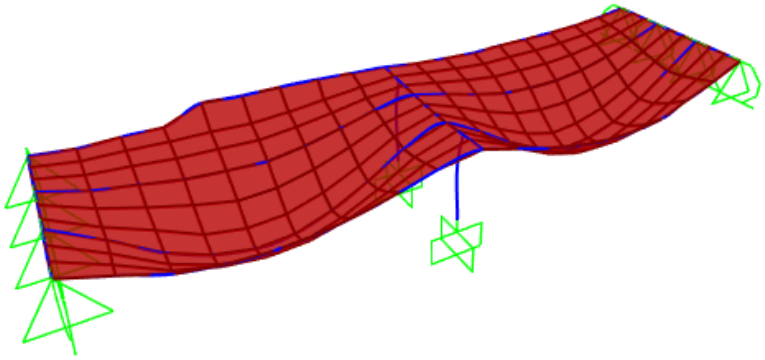
Assim com o modelo numérico definido e calibrado, pode ser realizada a análise com o trem-tipo e, assim, serem obtidos os diagramas de envoltória para a combinação definida, afim de verificar a resposta da ponte frente as cargas de projeto. Em *Analyse* > *Run Analysis* > *Run Now*, obteve-se o modelo deformado para a carga móvel e o trem-tipo ilustrado nas Figuras 74 e 75. Além disso, podemos obter os diagramas de envoltórias para esta longarina escolhida demonstrando a sua flecha máxima, conforme as Figuras 76, 77 e 78.

Figura 74: Trem-tipo passando sobre o modelo.



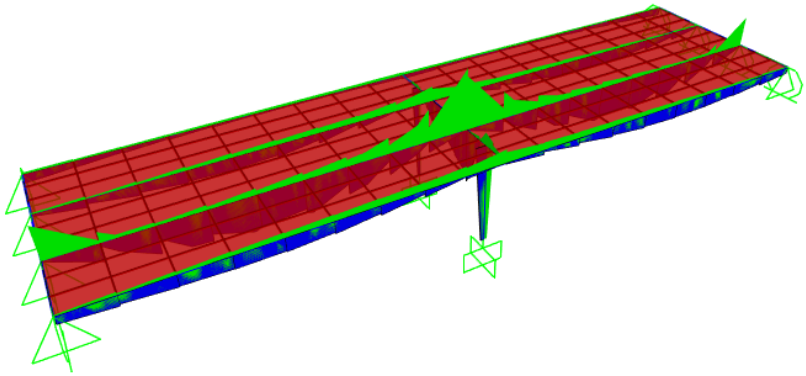
Fonte: Autores, 2022.

Figura 75: Modelo deformado devido a carga móvel.



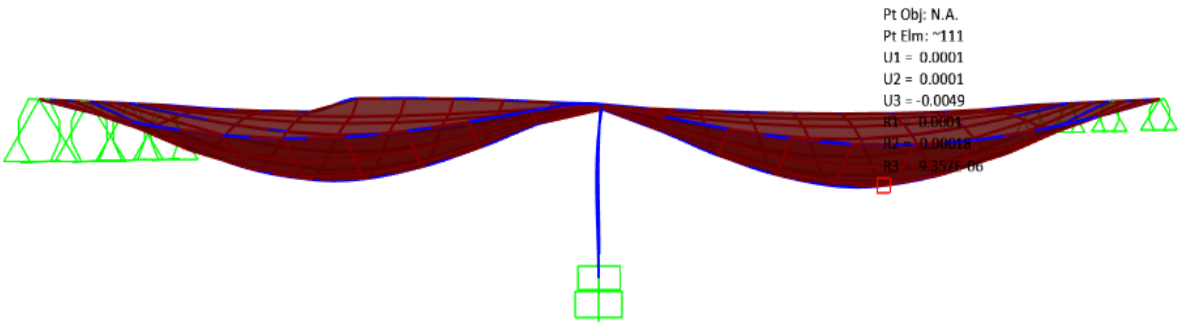
Fonte: Autores, 2022.

Figura 76: Diagrama de envoltória.



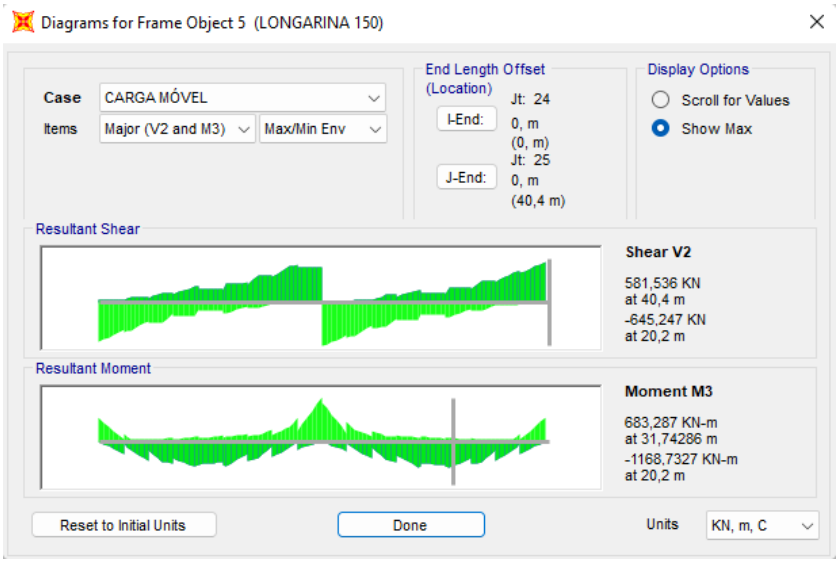
Fonte: Autores, 2022.

Figura 77: Flecha máxima do modelo.



Fonte: Autores, 2022.

Figura 78- Momento fletor e cortante.



Fonte: Autores, 2022.

Pode-se observar acima o diagrama de envoltório para a estrutura. A longarina selecionada para esta verificação foi a mesma utilizada para a realização do caminho do TB-450, o que significa que este ponto utilizado como exemplo foi onde ocorreu os maiores esforços neste modelo. Com isso, é possível comparar os esforços obtidos pelo modelo e verificar se a ponte estudada está resistindo aos esforços solicitados ou será necessário um reforço para que atue como pretendido. Além disso, observa-se que a flecha máxima obtida para esta ponte é de 0,49 cm, enquanto a flecha limite permitida pela NBR 16694 (2020) se dá pela equação $\frac{l}{1000}$, devido a existência de passagem de pedestres, é igual a 2 cm. Assim, validando o modelo numérico proposto para a estrutura estudada, ficando à espera de uma verificação se a mesma está de acordo com o previsto em projeto.

7 CONCLUSÃO

A partir da metodologia adotada e dos resultados obtidos e discutidos anteriormente, inferem-se as conclusões a seguir:

- A respeito do objetivo geral deste trabalho, ou seja, apresentação dos passos necessários para a realização completa de um ensaio de prova de carga dinâmica a partir da NBR 15307/2006, pode-se dizerque o mesmo foi alcançado de forma satisfatória. Tendo em vista a necessidade da descrição de várias etapas para uma explicação razoável do teste de prova de carga dinâmica, foram descritos em detalhe a execução do modelo numérico, como e quando deve-se montar o plano de instrumentação, a análise modal, a calibração do modelo numérico e como devem ser analisados os seus resultados a partir do modelo calibrado. Portanto, pode-se afirmar que o conteúdo presente neste trabalho pode ser utilizado como um manual de planejamento e execução de ensaios de prova de carga dinâmica em pontes;
- Quanto ao modelo numérico, o trabalho descreve em detalhes as características da modelagem da estrutura no programa de elementos finitos SAP2000 possibilitando a obtenção de forma satisfatória dos parâmetros dinâmicos da ponte. Ademais, a partir dos resultados da modelagem mostrou-se que o modelo numérico é indispensável para uma adequada definiçãodas melhores posições de medição das vibrações da ponte para a realização do ensaio, ou seja, o modelo numérico é insdispensável para um bom planejamento do ensaio e consequentemente para a obtenção satisfatória dos dados experimentais obtidos com o ensaio;
- Em relação ao planejamento do ensaio, descreveu-se com minucias como ele deve ser feito, bem como o que é necessário para que o planejamento seja completo e adequado. Também descreveu-se, toda a instrumentação que foi utilizada e como ela atua para a obtenção dos dados de vibração da ponte, garantindo um ensaio adequado;
- No que se refere ao estado e integridade estrutural da ponte, conclui-se que no momento em que o ensaio de prova de carga dinâmica foi realizado, a estrutura encontrava-se em excelente estado de integridade, sem que se houvesse detectado dano por meio do ensaio dinâmico, seguindo as recomendações da

norma brasileira ABNT NBR 15307/2006 no que se refere ao índice de vibração V.

Quanto à utilização da NBR 15307/2006 para a realização da prova de carga dinâmica em pontes, por abranger grandes estruturas de forma generalizada, foi observado que suas especificações foram apresentadas de forma rasa e pouco específicas, deixando pontos importantes de serem informados o que gera a necessidade da utilização de outras fontes de informação para completo entendimento da realização do ensaio. Como exemplo da falta de profundidade na abordagem da norma, podemos citar a falta de explicação de como realizar a análise numérica e a calibração do modelo numérico a partir dos dados experimentais, duas etapas essenciais do ensaio, sem as quais não é possível se fazer, respectivamente, nem um bom planejamento do ensaio nem uma previsão precisa da capacidade de carga da ponte.

7.1 SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS

Por fim é conveniente aqui dizer que este trabalho de maneira alguma é um manual definitivo de com se realizar o ensaio de carga dinâmica em pontes, nem mesmo por meio da NBR 15307/2006. O que se pretendeu aqui foi apenas dar uma contribuição a um tema que ainda tem poucos trabalhos a respeito na literatura e com isso tornar o tema um pouco mais acessível.

Como sugestões de trabalhos futuros que representem uma continuação do estudo descrito neste trabalho e que possam acrescentar ao tema aqui tratado e torna-lo um pouco mais completo sem no entanto esgotarmos o assunto aqui tratado, listamos abaixo os seguintes temas:

- O estudo comparativo da norma brasileira NBR 15307/2006 com normais internacionais com o objetivo de se verificar procedimentos nas normas internacionais que estejam faltando na norma brasileira e melhoramentos de procedimentos da norma brasileira que estejam incompletos ou defasados em comparação com as normas internacionais com vistas a sugestões de atualização da norma brasileira;
- O estudo de sensibilidade de quais parâmetros mais afetam a calibração do modelo numérico com o objetivo de sugerir como tais parâmetros devem ser ajustados a partir dos resultados da análise modal;

- O estudo comparativo do uso de diferentes sistemas de medição em uma ponte como estudo de caso com o objetivo de avaliar as vantagens e desvantagens de cada sistemas e sugerir formas de melhor aproveitar cada sistemas.

REFERÊNCIAS

ALLEMANG, RANDALL JR. **The Modal Assurance Criterion:** Twenty Years of Use and Abuse. Ohio: University of Cincinnati, 2003.

ARTeMIS Modal 6. **Technical Specifications for the ARTeMIS Modal 6**. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15307:** Ensaios não destrutivos – Prova de cargas dinâmicas em grandes estruturas: Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16694:** Projetos de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto. Rio de Janeiro, 2020.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187:** Projetos de ponte de concreto armado e de concreto protendido: Procedimentos. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188:** Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

Bennett, D. **The Creation of Bridges**. Quintet Publishing Limited, London, 1999.

Cruz, P.J.S. **Linhas orientadoras de uma política de manutenção, conservação e inspeção de obras de arte rodoviárias**, Universidade do Minho, Guimarães, 2005.

JAISHI, BIJAYA; REN, WEI-XIN. **Structural Finite Element Model Updating Using Ambient Vibration Test Results**. Journal of structural engineering: ASCE, 2005.

Koch H W. **Determining the effects of vibration in buildings**, 1953.

Debs, M.K.E.; Takeya, T. **Introdução às pontes de concreto,** Universidade de São Carlos, São Carlos, 2007.

LEONHARDT, F. **Princípios Básicos da Construção de Pontes de Concreto**. Rio de Janeiro. Editora Interciência, 1979.

MERCER, R. N. **Metodologia para atualização de modelos numéricos de pontes com base em dados experimentais**. Brasília, 2007.

NEPOMUCENO, Renata. **Metodologia para atualização de modelos numéricos de pontes com base em dados experimentais**. Brasília: Universidade de Brasília, 2007. 236p.

Nóbrega, P.G.B.; Hanai, J.B. **A Análise Modal na Avaliação de Estruturas de Concreto Pré-moldado**. 1o. Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto pré-moldado. São Carlos, 2005.

OLIVEIRA, C. R. **Prova de carga em estruturas de concreto**. Dissertação (Mestrado) Universidade Estadual de Campinas. São Paulo, (2006).

PFEIL, Walter. **Pontes – Curso Básico**. Editora Campus, Rio de Janeiro, 1983.

SANTOS, L. O. **Monitorização e ensaio de pontes**, VII Congresso Brasileiro de Estruturas e Pontes, Rio de Janeiro, 2014.

SAP 2000. SAP2000 **Analysis Reference Manual**. v. 19. Bekerley, 2016.

TIMOSHENKO, S.P. **History of strength of materials**. NewYork, McGraw-Hill, 1953.