

Universidade de Passo Fundo
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
e Ambiental

Jorge Dalmas Braidó

AVALIAÇÃO DA SUPERESTRUTURA DE
PONTES ATRAVÉS DE PARÂMETROS
DINÂMICOS

Passo Fundo

2014

Jorge Dalmas Braido

**AVALIAÇÃO DA SUPERESTRUTURA DE PONTES
ATRAVÉS DE PARÂMETROS DINÂMICOS**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia, sob a orientação do Prof. Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia.

Passo Fundo

2014

JORGE DALMAS BRAIDO

AVALIAÇÃO DA SUPERESTRUTURA DE PONTES ATRAVÉS DE PARÂMETROS DINÂMICOS

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Engenharia e Arquitetura da Universidade de Passo Fundo, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia, sob a orientação do Prof. Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia.

Data da aprovação: 09 de dezembro de 2014.

Os componentes da banca Examinadora abaixo aprovam a Dissertação

Professor Dr. Zacarias M. Chamberlain Pravia
Orientador

Dr. Luis Augusto Conte Mendes Veloso
Universidade Federal do Pará – UFPA

Dr. Moacir Kripka
Universidade de Passo Fundo – UPF

Dr. Francisco Dalla Rosa
Universidade de Passo Fundo - UPF

AGRADECIMENTOS

Ao professor Dr. Zacarias Martin Chamberlain Pravia, pelos conhecimentos repassados, convívio e apoio. Obrigado também pela paciência e disponibilidade em orientar-me, independente do horário;

Ao DAER - 6ª Superintendência Regional, Passo Fundo – pelo fornecimento de plantas e disponibilidade durante o desenvolver da pesquisa;

A 8ª Delegacia da Polícia Rodoviária Federal, pelo auxílio durante o levantamento de informações nos viadutos;

A UPF pelo auxílio através da bolsa de estudos no mestrado;

Aos meus pais pelo suporte e apoio durante o desenvolvimento da pesquisa;

Ao meu irmão Rafael e meu amigo Filipe pelo auxílio durante a pesquisa;

Aos meus colegas e amigos de mestrado Álisson e Givago pelo auxílio durante a pesquisa;

Aos demais colegas e amigos do mestrado pela convivência durante o período;

A Cris pelo auxílio em atividades da secretaria.

RESUMO

A inspeção de obras de arte especiais (pontes, passarelas e viadutos) é um processo unicamente visual e fortemente dependente da experiência do responsável técnico em executá-la. O método é de simples execução, porém incompleto, pois permite que danos ligados a mudanças nas propriedades dos materiais não sejam detectados. Para sanar esta deficiência é que se utiliza o monitoramento de estruturas, que realiza a inspeção por meio da instrumentação com acelerômetros. O comportamento da estrutura é conhecido pela extração de amostras e descrito por parâmetros dinâmicos modais (frequências naturais, formas modais e taxa de amortecimento). Em comparação com a análise visual, apresenta resultados mais confiáveis devido à utilização de dados originários do próprio comportamento da estrutura. Esta pesquisa é quantitativa e executada em duas fases distintas: experimental e numérica. Na fase experimental, com o auxílio da análise modal operacional, realiza-se a extração de dados por meio de um aparelho de telefonia móvel, equipado por acelerômetro, e se determinam as frequências naturais das amostras por meio da transformada rápida de Fourier (FFT). Na fase numérica, é confeccionado um modelo em elementos finitos (MEF) para cada viaduto, onde são obtidas as frequências naturais e as formas modais associadas às estruturas ao fim da análise. O modelo numérico é calibrado até que responda de maneira aproximada ao real. Ao fim da pesquisa destaca-se que a metodologia utilizada permite identificar o comportamento real e atual de obras de arte especiais de maneira confiável, simplificada e com baixo custo. Os casos de estudo desta pesquisa são dois viadutos em concreto localizados no município de Passo Fundo/RS.

Palavras chave: Análise modal. Identificação estrutural. Inspeção. Monitoramento.

ABSTRACT

Bridges' inspections is a visual process only, which is strongly dependent of engineer's experience. It's a simple but incomplete method, because cannot identify changes in materials' property. To solve this problem, it can use the structural monitoring, which does the bridge's inspection from the instrumentation of the structure. The structural behaviour is defined through samples and described from modal parameters like natural frequencies, modal shapes and damping factor. In comparison with a visual assessment more reliable results are shown because utilizes samples from the real behaviour of the structure. This is a quantitative research which has two different phases: numerical and experimental. In the experimental phase, it uses a accelerometer from a mobile phone to extract samples of the structure. Natural frequencies are determined by the use of the Fast Fourier Transform (FFT). In the numerical phase, it uses the finite element method (FEM) to represent the structure, then it's possible obtain natural frequencies and modal shapes attached to the real structure. The numerical model is calibrated until the answer shows a little difference to the real answer of the bridge. The methodology, at the end of the research, can identify the real and actual behaviour from bridges in a reliable and simple way, with low cost. The research is realized in two concrete bridges located at Passo Fundo/RS.

Keywords: Modal analysis. Structural Identification. Monitoring

FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1: Sistema de monitoramento..... | 23 |
| Figura 2: Comparativo entre casos com monitoramento e sem monitoramento | 24 |
| Figura 3: Custo do ciclo de vida total e desempenho com e sem monitoramento | 26 |
| Figura 4: Comportamento de cargas dinâmicas | 28 |
| Figura 5: Sistema dinâmico | 28 |
| Figura 6: Graus de liberdade de um sistema dinâmico..... | 29 |
| Figura 7: Função periódica..... | 30 |
| Figura 8: Sinal no domínio do tempo | 30 |
| Figura 9: Sistema em vibração livre | 32 |
| Figura 10: Sistema em vibração forçada | 33 |
| Figura 11: Resposta em domínio do tempo | 34 |
| Figura 12: Resposta em domínio de frequência | 34 |
| Figura 13: Decaimento logarítmico | 37 |
| Figura 14: Acelerômetro - elementos básicos | 38 |
| Figura 15: Método Peak Picking | 39 |
| Figura 16: Frequências verificadas em pontes | 40 |
| Figura 17: Seção transversal da ponte | 42 |
| Figura 18: Resposta dinâmica antes da restauração | 42 |
| Figura 19: Resposta dinâmica após a restauração | 43 |
| Figura 20: Formas modais de vibração da ponte..... | 43 |
| Figura 21: Viga I sem falha | 44 |
| Figura 22: Viga I com falha..... | 44 |
| Figura 23: Localização de Passo Fundo no território nacional | 47 |
| Figura 24: Localização dos viadutos no município de Passo Fundo..... | 47 |
| Figura 25: Viaduto V1 | 48 |
| Figura 26: Viaduto V1 - Mesoestrutura e Infraestrutura | 49 |
| Figura 27: Viaduto V2..... | |
| Figura 28: Viaduto V2 - Mesoestrutura e Infraestrutura | |
| Figura 29: Esclerômetro utilizado no ensaio | 51 |
| Figura 30: Interface do Vibration Monitoring..... | 52 |
| Figura 31: Localização dos pontos de extração de amostras..... | 53 |

| | |
|--|----|
| Figura 32: Condição ideal para o salvamento de dados | 54 |
| Figura 33: Início do salvamento de dados | 55 |
| Figura 34: Fita dupla face aplicada ao celular | 55 |
| Figura 35: Síntese da metodologia | 57 |
| Figura 36: Ensaio de esclerometria no viaduto V1 | 59 |
| Figura 37: Fonte de vibração utilizada na amostra 1 - V1 | 60 |
| Figura 38: Amostra 1 - Viaduto V1 | 60 |
| Figura 39: Fonte de vibração utilizada na amostra 2 - V1 | 61 |
| Figura 40: Amostra 2 - Viaduto V1 | 61 |
| Figura 41: Fonte de vibração utilizada na amostra 3 - V1 | 62 |
| Figura 42: Amostra 3 - Viaduto V1 | 62 |
| Figura 43: Fonte de vibração utilizada na amostra 4 - V1 | 63 |
| Figura 44: Amostra 4 - Viaduto V1 | 63 |
| Figura 45: Fonte de vibração utilizada na amostra 5 - V1 | 64 |
| Figura 46: Amostra 5 - Viaduto V1 | 64 |
| Figura 47: Fonte de vibração utilizada na amostra 6 - V1 | 65 |
| Figura 48: Amostra 6 - Viaduto V1 | 65 |
| Figura 49: Amostra 7 - Viaduto V1 | 66 |
| Figura 50: Decaimento logaritmico aplicado em V1 | 66 |
| Figura 51: Frequência resultante da amostra 1 – V1 | 68 |
| Figura 52: Frequência resultante da amostra 2 – V1 | 68 |
| Figura 53: Frequência resultante da amostra 3 – V1 | 69 |
| Figura 54: Frequência resultante da amostra 4 – V1 | 69 |
| Figura 55: Frequência resultante da amostra 5 – V1 | 70 |
| Figura 56: Frequência resultante da amostra 6 – V1 | 70 |
| Figura 57: Frequência resultante da amostra 7 – V1 | 71 |
| Figura 58: Ensaio de esclerometria no viaduto V2 | 72 |
| Figura 59: Fonte de vibração utilizada na amostra 1- V2 | 74 |
| Figura 60: Amostra 1 - Viaduto V2 | 74 |
| Figura 61: Fonte de vibração utilizada na amostra 2 - V2 | |
| Figura 62: Amostra 2 - Viaduto V2 | |
| Figura 63: Fonte de vibração utilizada na amostra 3 - V2 | 76 |
| Figura 64: Amostra 3 - Viaduto V2 | 76 |
| Figura 65: Fonte de vibração utilizada na amostra 4 - V2 | 77 |

| | |
|---|----|
| Figura 66: Amostra 4 - Viaduto V2..... | 77 |
| Figura 67: Fonte de vibração utilizada na amostra 5 - V2..... | 78 |
| Figura 68: Amostra 5 - Viaduto V2..... | 78 |
| Figura 69: Fonte de vibração utilizada na amostra 6 - V2..... | 79 |
| Figura 70: Amostra 6 - Viaduto V2..... | 79 |
| Figura 71: Fonte de vibração utilizada na amostra 7 - V2..... | 80 |
| Figura 72: Amostra 7 - Viaduto V2..... | 80 |
| Figura 73: Fonte de vibração utilizada na amostra 8 - V2..... | 81 |
| Figura 74: Amostra 8 - Viaduto V2..... | 81 |
| Figura 75: Fonte de vibração utilizada na amostra 9 - V2..... | 82 |
| Figura 76: Amostra 9 - Viaduto V2..... | 82 |
| Figura 77: Frequência resultante da amostra 1 – V2..... | 84 |
| Figura 78: Frequência resultante da amostra 2 – V2..... | 84 |
| Figura 79: Frequência resultante da amostra 3 – V2..... | 85 |
| Figura 80: Frequência resultante da amostra 4 – V2..... | 85 |
| Figura 81: Frequência resultante da amostra 5 – V2..... | 86 |
| Figura 82: Frequência resultante da amostra 6 – V2..... | 86 |
| Figura 83: Frequência resultante da amostra 7 – V2..... | 87 |
| Figura 84: Frequência resultante da amostra 8 – V2..... | 87 |
| Figura 85: Frequência resultante da amostra 9 – V2..... | 88 |
| Figura 86: Condições de contorno do viaduto V1..... | 89 |
| Figura 87: Modo de vibração 1 – V1..... | 90 |
| Figura 88: Modo de vibração 2 – V1..... | 90 |
| Figura 89: Modo de vibração 3 – V1..... | 90 |
| Figura 90: Condições de contorno do viaduto V2..... | 92 |
| Figura 91: Modo de vibração 1 – V2..... | 93 |
| Figura 92: Modo de vibração 2 – V2..... | 93 |
| Figura 93: Modo de vibração 3 – V2..... | 94 |

Sumário

| | | |
|-------|--|----|
| 1 | INTRODUÇÃO | 12 |
| 1.1 | Considerações iniciais | 12 |
| 1.2 | Problema de pesquisa | 13 |
| 1.3 | Justificativa | 14 |
| 1.4 | Objetivos | 16 |
| 1.4.1 | Objetivo geral | 16 |
| 1.4.2 | Objetivos específicos | 16 |
| 2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 17 |
| 2.1 | Conceitos básicos | 17 |
| 2.2 | Identificação estrutural | 18 |
| 2.2.1 | Modelo físico | 18 |
| 2.2.2 | Modelo não físico | 19 |
| 2.3 | Etapas do processo de monitoramento | 19 |
| 2.3.1 | Objetivos, observação e conceitos | 20 |
| 2.3.2 | Medição, visualização e modelagem de prioridades | 20 |
| 2.3.3 | Experimentação controlada | 21 |
| 2.3.4 | Processamento de dados e parâmetros da extração | 21 |
| 2.3.5 | Seleção e calibração baseado em modelos físicos | 22 |
| 2.3.6 | Utilização de modelos para a tomada de decisão | 22 |
| 2.4 | Avaliação por meio do monitoramento | 23 |
| 2.5 | Custo de vida de uma ponte com monitoramento | 25 |
| 2.6 | Dinâmica estrutural | 27 |
| 2.6.1 | Sistema dinâmico | 28 |
| 2.6.2 | Graus de liberdade de uma estrutura | 29 |
| 2.7 | Séries de Fourier | |
| 2.8 | Tratamento de sinais | 31 |
| 2.8.1 | Root Mean Square (RMS) | 31 |

| | | |
|--------|--|----|
| 2.9 | Vibração Livre | 31 |
| 2.10 | Vibração forçada..... | 32 |
| 2.11 | Transformada rápida de Fourier (FFT)..... | 33 |
| 2.12 | Análise modal..... | 34 |
| 2.12.1 | Frequência natural..... | 36 |
| 2.12.2 | Amortecimento | 36 |
| 2.13 | Acelerômetros..... | 37 |
| 2.14 | Métodos de extração modal..... | 38 |
| 2.14.1 | Método Peak Picking..... | 39 |
| 2.15 | Frequência natural em pontes..... | 39 |
| 2.16 | Retroanálise | 41 |
| 2.17 | Apresentação de exemplos | 41 |
| 3 | METODOLOGIA | 46 |
| 3.1 | Casos de estudo da metodologia proposta | 46 |
| 3.1.1 | Viaduto V1..... | 48 |
| 3.1.2 | Viaduto V2..... | 49 |
| 3.2 | Materiais e métodos | 51 |
| 3.3 | Levantamento no campo de sinais de operação | 53 |
| 3.4 | Processamento de dados obtidos em campo e comparação com o modelo numérico 56 | |
| 3.5 | Análise dos modelos numéricos..... | 56 |
| 4 | ESTUDO EXPERIMENTAL | 58 |
| 4.1 | Viaduto V1 | 58 |
| 4.1.1 | Ensaio de esclerometria | 58 |
| 4.1.2 | Amostras extraídas no viaduto V1..... | 59 |
| 4.1.3 | Sinais em domínio do tempo | 59 |
| 4.1.4 | Amortecimento | 66 |
| 4.1.5 | Sinais em domínio de frequência..... | 67 |
| 4.2 | Viaduto V2..... | 71 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 4.2.1 | Ensaio de esclerometria | 71 |
| 4.2.2 | Amostras extraídas no viaduto V2..... | 72 |
| 4.2.3 | Sinais em domínio do tempo | 73 |
| 4.2.4 | Amortecimento | 82 |
| 4.2.5 | Sinais em domínio de frequência..... | 83 |
| 5 | MODELAGEM NUMÉRICA | 88 |
| 5.1 | VIADUTO V1..... | 88 |
| 5.1.1 | Malha aplicada..... | 88 |
| 5.1.2 | Condições de contorno..... | 88 |
| 5.1.3 | Propriedades do material..... | 89 |
| 5.1.4 | Massas existentes..... | 89 |
| 5.1.5 | Frequências naturais e modos de vibração..... | 89 |
| 5.2 | VIADUTO V2..... | 91 |
| 5.2.1 | Malha aplicada..... | 91 |
| 5.2.2 | Condições de contorno..... | 91 |
| 5.2.3 | Propriedades do material..... | 92 |
| 5.2.4 | Massas existentes..... | 92 |
| 5.2.5 | Frequências naturais e modos de vibração..... | 92 |
| 6 | AVALIAÇÃO DO RESULTADO | 94 |
| 7 | CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES | 97 |
| 7.1 | Recomendações para trabalhos futuros..... | 98 |
| | APÊNDICES | 105 |

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

As pontes, viadutos e passarelas também conhecidas como obras de arte especiais são identificadoras dos locais onde estão instaladas. Mais que um atributo turístico possuem um significado tecnológico, referente à complexidade da estrutura, e econômico, por ser útil para a logística de diversas áreas produtivas.

Instaladas em locais com relevo acidentado para vencer depressões, rios ou mares, ou em áreas urbanas para facilitar o deslocamento de pessoas e veículos, as obras de arte especiais normalmente são sistemas estruturais com inspeção onerosa e que exige pessoal capacitado e experiente.

Pertencentes ao grupo das obras de infraestrutura necessitam de inspeção periódica para garantir a segurança de seus usuários. Para a avaliação dessas estruturas, o DNIT adota a inspeção visual com registro fotográfico de elementos estruturais. Em casos especiais, pode-se utilizar a instrumentação da estrutura, obtendo flechas e deformações.

Ao fazer uso da inspeção visual é necessário o acesso aos locais onde se encontram os elementos estruturais, que devido a posição normalmente são difíceis de alcançar. Dessa forma, pode-se identificar a existência de fissuras, deformações excessivas e armaduras expostas a olho nu. Embora de fácil execução, esta técnica de inspeção é subjetiva, pois permite que mudanças nas propriedades dos materiais, que compõem os elementos estruturais, passem despercebidas.

Segundo Owen (2004), para suprir esta deficiência, pode-se utilizar o sistema de monitoramento de estruturas que, por meio de uma rotina de inspeção, utiliza a instrumentação de estruturas para definir o comportamento atual da estrutura.

O sistema de monitoramento de estruturas trabalha por meio de medições experimentais e modelagem numérica, de onde é possível realizar simulações em torno do desempenho estrutural do sistema. Para executar essa técnica, no entanto, é necessário identificar locais com maior relevância, extraindo da ponte os dados mais importantes quanto ao seu comportamento.

Ao garantir o funcionamento adequado de pontes, admite-se que elas exerçam um papel importante para o desempenho das atividades da sociedade. Qualquer interdição ou colapso em estruturas desta categoria representa uma grande dificuldade em realizar tarefas diárias por tempo indeterminado.

É também necessária e relevante a inspeção das pontes antigas, pois desta forma preserva-se a história e a importância das mesmas. O futuro e a continuidade do mercado de obras de arte especiais são dependentes dos esforços de inspecionar e revitalizar as obras desta categoria existentes (KITADA, 2006).

1.2 Problema de pesquisa

A degradação das pontes deve-se, principalmente, à exposição ao tempo e a ocorrência de solicitações dinâmicas, resultantes da passagem de veículos e pedestres ao longo do tabuleiro da ponte. A principal característica das cargas dinâmicas é a variação no tempo, capaz de alterar sua magnitude, direção ou posição, inserindo na estrutura acelerações e velocidades, efeitos estes que devem ser considerados no modo de análise. Como resultados surgem vibrações, deslocamentos e solicitações maiores que os ocasionados em situações equivalentes com cargas estáticas (KLINSKY, 1999).

Em geral, o dano estrutural é relacionado como uma mudança nas propriedades físicas - massa, amortecimento e rigidez - da estrutura, que afeta adversamente seus parâmetros modais, ou seja, frequências naturais e formas modais. Em outras palavras, a existência do dano estrutural pode resultar em mudanças nas características dinâmicas da estrutura (ZHAO e ZHANG, 2012).

De acordo com a rigidez, a massa e o amortecimento do sistema, as solicitações podem levar um elemento da estrutura à falha por fadiga. A falha compromete o desempenho e faz com que se intensifiquem efeitos indesejáveis, como a vibração, ou em casos extremos, resulta na ruína do sistema. Entende-se por desempenho, a capacidade ou habilidade da ponte em executar as corretas funções de tráfego de veículos e ferrovia se houver, em aspectos dinâmicos e estáticos compatíveis com a segurança e conforto de usuários (BONTEMPI et al, 2002).

A origem das falhas pode ser variada e pode ser explicada através da montagem defeituosa de pontes e materiais utilizados. As falhas verificadas em pontes dos Estados Unidos, Grã-Bretanha e França no século XIX, foram causadas por semelhantes razões: problemas ligados à metalurgia e fundição defeituosa, concomitante à realização de raras inspeções e manutenções inadequadas (WIBERG, 2006).

Outro exemplo de falha foi identificado no Japão, onde existem muitas pontes em aço exibindo alguma forma de deterioração por corrosão e fissuras por fadiga. Construídas na

década de 60, estas pontes obtiveram um grande aumento de avarias após o terremoto Hyogo-Ken Nambu, em 1995 (KITADA, 2006).

O aumento no número de falhas de pontes reforça a necessidade de um teste *in situ* dessas estruturas em uma base de rotina. Além disso, inspeções regulares serão necessárias para identificar problemas potenciais reduzindo o risco de falha (ALTUNISIK, 2012).

No Brasil, Milani (2010) afirma que o principal causador da deterioração é a falta de processos sistemáticos para que a inspeção e manutenção de pontes ocorram frequentemente.

Ao conhecer a capacidade do sistema de monitoramento em obter o comportamento de um sistema estrutural, surge o problema desta pesquisa: propor uma metodologia alternativa, baseada em realizar ensaios de vibração na estrutura, de onde é possível conhecer o comportamento estrutural de pontes. Para isso, faz-se uso da análise modal e do método de elementos finitos, de onde é possível comparar com as respostas experimentais obtidas.

Os casos de estudo de aplicação da metodologia proposta são duas obras de arte especiais em concreto, localizadas no município de Passo Fundo/ RS e instaladas sobre a ferrovia.

Os viadutos foram designados neste trabalho como viaduto V1 e V2. O viaduto V1 se encontra na BR-285, entre Carazinho e Lagoa Vermelha. O viaduto V2 encontra-se na RS-135 e faz a ligação entre a RS-324 e a BR-285.

1.3 Justificativa

Segundo Alsaif (2007), as pontes são elementos chave para o sistema de infraestrutura, pois através delas é possível determinar a capacidade de suporte do tráfego da rede viária. Comparadas às estradas, possuem maior custo de construção e manutenção, motivo pelo qual estimula uma análise mais precisa para evitar gastos desnecessários.

Verificada a necessidade de se realizar a inspeção em pontes, podem-se utilizar ferramentas atuais para a correta avaliação da estrutura. A identificação estrutural, também conhecido como sistema de monitoramento, encaixa-se neste contexto por ser capaz de indicar a necessidade de fortalecimento ou substituição de pontes existentes por meio da instrumentação da estrutura (WIBERG, 2006).

A obtenção de dados dinâmicos pode ser realizada através da instalação de acelerômetros nas obras de arte especiais a serem avaliadas. Os acelerômetros são equipamentos que, além de medir a aceleração de um corpo, são capazes de determinar a

inclinação, rotação, vibração e a força gravitacional em diversas situações e, devido à confiabilidade dos dados extraídos é frequentemente utilizado na medicina (FIGUEIREDO, 2007).

Realizada a extração de dados, parte-se para a calibração do sistema físico até ele reagir de igual forma ao que é verificado experimentalmente, assim é possível realizar simulações a ponto de prever a resposta da estrutura em situações variadas.

A comparação das respostas, além de indicar se o modelo numérico está calibrado, permite identificar a mudança no desempenho estrutural devido à ocorrência de danos. A resposta altera devido à degradação dos seus componentes à progressiva ou repentina variação da distribuição e intensidade do carregamento (ORCESI e FRANGOPOL, 2013).

Segundo Bayraktar et al (2010), através de apenas um ponto de medição pode-se obter frequências naturais e o amortecimento da estrutura. Ao saber que os atuais aparelhos de telefonia móvel possuem acelerômetro, torna-se possível a obtenção de parâmetros modais através desta tecnologia.

Segundo An e Ou (2013), através de gráficos baseados na rigidez de elementos, quando um elemento está danificado, a rigidez relativa diminui, a magnitude do deslocamento e velocidade aumenta, alterando assim as respostas da obra de arte especial. Esta característica permite determinar a localização do elemento devido à diferença de sinal, antes e depois do dano.

Segundo Negrão e Simões (1992), o monitoramento não é exclusivo apenas para estruturas que necessitem de recuperação. No caso de futuras pontes, um consequente aumento do comprimento do vão, combinado com o desejo de utilizar lajes do tabuleiro mais esbeltas, levanta preocupações acerca do comportamento dinâmico. Mais, as novas pontes também devem ser monitoradas antes de entrar em operação, onde estão em perfeito estado fornecendo informações úteis para uma avaliação posterior.

Além disso, as leituras dos dados de vibração são ideais para serem utilizados como base para um sistema de monitoramento contínuo, desde que sejam de fácil coleta e forneçam o comportamento global relativo através de poucos sensores (OWEN e PEARSON, 2004).

Ao abordar a sustentabilidade, destaca-se a longevidade que estas estruturas podem atingir se obedecerem a três parâmetros: aumento da capacidade de transporte; aumento da vida útil de serviço e; aprimoramento do gerenciamento, fortalecendo e reparando sistemas.

A atuação do engenheiro também influencia na sustentabilidade. Essa influência é maior nas fases de projeto, construção, manutenção, reabilitação, demolição e substituição dessas estruturas.

A sustentabilidade também pode ser verificada na forma como as pontes se inserem no ambiente urbano a que estão sujeitas. Essa situação pode ser observada na Ponte Vecchio, em Florença, e no I-670 Cap, em Ohio. O tabuleiro da Ponte Vecchio é utilizado pelo comércio local, sendo considerada uma continuação da cidade, enquanto que no I-670 Cap, obra de arte especial localizada sobre uma autoestrada, localizam-se vários restaurantes e comércio. É possível ilustrar a sustentabilidade de uma maneira funcional, onde um projeto de ponte, além de ser uma ferramenta para o desenvolvimento do espaço ao seu redor, se torna uma infraestrutura funcional (LOUIS, 2010).

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo geral

Definir uma metodologia alternativa que através de medições experimentais realizadas por meio de um celular munido de acelerômetro e obtenção dos parâmetros modais dinâmicos possibilite avaliar a integridade estrutural do tabuleiro de pontes.

1.4.2 Objetivos específicos

- a) Determinar os parâmetros dinâmicos com sinais obtidos experimentalmente por meio do uso de um celular posicionado sobre o tabuleiro;
- b) Calibrar o modelo numérico de acordo com a estrutura real;
- c) Comparar resultados obtidos de técnicas experimentais com os modelos teóricos desenvolvidos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Conceitos básicos

A atual pesquisa abrange conceitos pertencentes à identificação estrutural, dinâmica estrutural e análise modal, portanto é de suma importância a apresentação de conceitos básicos para a melhor compreensão do projeto:

- a) Acelerômetro: é um equipamento que mede as forças de aceleração. Essas forças podem ser estáticas, como a aceleração da gravidade, ou dinâmicas, causadas pela movimentação ou vibração;
- b) Amortecimento: fenômeno que reduz as oscilações em um sistema estrutural. Determina a amplitude da vibração na ressonância e o tempo de persistência da vibração após o fim da excitação. Como exemplo, possui a capacidade de dissipar a energia mecânica em um sistema pela geração de calor ou ruído;
- c) Decibel (dB): unidade que indica a proporção de uma quantidade física, geralmente energia ou intensidade, em relação a um nível de referência especificado ou implícito. É utilizado em função logarítmica pela facilidade em identificar sinais próximos;
- d) Frequência natural: descreve o número de ciclos que ocorre a cada unidade de tempo. É influenciada pela massa e a rigidez do sistema;
- e) Período: tempo tomado para completar um ciclo completo de movimento harmônico.
- f) Receptância: descreve a relação em termos de deslocamento e a força de excitação, aplicado a um sistema, caracterizando suas propriedades dinâmicas;
- g) Ressonância: fenômeno que acontece quando um sistema físico recebe energia por meio de excitações de frequência igual a uma de suas frequências naturais de vibração. Assim o sistema físico passa a vibrar com amplitudes cada vez maiores;
- h) Taxa de amortecimento: diz respeito às perdas de energia de um sistema estrutural. Determina a amplitude de vibração e o tempo de ocorrência depois de retirada a excitação.
- i) Transformada discreta de Fourier (DFT): converte uma lista finita de amostras de uma função, igualmente espaçadas em uma lista de coeficientes de combinações finitas de sinusoides complexas, ordenadas pela frequência. É utilizado para converter a função da amostragem, obtida frequentemente em domínio do tempo, para domínio de

frequência. Sem essa transformação não seria possível computar a transformada de Fourier com um microprocessador.

- j) Vibração: medida da posição em um dado tempo, fornecendo informações de movimento, velocidade ou acelerações de um objeto.

2.2 Identificação estrutural

Conhecida como St-Id, a identificação estrutural permite criar e adaptar um modelo físico que se baseia nas medições dinâmicas de um sistema estrutural real (modelo não físico). Pode ser utilizado para determinar o estado de saúde e desempenho de uma estrutura além de auxiliar na tomada de decisões.

A origem do sistema obedece ao que é verificado em um processo científico: observação, hipótese e validação de resultados. Ou seja, ao criar um modelo físico que se baseia em um modelo não físico, é necessário testá-lo e validá-lo.

Quanto à aplicação, é mais disseminado em sistemas manufaturados enquanto que em sistemas construídos ainda é pouco conhecido, sendo utilizado em casos pontuais. Possui a capacidade de diminuir o conservadorismo em torno das incertezas, realizando uma profunda avaliação de desempenho estrutural, obtendo confiança única em resultados. (ASCE, 2011).

Antes de fornecer um maior esclarecimento quanto às etapas pertencentes ao sistema de monitoramento de saúde das pontes, serão apresentados dois conceitos de modelagem aplicados às etapas do sistema: modelo físico e não físico. Estes modelos são utilizados na interpretação de dados, seleção e calibração de modelos além de auxiliar na tomada de decisões.

2.2.1 Modelo físico

Segundo ASCE (2011), este modelo possui a capacidade de diagnosticar as causas das mudanças de comportamento e o impacto causado no desempenho do sistema. Analisa a resposta do sistema em várias condições de carregamento crítico. É formulado obedecendo a critérios como condições de contorno e continuidade, equilíbrio e cinemática do sistema construído de interesse.

São exemplos deste modelo: modelos físicos matemáticos; modelos contínuos (Teoria da elasticidade, Equações de onda, Equações diferenciais idealizadas); modelos geométricos

discretos (Elementos finitos para sólidos e problemas de campo); modelos modais, modelos numéricos (coeficientes de rigidez K , massa M e amortecimento C).

2.2.2 Modelo não físico

Este modelo é capaz de identificar uma mudança no comportamento, desde que corresponda a dados registrados, mas não consegue indicar a causa da mudança e efeito no desempenho total do sistema, segundo ASCE (2011). Possui a vantagem de ser um identificador estrutural em tempo real, com monitoramento contínuo. A construção do modelo depende apenas do fornecimento de dados.

São exemplos deste modelo: modelos meta (modelos de entrada e saída) e modelos numéricos (histogramas para frequência distribuída, método ARMA).

2.3 Etapas do processo de monitoramento

O sistema de monitoramento é composto por seis etapas, cada uma delas interligadas entre si, sendo elas (ASCE, 2011):

1. Objetivos, observações e conceitos;
2. Medição, visualização e modelagem de prioridades;
3. Ensaio controlados;
4. Processamento de dados e parâmetros da extração;
5. Seleção e calibração baseado em modelos físicos;
6. Utilização de modelos para a tomada de decisão.

2.3.1 Objetivos, observação e conceitos

O ponto de partida para aplicação do sistema de identificação estrutural é se familiarizar com o uso do identificador estrutural e o comportamento da estrutura. Este processo envolve questões como: tipologia da construção, operação, capacidade de carga em diferentes condições, desenvolvimento de planos de ação que minimizem os danos, manutenção dos elementos e do ciclo de vida além de questões econômicas, ou seja, é a caracterização do sistema construído. Estes componentes devem ser considerados ao definir o modo de aplicação da ferramenta.

É fundamental entender como os sistemas construídos são carregados, se deformam, transferem esforços entre os elementos até chegar à fundação e à interação com o solo. A possível existência de incertezas também deve ser considerada, evitando assim a construção de modelos deficientes ou ainda projetos experimentais incompletos. As informações disponíveis poderão servir como restrições ao sistema, conduzindo a modelagem analítica, o controle experimental e a calibração do modelo. (ASCE, 2011).

2.3.2 Medição, visualização e modelagem de prioridades

Ao dar início a esta etapa, que procede à modelagem principal, deve ser elaborado um plano de ação para diminuir a ocorrência de erros na extração e leitura de dados, relacionados à modelagem do modelo prioritário.

Na extração de dados, a escolha do período de tempo de monitoramento é peça chave para se obter um eficiente processamento de informações em tempos reais. No geral, essa escolha depende do tipo de carregamento considerado (ex: tráfego, terremoto e inundação) (ORCESI e FRANGOPOL, 2013).

Para a utilização do método de elementos finitos e modelagem do modelo prioritário, os parâmetros mais importantes para a modelagem são as condições de contorno, pois podem influenciar no valor final das frequências naturais das pontes (MARCUIZZI e MORASSI, 2010).

O modelo prioritário é importante por servir como modelo teste, de onde se pode extrair uma estimativa da dinâmica da estrutura, auxiliando na calibração do modelo real, é executado

antes do modelo real definitivo. Este modelo pode ainda ser utilizado como modelo calibrado, através dos parâmetros de identificação dinâmicos (ASCE, 2011).

Quanto à modelagem real, que sucede o modelo prioritário, pode variar conforme os objetivos do identificador estrutural e da complexidade da estrutura em análise. Esta complexidade pode ser satisfeita com modelos de massa-mola em sistemas mais simples, e modelagem em elementos finitos em estruturas mais complexas.

2.3.3 Experimentação controlada

Esta etapa tem apenas um objetivo, fornecer informações sobre o sistema construído. Ao serem executados, por exemplo, ensaios de carregamento, excitação, instrumentação, aquisição, qualificação, arquivamento e leitura de dados, são possíveis obter informações mais significantes e minimizar incertezas dos sistemas. É alcançado aplicando-se melhores práticas estabelecidas para a calibração e instalação de sensores (ASCE, 2011).

2.3.4 Processamento de dados e parâmetros da extração

Esta etapa objetiva fornecer informações sobre o sistema construído através de ensaios de carregamento, excitação, instrumentação, aquisição de dados, arquivamento e leitura de dados. Assim é possível minimizar incertezas (ASCE, 2011).

Nessa etapa realiza-se a filtragem de ruídos e erros, compressão e transformação de dados e interpretação direta das informações que envolvem o ajuste dos modelos matemáticos criados em relação ao sistema construído. Os modelos numéricos têm a função principal de obter dados precisos e repetir propriedades ligadas ao sistema construído. Assim priorizam-se dados que identificam o comportamento do sistema e quando ocorrem as mudanças do comportamento e suas causas. É uma ferramenta de monitoramento contínuo, pois permite anexar conjuntos de dados (ASCE, 2011).

2.3.5 Seleção e calibração baseado em modelos físicos

A elaboração de modelos a serem calibrados tem objetivo único: reconhecer aspectos físicos do sistema construído. A utilização de diferentes planos de modelagem é indicada de modo a obter a seleção e calibração do modelo adequado. Desta forma é possível diminuir diferenças existentes entre o modelo de estudo e o real (ASCE, 2011).

Quanto ao método de calibração, segundo Morassi e Tonon (2008), pode-se executar de forma manual e automatizada. Na forma manual, considera-se a resposta da modelagem, por elementos finitos, e as respostas verificadas *in situ*. Deve ocorrer o incremento do modelo físico de modo a ajustá-lo até que exista uma aproximação da resposta real com a resposta do modelo em elementos finitos. Na forma automatizada, a correção é feita como um problema de otimização. O problema é formulado com o objetivo de minimizar a diferença entre o modelo em elementos finitos e frequências experimentais.

Além da calibração do modelo, a correta caracterização dos elementos constituintes da estrutura determina o sucesso do modelo em elementos finitos. (MA et al, 2012).

Ao final, caso o modelo físico esteja corretamente selecionado e calibrado, é possível identificar as causas e a influência da mudança no sistema construído em casos de variação de respostas.

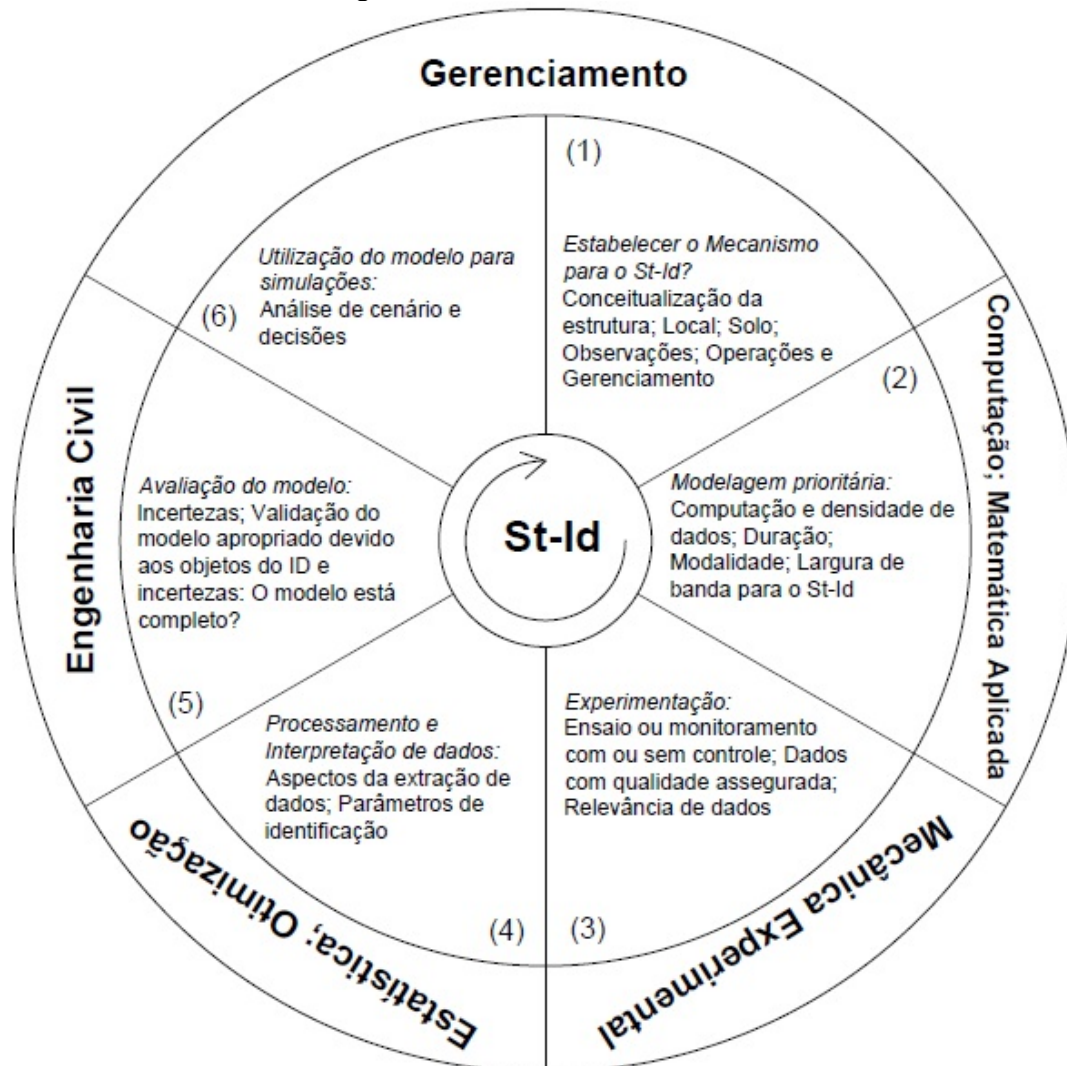
2.3.6 Utilização de modelos para a tomada de decisão

Com base nas respostas dos modelos já desenvolvidos e calibrados, são definidas ações a serem tomadas para recuperar o sistema estrutural. É indispensável que as propriedades verificadas no sistema construído se aproximem do modelo desenvolvido e calibrado.

As ações de manutenção a serem tomadas, do ponto de vista técnico, devem estabelecer um aumento de desempenho do sistema construído. Do ponto de vista financeiro, os modelos em análise, ao atingirem respostas aproximadas, são capazes de adquirir um comportamento adequado à realidade, de onde se podem extrair atividades de manutenção menos onerosas (ASCE, 2011).

A figura 1 apresenta as etapas que compõe a identificação estrutural.

Figura 1: Sistema de monitoramento



Fonte: adaptada de ASCE (2011)

2.4 Avaliação por meio do monitoramento

Ao utilizar o monitoramento de estruturas ocorre uma diminuição de incertezas, obtendo uma avaliação e previsão de desempenho aprimorada. Ocorre também a prevenção de falhas inesperadas, avaliações mais confiáveis e manutenções pontuais, além de resultar em um menor custo efetivo de manutenção.

As causas da diminuição do desempenho acontecem principalmente pela redução da resistência relacionada à corrosão e fadiga, fatores estes, altamente dependentes de várias condições ambientais desconhecidas, dificultando a correta avaliação e previsão do desempenho estrutural de uma ponte com deterioração (CHEN e DUAN, 2007).

2.5 Custo de vida de uma ponte com monitoramento

A definição dos tipos e a periodicidade das manutenções é que definem o custo de ciclo de vida total de uma ponte. A condição ideal é que se obtenha o custo mínimo de manutenção e o aumento do desempenho estrutural durante a vida útil da mesma. O custo de vida total (C_{total}) sem o monitoramento é resultado da adição de quatro parcelas. (CHEN e DUAN, 2014):

$$C_{total} = C_{ini} + C_{main} + C_{insp} + C_{fail} \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

C_{ini} = custo inicial de construção e de projeto;

C_{main} = custo esperado da manutenção;

C_{insp} = custo esperado da inspeção;

C_{fail} = custo esperado da falha.

O custo total esperado durante a vida útil de uma ponte pode ser considerado um problema de otimização, associado com a minimização de custo de manutenção, maximização do desempenho estrutural durante a vida útil da mesma.

Ao aplicar o monitoramento, o custo esperado é resultado da adição de cinco parcelas:

$$C_{total}^* = C_{ini}^* + C_{main}^* + C_{insp}^* + C_{fail}^* + C_{mon} \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde:

C_{mon} = custo do monitoramento.

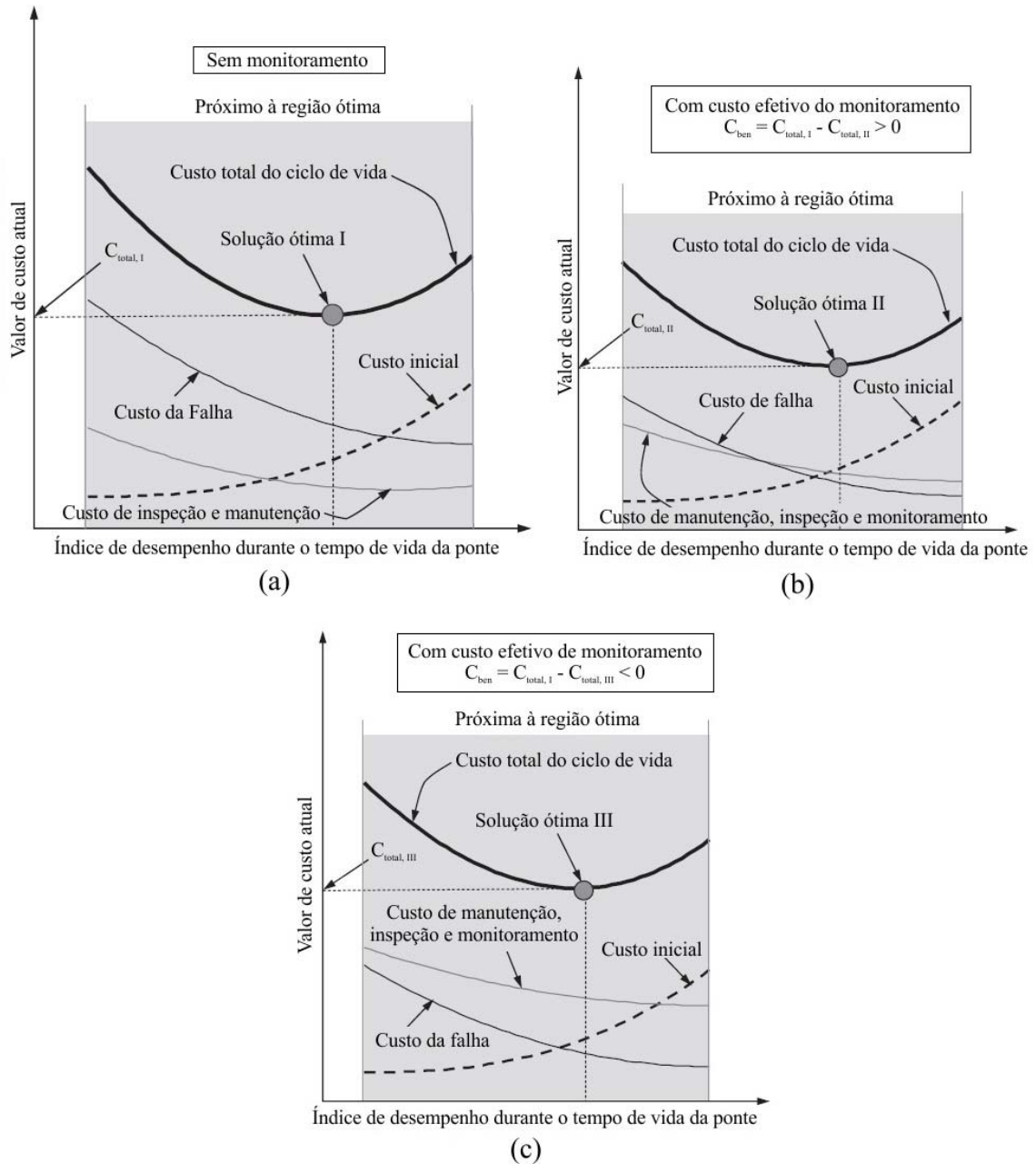
O sobrescrito “*” representa o custo de vida total esperado afetado pelo monitoramento. O custo do monitoramento consiste do custo do projeto, instalação e operação.

A figura 3 apresenta a relação entre o custo do ciclo de vida total e desempenho, com e sem monitoramento. Uma comparação entre (a) e (b) indica que se o monitoramento é aplicado de maneira eficiente para o gerenciamento da manutenção da ponte, o custo do ciclo de vida mínimo com monitoramento ($C_{total,II}$) será menor que aquele sem monitoramento ($C_{total,I}$) e haverá benefício ao usar a identificação estrutural ($C_{ben} = C_{total,I} - C_{total,II} > 0$). Caso contrário, se o monitoramento não possui custo efetivo mínimo durante o ciclo de vida ($C_{total,III}$), o custo

do ciclo de vida total será maior que aquele sem monitoramento ($C_{total, I}$) e como resultado existirá perda financeira ($C_{ben} = C_{total, I} - C_{total, III} < 0$).

Através da figura 3 pode ser verificado que o monitoramento deve ser executado de forma apropriada para que se evitem gastos desnecessários.

Figura 3: Custo do ciclo de vida total e desempenho com e sem monitoramento



Fonte: Adaptada de Chen e Duan (2014)

2.6 Dinâmica estrutural

De acordo com Lima e Santos (2008), a resposta de uma estrutura frente à ação de uma carga dinâmica pode ser descrita pela dinâmica estrutural. As cargas dinâmicas analisadas nesta verificação podem alterar seu valor em relação à magnitude, direção ou posição, ou seja, se modificam com a passagem do tempo. Esta capacidade da carga de variar no tempo alternando velocidades se deve às diferenças de massas e inércias não desprezíveis, e à ação de forças externas. (MEIRELLES, 2007).

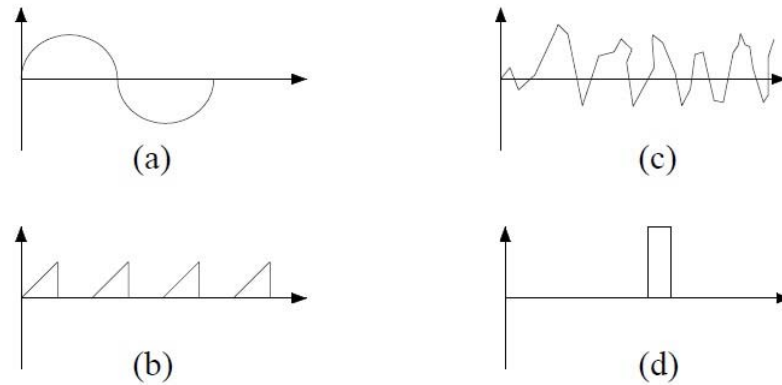
O comportamento da estrutura pode ser afetado por características dos elementos que a constituem como a massa (ligada à inércia), a rigidez (ligada à elasticidade) e o amortecimento (ligado à dissipação de energia). Estes parâmetros são capazes de alterar o valor das frequências naturais, taxas de amortecimento e formas modais, propriedades que definem o comportamento dinâmico estrutural (LIMA e SANTOS, 2008).

A carga dinâmica pode ser classificada de acordo com a sua ocorrência no tempo, podendo pertencer a quatro grupos distintos:

- a) Harmônica: quando o seu comportamento obedece a uma função seno ou cosseno. Ocorre em máquinas rotativas com massa desequilibrada (turbinas, geradores e bombas centrífugas);
- b) Periódica: quando o seu comportamento obedece a um intervalo regular no tempo, com repetições conhecidas como período, sendo possível verificá-las em forças geradas por máquinas rotativas em operação;
- c) Transiente: quando o seu comportamento não obedece qualquer regime de período. Ocorre em ventos e terremotos;
- d) Impulsiva: pertence ao grupo das cargas dinâmicas transientes, mas com uma particularidade, possui uma duração muito curta, não podendo ser desprezada. Ocorre em explosões.

A figura 4 apresenta a tipologia das cargas dinâmicas, em: (a) harmônica, (b) periódica, (c) transiente e (d) impulsiva.

Figura 4: Comportamento de cargas dinâmicas



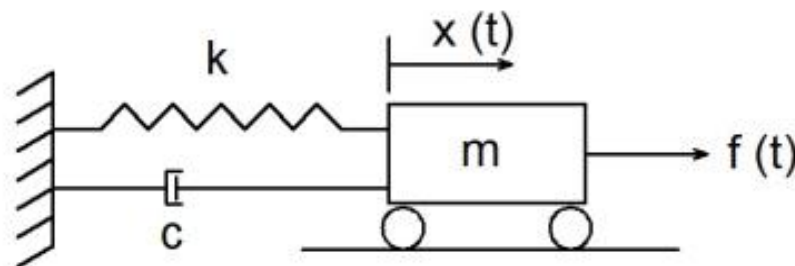
Fonte: Adaptada de Lima e Santos (2008)

2.6.1 Sistema dinâmico

Um sistema dinâmico é composto por quatro variáveis: massa (m), rigidez (k), amortecimento (c) e a força aplicada (f). A massa (m) representa a inércia do sistema, a rigidez (k) diz respeito às propriedades elásticas, o amortecimento (c) é quem dissipa a energia e $f(t)$ é a força aplicada ao sistema. Quanto ao seu deslocamento $x(t)$ é função do tempo e dos graus de liberdade de cada sistema, podendo ser um único grau de liberdade e múltiplos graus de liberdade. (LIMA e SANTOS, 2008).

A figura 5 apresenta um sistema dinâmico e suas variáveis.

Figura 5: Sistema dinâmico



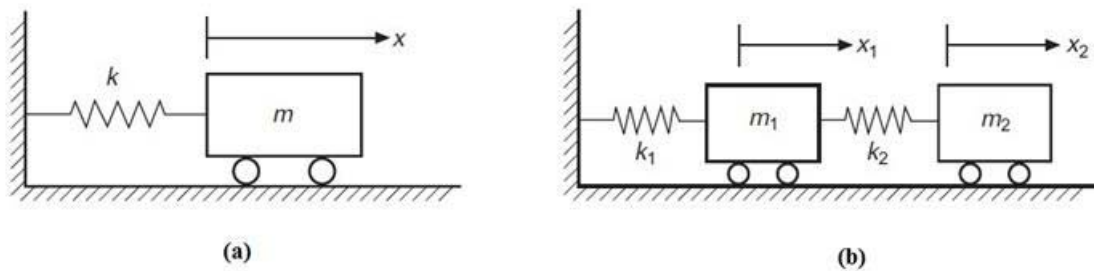
Fonte: Adaptada de Lima e Santos (2008)

2.6.2 Graus de liberdade de uma estrutura

O número dos graus de liberdade de uma estrutura determina o número de coordenadas necessárias para que seja possível descrever as posições de todas as massas de um sistema, no caso de um sistema dinâmico, em qualquer instante de tempo. (LIMA e SANTOS, 2008).

A figura 6 apresenta em (a) um sistema com apenas um grau de liberdade, onde é possível descrever o deslocamento de um sistema com apenas uma coordenada. Em (b) o sistema possui mais que um grau de liberdade, sendo conhecido como um sistema com múltiplos graus de liberdade, onde são necessárias mais que uma coordenada para definir o deslocamento existente.

Figura 6: Graus de liberdade de um sistema dinâmico

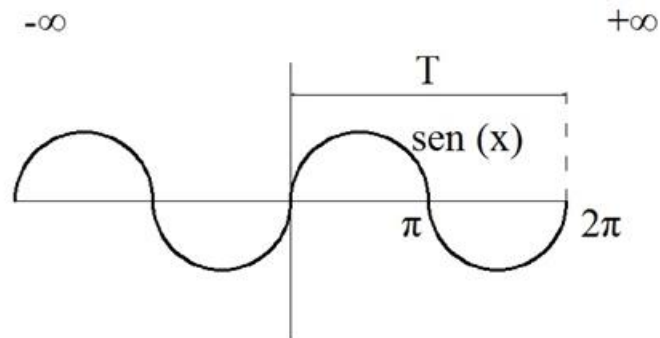


Fonte: Adaptada de He e Fu (2001)

2.7 Séries de Fourier

Criada por Jean B. Fourier, em 1822 com o intuito de descrever a transmissão de calor entre sólidos, é uma técnica capaz de representar uma forma de onda composta pela soma de senos, cossenos ou exponenciais complexos. Possui grande aplicação na matemática, engenharia e no processamento de áudio e vídeo. A figura 7 apresenta uma função periódica, em forma de onda, que é possível de ser representada pelo uso das séries de Fourier.

Figura 7: Função periódica

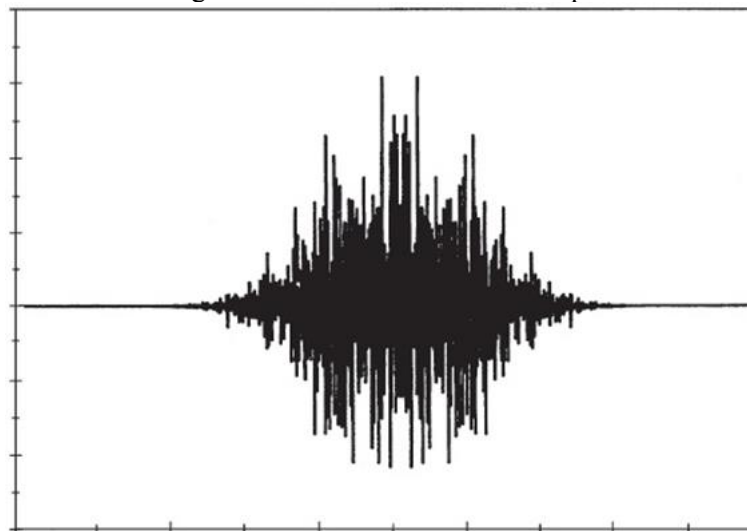


Fonte: do autor

As séries de Fourier convergem para todos os valores de frequência ωt considerados. As frequências (ω , 2ω , 3ω ,...) múltiplas da frequência fundamental ω constituem uma sequência harmônica. As funções seno e cosseno, correspondentes, completam um número integral de ciclos em um espaço de $T=2\pi/\omega$, conhecido como período fundamental. Assim, as funções $\cos(\omega t)$ e $\sin(\omega t)$ completam apenas um ciclo neste período. (JAMES, 2011; POLLOCK et al, 1999).

A figura 8 apresenta um sinal no domínio do tempo. Este sinal também é considerado como uma forma de onda, que pode ser descrito por frequências fundamentais e pelo somatório de senos, cossenos ou exponenciais complexos.

Figura 8: Sinal no domínio do tempo



Fonte: Adaptada de James (2011)

2.8 Tratamento de sinais

Embora não tenha sido aplicado nenhum tratamento às amostras, apresenta-se na sequência do estudo o método para determinar a média de um sinal com forma de onda.

2.8.1 Root Mean Square (RMS)

O RMS é uma média utilizada em circuitos elétricos, na análise de sinais biomédicos, na análise de vibrações de estruturas entre outros, que possuem como resultado uma forma de onda. É o valor da magnitude de uma quantidade variável (BALBINOT e BRUSAMARELLO, 2011.).

É utilizado quando as variações são positivas e negativas, por exemplo, em sinuosidades. A equação 3 apresenta o RMS.

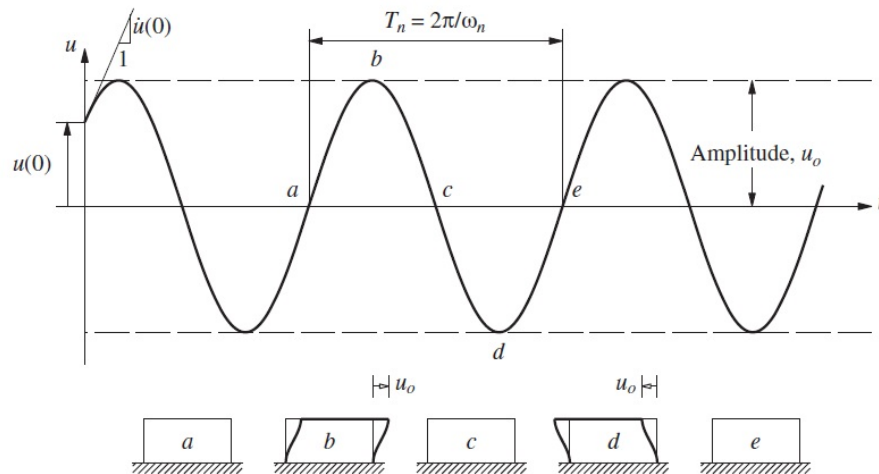
$$RMS = \sqrt{\frac{1}{T} \int_{t_1}^{t_2} x^2(t) dt} \quad (\text{Eq. 3})$$

2.9 Vibração Livre

Uma estrutura é considerada em vibração livre quando seu equilíbrio estático é perturbado e tem início um movimento de vibração sem qualquer excitação dinâmica externa atuante. O movimento é iniciado ao impor à massa um deslocamento velocidade no tempo zero (CHOPRA, 2011).

A figura 9 representa um sistema em vibração livre, onde em *a*, *b*, *c*, *d*, *e* são fases distintas do comportamento de uma estrutura em vibração livre. A estrutura, em sua posição de equilíbrio estática e indeformada em *a*, move-se para a direita de acordo com sua massa, alcançando seu máximo deslocamento positivo v_0 em *b*, no qual a velocidade é zero. A massa retorna a sua posição de condição de equilíbrio em *c*, e continua a mover-se para a esquerda, onde obtém o maior deslocamento negativo em *d*. O deslocamento começa a diminuir, onde o sistema retorna a posição de equilíbrio em *e*. O comportamento da estrutura na vibração livre é definido por suas características de massa, rigidez e amortecimento. O período fundamental (T_n) é o tempo necessário para o sistema realizar um ciclo completo. O deslocamento (v_0) e a velocidade (v_0) são aplicados no sistema no tempo zero.

Figura 9: Sistema em vibração livre



Fonte: Adaptada de Chopra (2011).

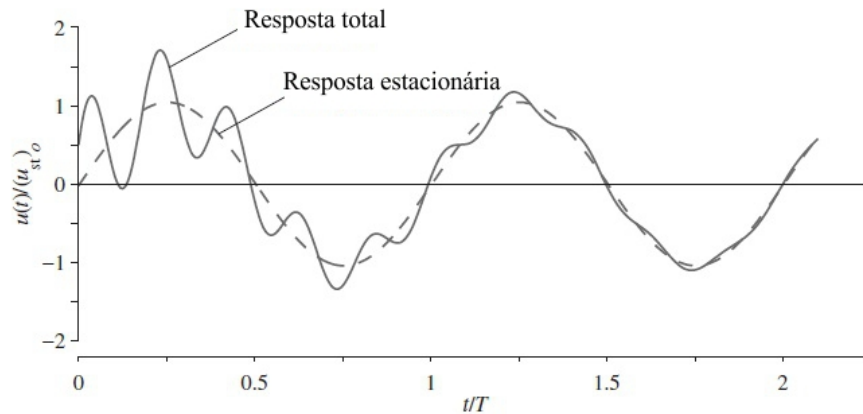
2.10 Vibração forçada

A resposta de um sistema à excitação harmônica forçada auxilia no entendimento da resposta da estrutura aos outros tipos de forças atuantes. A força harmônica forçada resulta em parâmetros referentes à repetição da força de excitação.

A resposta do sistema, ao aplicar a excitação forçada, é composta por duas partes: total e estacionária.

A figura 10 apresenta um sistema em que atua a vibração forçada. O resultado total do sistema é apresentado pela linha contínua. A linha espaçada é referente à vibração forçada. A diferença entre a resposta do sistema e a estacionária resultará na resposta livre, a qual diminui exponencialmente com o tempo de acordo com a taxa de amortecimento e a relação entre frequências forçada e natural.

Figura 10: Sistema em vibração forçada



Fonte: Adaptada de Chopra (2011).

2.11 Transformada rápida de Fourier (FFT)

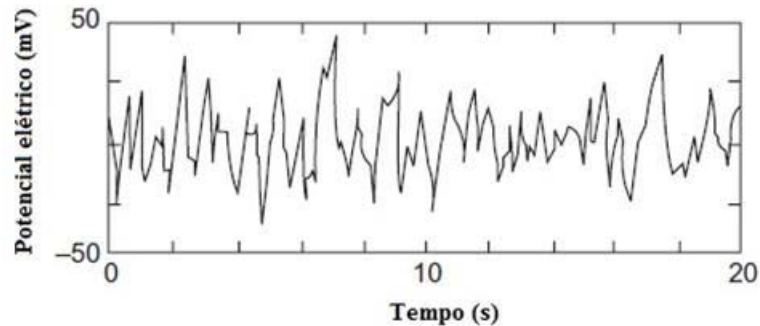
A Transformada rápida de Fourier (FFT) é uma versão mais rápida da Transformada Discreta de Fourier (DFT) e utiliza algoritmos para fazer o mesmo processo que a DFT, mas em menor tempo, ou seja, realiza a transformação de dados em domínio de tempo para domínio da frequência.

Apresentado por Cooley e Tukey, em 1965, o algoritmo que reduz a ordem do número de operações ao levar um comprimento N de uma DFT a um comprimento menor da própria DFT, foi responsável por aumentar o interesse pelo processamento de sinais digitais iniciado na década de 70 (DUHAMEL e VETTERLI, 1990).

Embora existam outros algoritmos, o mais utilizado e proposto por Colley e Tukey (1965) é o que adota como comprimento $N=2^n$, sendo muito eficiente. Algoritmos desta família possuem alta eficiência e baixa complexidade.

A figura 11 apresenta uma resposta em domínio do tempo.

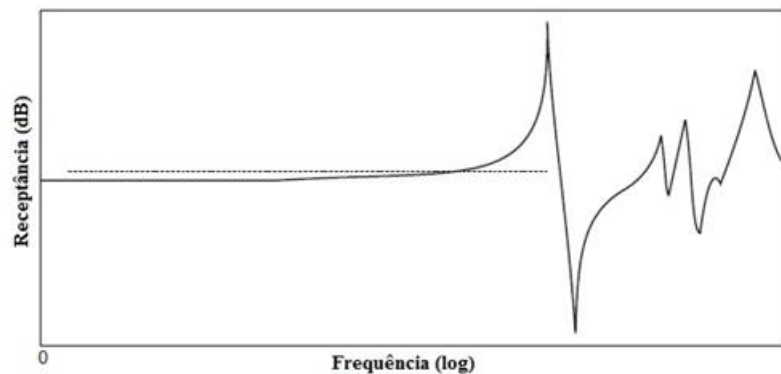
Figura 11: Resposta em domínio do tempo



Fonte: Adaptada de He e Fu (2001)

O resultado obtido ao aplicar a FFT à amostra é apresentado na figura 12.

Figura 12: Resposta em domínio de frequência



Fonte: Adaptada de He e Fu (2001)

Ao utilizar as séries de Fourier e fazer a transformação para domínio de frequência, imediatamente aparecem valores de frequência em que a estrutura prefere vibrar. As curvas são utilizadas em escalas de decibéis (dB), de onde destacam-se picos que indicam as frequências naturais da estrutura e definem a existência de modos de vibração. (SAHIN e BAYRAKTAR, 2014; MENDES e OLIVEIRA, 2008).

2.12 Análise modal

Segundo He e Fu (2001), a análise modal é um processo que permite definir as características dinâmicas de um sistema, através de um modelo matemático que melhor representa o comportamento da estrutura.

Possui duas linhas de desenvolvimento: a Análise Modal Experimental (EMA) e a Análise Modal Operacional (OMA). A EMA faz uso do conhecimento das forças de excitação, em dados de entrada, e medições dos dados de saída para a estimativa dos parâmetros modais. A OMA faz apenas uso das leituras das respostas da estrutura, não sendo necessário se conhecer as forças de excitação de entrada.

Na análise modal operacional não existe qualquer controle sobre as forças de excitação, nem é possível quantificá-las. A origem da excitação pode ter várias fontes, por exemplo: vento, tráfego de veículos e funcionamento de máquinas na estrutura (MENDES e OLIVEIRA, 2008).

Segundo Thomas et al (2007), a OMA, conhecida também por Análise Modal Natural, foi desenvolvida durante a década de 70. Tem chamado muita atenção na engenharia com aplicações em plataformas marinhas, construções, torres, pontes e outras estruturas, com uso crescente desde a década de 90 (ZHANG et al, 2005).

A técnica baseia-se na leitura da resposta da vibração, sendo descrita em torno de seus parâmetros modais: frequência natural, taxa de amortecimento e formas modais. As formas modais de vibração são determinadas pelas características físicas (massa, rigidez e amortecimento) e distribuições espaciais da estrutura em análise (HE e FU, 2001).

A análise modal pode ser executada por dois processos. O primeiro é conhecido por Análise Modal Teórica, que utiliza a técnica de discretização (Método dos Elementos Finitos), de onde é possível obter matrizes de massa e rigidez da estrutura. O segundo, denominado Análise Modal Experimental, que difere da EMA, utiliza dados experimentais para definir frequências naturais, amortecimento e modos de vibração (LIMA, 2006).

É possível utilizar a análise modal teórica e experimental em conjunto. Com o uso de metodologias distintas, fazendo uso de modelos numéricos e experimentais, em escala, é possível realizar um refinamento da estrutura através da comparação dos resultados entre os próprios modelos (MEIRELLES, 2007).

O comparativo de respostas experimentais e numéricas é realizado de maneira contínua, onde se busca, primeiramente, validar o modelo. Posteriormente, ocorrem simulações para verificar o desempenho do sistema estrutural frente à ação de cargas dinâmicas, à existência e a intensidade de danos (MENDES e OLIVEIRA, 2008).

O OMA apresenta uma série de vantagens em relação à EMA. Segundo Bayraktar et al (2010), o OMA é mais rápido e não interfere com a operação da estrutura pois usa uma fonte de excitação que já atua no sistema, além de as respostas medidas apresentarem as condições reais de operação.

Segundo Masjedian e Keshmiri (2009), podem-se citar ainda outras vantagens:

- Menor custo por não necessitar excitação artificial;
- Os resultados oferecem características referentes a todo o sistema;
- É apropriado para estruturas grandes e complexas;
- Pode ser utilizado no controle de vibração de estruturas e para identificar danos.

2.12.1 Frequência natural

A frequência natural é utilizada para quantificar as propriedades da vibração da estrutura e é dependente da relação existente entre rigidez e massa do sistema. Desta forma, pode-se afirmar que sistemas distintos, com massas e rigidez diferentes, podem apresentar a mesma frequência natural. Indica em que frequência a estrutura “prefere” vibrar, ou seja, a frequência com que o movimento se repete (CHOPRA, 2011; HE e FU, 2001).

O termo “natural” é utilizado para enfatizar que a frequência é uma propriedade natural do sistema e está ligada a forma modal, que diz respeito ao modo com a estrutura se deforma. Cada modo de vibração é descrito pro sua frequência natural.

2.12.2 Amortecimento

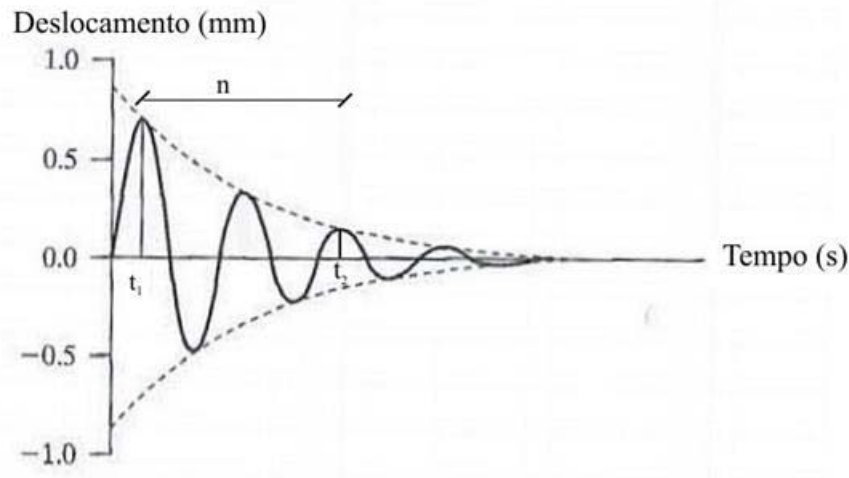
O processo pelo qual a vibração diminui a amplitude do movimento da estrutura até entrar em estado de repouso novamente é chamado de amortecimento. Para quantificá-lo utiliza-se a taxa de amortecimento (ξ), que é adimensional e dependente da massa e rigidez do sistema (CHOPRA, 2011).

Quanto menor for o valor da taxa de amortecimento, maior é o número de ciclos e tempo necessários para cessar o movimento de vibração da estrutura.

Para determiná-lo faz-se uso do decremento aleatório, técnica que utiliza o registro da resposta da excitação em queda harmônica. Pode ser determinado manualmente (INMAN, 2007; CANTIENI, 1984).

É definido por meio de uma relação que considera um número n de períodos consecutivos, positivos e inteiros, e o valor das amplitudes dos picos de início e fim considerados. A figura 13 apresenta o registro da resposta de um ensaio dinâmico, na qual se pode aplicar o decremento aleatório.

Figura 13: Decaimento logarítmico



Fonte: Adaptada de Inman (2007)

As Equações 4 e 5 são utilizadas para determinar o amortecimento no decaimento logarítmico. A Eq. 4 é utilizada para determinar o logaritmo de decaimento aleatório e a Eq. 5 define a taxa de amortecimento.

$$\delta = \frac{1}{n} \ln \left(\frac{t_1}{t_2} \right) \quad (\text{Eq. 4})$$

$$\xi = \frac{\delta}{\sqrt{4\pi^2 + \delta^2}} \quad (\text{Eq. 5})$$

2.13 Acelerômetros

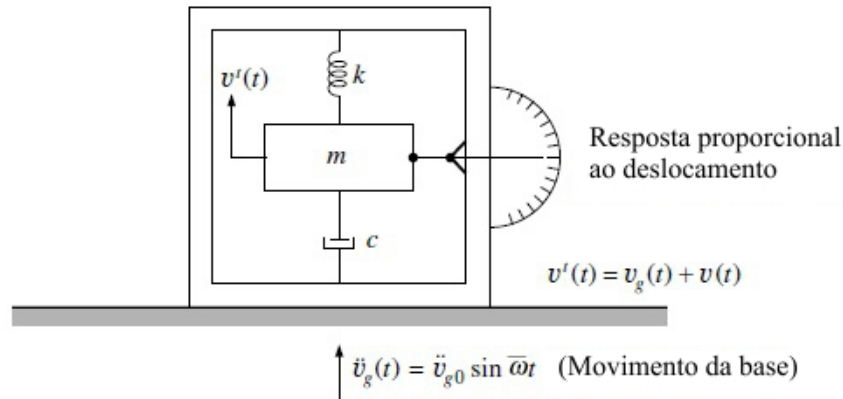
Os acelerômetros são instrumentos sísmicos que consistem essencialmente de um oscilador com amortecimento viscoso (onde o amortecimento é proporcional à velocidade). A resposta é verificada em torno do deslocamento da massa relativa do equipamento anexado a superfície onde o movimento deve ser mensurado (CLOUGH e PENZIEN, 2003; LIMA SANTOS, 2008).

O acelerômetro é o sensor mais comum utilizado para o ensaio modal. Mede a aceleração de uma estrutura, com respostas obtidas na forma de voltagem. O sinal capturado é então transformado por um dispositivo, hardware ou software antes de ser avaliado por um profissional. A frequência destes instrumentos para medição da aceleração deve ser maior que a frequência do sistema em análise (HE e FU, 2001).

A figura 14 apresenta um acelerômetro e os elementos básicos para seu funcionamento. Sempre que ocorre a aceleração (\ddot{v}) de um corpo, a inércia do equipamento faz com que a massa (m) resista. A força exercida pela massa é equilibrada pela mola (k) e, como o deslocamento

(v') medido pela mola é proporcional à força aplicada, a aceleração do corpo é proporcional ao deslocamento da massa (FIGUEIREDO, 2007).

Figura 14: Acelerômetro - elementos básicos



Fonte: Adaptada de Clough e Penzien (2003)

Existem vários tipos de acelerômetros, cada um apresenta vantagens e desvantagens. Os acelerômetros podem ser separados em capacitivos, piezoelétricos, piezoresistivos e micro acelerômetros (MEMS). O acelerômetro que equipa os celulares é do tipo MEMS.

Os micro acelerômetros (MEMS) são sensíveis, compactos, baratos e permitem acrescentar novas capacidades aos produtos, tornando-os funcionais e seguros. A família destes acelerômetros inclui dispositivos que podem medir a aceleração e a vibração em um, dois ou três eixos. O sensor MEMS de um acelerômetro linear é baseado no movimento de uma estrutura em silicó. A aceleração é obtida da medição dos deslocamentos de elementos móveis que estão associados aos eixos (FIGUEIREDO, 2007).

2.14 Métodos de extração modal

Por meio do uso de métodos de extração modal é possível conhecer as frequências naturais, formas modais e taxas de amortecimento em estruturas. Podem ser executados em domínio de frequência ou tempo. De acordo com o domínio utilizado, aplicam-se diferentes técnicas de identificação modal.

Os métodos adotados ao se utilizar o domínio de frequência são: Peak Picking; Círculo Ajustado; FRF inversa; Least-Square e; Dobson.

Os métodos adotados ao se utilizar o domínio de tempo são: Least-Square; Ibrahim (ITD); Decremento aleatório; Autoregressive Moving Average (ARMA).

Embora seja necessário um maior detalhamento sobre cada método de extração modal, será depositada única atenção ao método Peak Picking, que é o que mais se aproxima do resultado obtido ao aplicar a transformada rápida de Fourier (FFT).

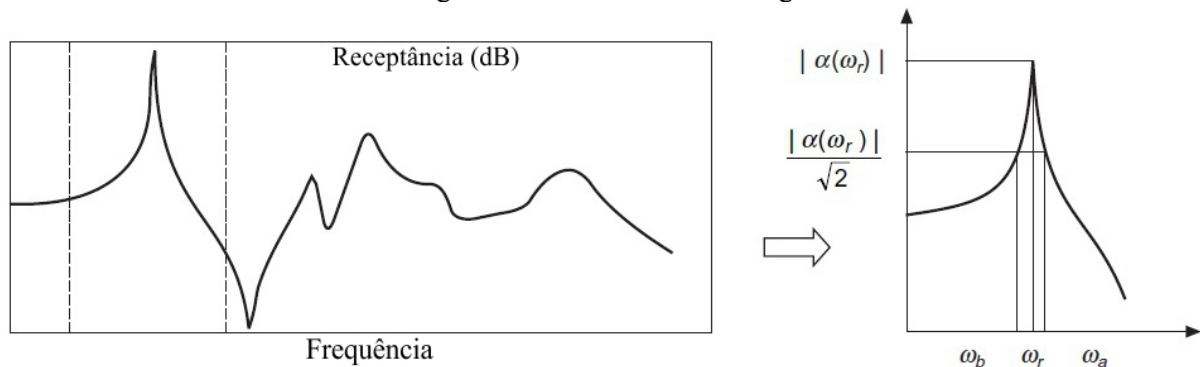
2.14.1 Método Peak Picking

O Peak Picking é de simples aplicação, onde é necessário identificar o valor dos parâmetros dinâmicos no gráfico em domínio de frequência. É também conhecido como método da meia potência.

A frequência natural é determinada através do valor de pico do gráfico. O valor do amortecimento é conhecido através de dois pontos de meia potência em relação à amplitude máxima, um ponto localizado em cada lado do pico de frequência (HE e FU, 2001).

Embora o pico de frequência também represente a existência de uma forma modal dominante, é impossível determiná-la no gráfico. A figura 15 apresenta o método Peak Picking aplicado a um gráfico em domínio de frequência onde se identificam o valor da frequência natural $|\alpha(\omega_r)|$ e os pontos de meia potência $\frac{|\alpha(\omega_r)|}{\sqrt{2}}$.

Figura 15: Método Peak Picking



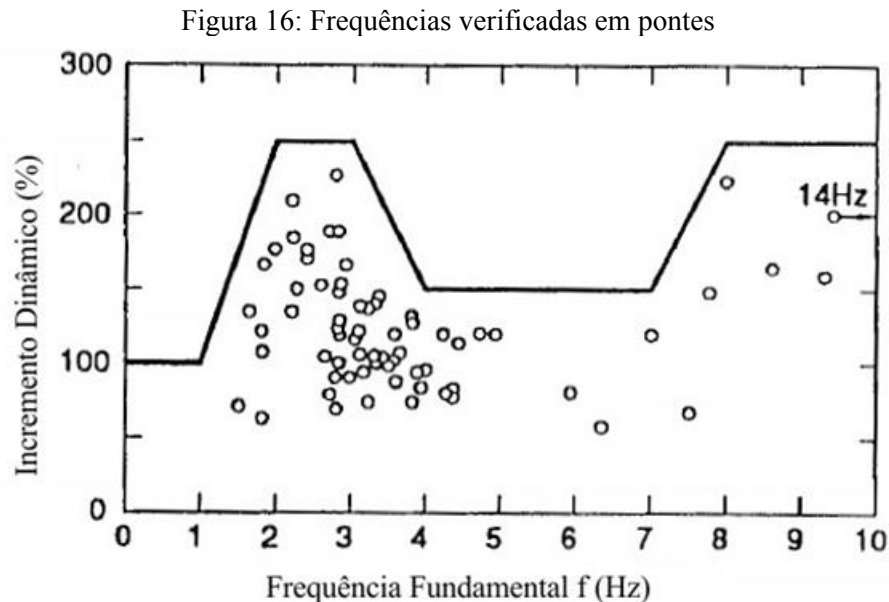
Fonte: Adaptada de He e Fu (2001)

Ao adotar este método, a taxa de amortecimento (ξ) é posteriormente definida pela equação 6:

$$\xi = \frac{\omega_b^2 - \omega_a^2}{4\omega_r^2} = \frac{\omega_b - \omega_a}{2\omega_r} \quad (\text{Eq. 6})$$

2.15 Frequência natural em pontes

A frequência de pontes em geral é fortemente dependente do comprimento do vão e do tipo de construção da ponte. Embora possuam, geralmente, valores de frequência entre 2 Hz e 4 Hz, Bachmann et al(1995), indica uma faixa de frequência que varia de 0 (zero) a 14 Hz. A figura 16 apresenta valores de frequências normalmente verificados em pontes.



Fonte: Adaptada de Bachmann et al (1995)

Segundo Mohseni et al (2014), o comprimento do vão e o ângulo de inclinação influenciam na frequência natural de pontes. À medida que o comprimento aumenta, a frequência fundamental diminui. O ângulo de inclinação quando aumenta também causa um aumento na frequência fundamental de pontes.

O ângulo de inclinação interfere também no modo de vibração de estruturas. Pontes com ângulo de inclinação de 0° a 45° possuem formas modais de flexão dominantes.

2.16 Retroanálise

A retroanálise é um processo formado por técnicas teóricas, experimentais e numéricas. Permite extrair informações geométricas e propriedades físicas de uma estrutura quando não estão disponíveis os projetos originais. É composta por três etapas: levantamento geométrico; análise experimental por meio de cargas dinâmicas e estáticas e; avaliação do modelo numérico com os resultados experimentais (SANTOS, 2013).

O levantamento geométrico consiste em identificar dados referentes à geometria da estrutura, verificar as condições e o número de elementos constituintes e a existência de inclinações, bem como a presença de guarda-corpos, passeios, largura das pistas e do acostamento. A resistência do concreto à compressão pode de ser definida por ensaio de esclerometria.

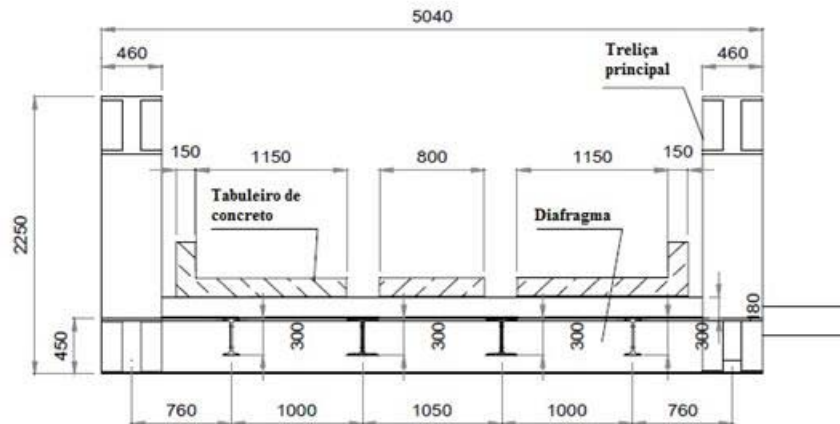
A etapa de análise experimental abrange a execução de ensaios dinâmicos e estáticos. É nesta fase que é realizada a instrumentação da estrutura por meio de acelerômetros em caso de análise dinâmica, ou flexímetros em caso de ensaios estáticos. Assim, o modelo numérico é confeccionado e resulta em propriedades dinâmicas prévias.

Na última etapa ocorre a avaliação e correlação de resultados obtidos. Dessa maneira, pode-se verificar se o modelo numérico repete o comportamento real da estrutura e, posteriormente, prever a eficiência do sistema realizando simulações em torno de seu desempenho.

2.17 Apresentação de exemplos

Como exemplo da aplicação da técnica, pode-se citar Thomas et al (2007), onde utilizando verificação dinâmica, uma ponte que oferece acesso à uma mina de carvão para caminhões e vagões foi recuperada . O projeto inicial data de 1970, com tabuleiro em concreto. A figura 17 apresenta a seção transversal da ponte estudada por Thomas et al (2007).

Figura 17: Seção transversal da ponte



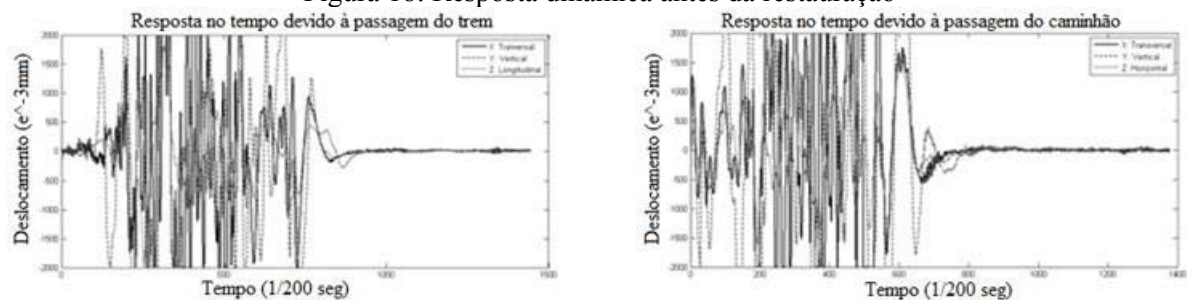
Fonte: adaptada de Thomas et al (2007)

Em 2002, ao ser encontrado um dano no tabuleiro, a ponte foi classificada como inadequada para suportar o tráfego atuante, necessitando de manutenção.

Neste caso, a verificação dinâmica foi adotada como parte da solução para determinar os parâmetros modais antes e depois à restauração. As medições foram feitas em 2001 e 2002.

Na Figura 18 percebe-se que a resposta da estrutura antes da restauração, fortemente acidentada, apresentando maiores picos de deslocamentos devido à passagem de vagões e caminhões.

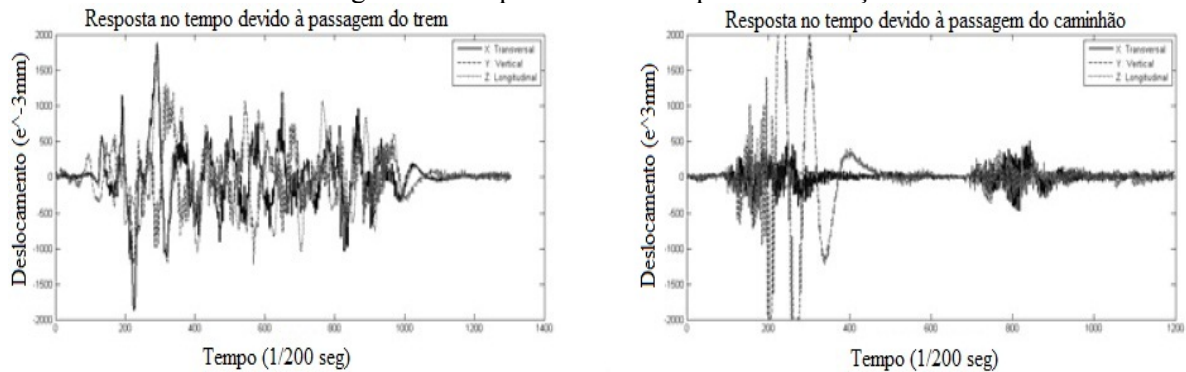
Figura 18: Resposta dinâmica antes da restauração



Fonte: Adaptada de Thomas et al (2007)

Na Figura 19 percebe-se que a resposta da estrutura após a restauração mais suave, apresentando menores picos de deslocamentos. Esta mudança se deve à restauração realizada na ponte.

Figura 19: Resposta dinâmica após a restauração



Fonte: Adaptada de Thomas et al (2007)

Outra propriedade modal do sistema dinâmico são os modos naturais de vibração, também conhecidos por formas modais. São determinados completamente pelas características físicas da estrutura (massa, rigidez e amortecimento) e suas distribuições espaciais. Cada modo possui uma frequência associada (SAHIN e BAYRAKTAR, 2014; HE e FU, 2001).

A figura 20, apresenta as formas modais da ponte a ser restaurada, apresentada por Thomas et al (2007), percebe-se que cada forma modal possui uma frequência. À medida que se modifica a rigidez, massa ou amortecimento, possíveis de ocorrer devido a uma falha, a frequência e sua forma modal também alteram, justificando assim a necessidade manutenção pelo comportamento inadequado do sistema.

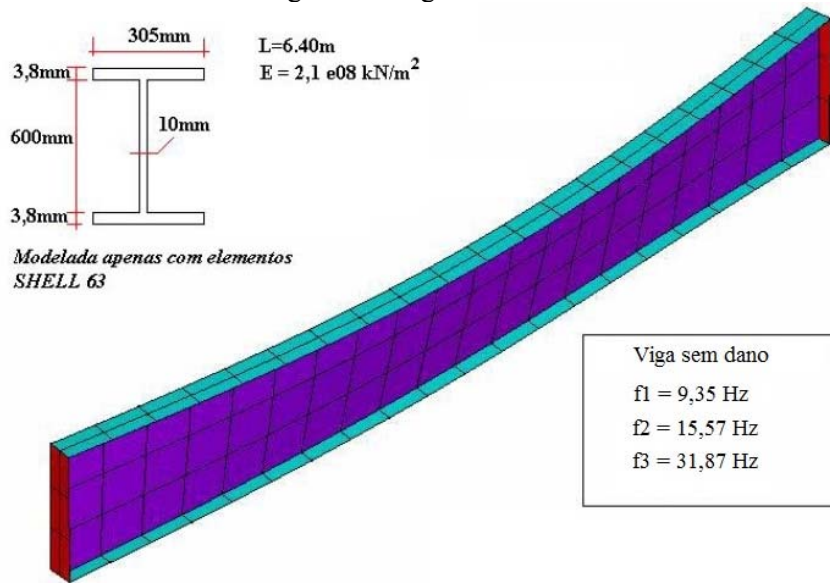
Figura 20: Formas modais de vibração da ponte



Fonte: Adaptada de Thomas et al (2007)

Ainda, Pravia (2003) apresenta na Figura 21 uma viga em aço, sem qualquer dano, onde são conhecidas as dimensões, módulo de elasticidade e frequências.

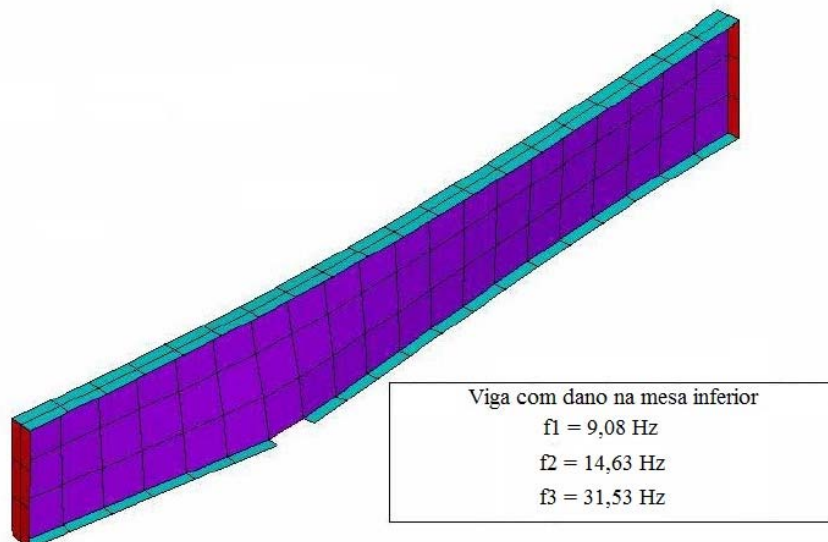
Figura 21: Viga I sem falha



Fonte: Adaptada de Pravia (2003)

Na sequência do estudo, na Figura 22, apresenta-se a mesma viga em aço, com a presença de uma falha, condicionada propositalmente à viga, onde é possível verificar uma mudança nas frequências do elemento.

Figura 22: Viga I com falha



Fonte: Adaptada de Pravia (2003)

Comparando as vigas das figuras 21 e 22, com e sem dano, é possível verificar que ocorre uma mudança nos valores das frequências. A identificação estrutural utiliza esta diferença de frequências associadas à estrutura para definir a necessidade de manutenção.

Em outro exemplo, Yoon et al (2014) utiliza um celular para obtenção de frequências naturais de 30 passarelas de aço em Seul, na Coreia. Os modelos atuais de telefonia móvel são capazes de realizar tal tarefa, pois estão munidos de um acelerômetro interno triaxial e demonstra a resposta da estrutura na tela e em tempo real. O celular era preso à superfície da laje da ponte. A excitação era natural, onde uma ou mais pessoas saltavam durante 10 a 20 minutos.

Em uma ponte localizada no nordeste da China, Naser e Zonglin (2011) apresentam o resultado do ensaio com carga dinâmica operacional, adotada neste caso como o tráfego de veículos. Os valores obtidos para as frequências naturais são menores que os valores teóricos, indicando que a rigidez real da estrutura da ponte é menor que a teórica. O estado dinâmico da estrutura da ponte não é satisfatório e necessita de reparo e reforço. A partir deste exemplo, pode-se concluir que, com a existência do defeito a frequência tende a modificar o seu valor em comparação àquele obtido caso não existisse dano.

O estudo de Magalhães et al (2012), realizado sobre a ponte Infante D. Henrique em Portugal, conduz através de um monitoramento de dois anos uma metodologia que incorpora a análise estatística de dados. Apresenta ainda que, a leitura imediata das respostas dinâmicas de uma ponte indica apenas danos de grande intensidade, sendo que para dados de menor intensidade um maior monitoramento é necessário.

Os ensaios dinâmicos conduzidos por Mekjavić (2013) em vigas de 6 pontes, todas elas com 4 vãos simplesmente apoiadas e em concreto protendido indicou que a rigidez desses sistemas estruturais diminui a medida que envelhecem. Um total de seis vigas em concreto com idade de zero anos, 5 anos, 12 anos, 18 anos, 25 anos e 30 anos foram ensaiadas. A vibração ambiental adotada neste caso foi o tráfego a que as pontes estavam sujeitas.

Através de Mekjavić (2013), pode-se verificar que um número limitado de 5 frequências pode ser utilizado para definir a existência de dano estrutural. Os resultados da pesquisa indicam que o conceito de monitoramento que utiliza a medição de frequências de vibração para a avaliação do sistema pode ser utilizado.

Estes exemplos ilustram, de maneira objetiva, aplicações do método na restauração de pontes, na identificação de deficiências em elementos, ou ainda, na elaboração de projetos para novas pontes, todos eles através da leitura e interpretação das respostas dinâmicas emitidas.

3 METODOLOGIA

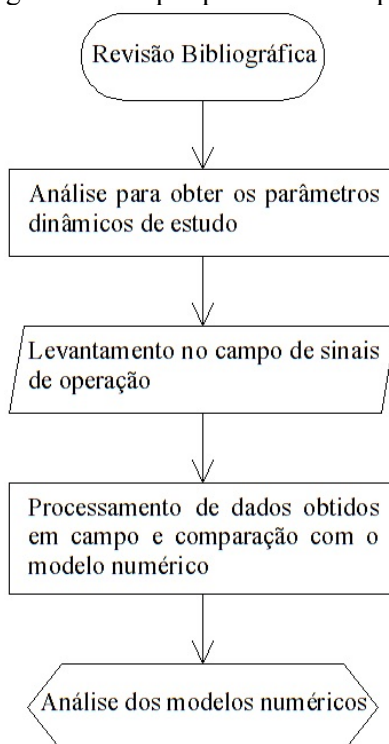
O foco da pesquisa foi propor uma metodologia alternativa capaz de avaliar as pontes através da extração de dados dinâmicos, em campo de pesquisa, e uso de um modelo numérico em elementos finitos, que retrate a estrutura em análise.

A extração de dados ocorreu por meio de um aparelho de telefonia móvel, que é equipado com acelerômetro fixado ao viaduto. Extraídas as amostras das acelerações verticais, aplicou-se a FFT para conhecer a frequência associada a cada viaduto.

Para a confecção do modelo numérico em elementos finitos utilizou-se o SAP2000. Ao fim da análise modal executada, o modelo numérico fornece a frequência e a forma modal da estrutura de acordo com as condições de contorno impostas, dimensões e propriedades do material aplicado.

A pesquisa foi dividida em: Revisão Bibliográfica; Análise para obter os parâmetros dinâmicos de estudo; Levantamento no campo de sinais de operação; Processamento de dados obtidos em campo e comparação com o modelo numérico; Ajuste de modelos numéricos. O fluxograma 1 apresenta as etapas pertencentes à pesquisa.

Fluxograma 1: Etapas pertencentes à pesquisa



Fonte: do autor

3.1 Casos de estudo da metodologia proposta

As obras de arte especiais avaliadas estão localizadas em áreas pertencentes ao município de Passo Fundo – RS, ambas executadas em concreto e instaladas sobre ferrovia. As estruturas serão identificadas por Viaduto V1 e Viaduto V2. A figura 23 apresenta a localização de Passo Fundo no território nacional.

Figura 23: Localização de Passo Fundo no território nacional



Fonte: do autor

A figura 24 apresenta a localização dos viadutos V1 e V2 no município de Passo Fundo.

Figura 24: Localização dos viadutos no município de Passo Fundo



Fonte: do autor

A tabela 1 apresenta as coordenadas geográficas dos viadutos.

Tabela 1: Coordenadas geográficas dos viadutos

| Viaduto | Coordenadas Geográficas |
|---------|-------------------------|
| V1 | 28°13'51,08"S |
| | 52°24'01,26"O |
| V2 | 28°16'14,16"S |
| | 52°21'53,58"O |

Fonte: Jorge e Rintzel (2010)

3.1.1 Viaduto V1

Localizado na rodovia BR 285, entre Carazinho e Lagoa Vermelha, no município de Passo Fundo, nas proximidades do distrito industrial. Dados (JORGE e RINTZEL, 2010):

- Sistema construtivo: Concreto armado moldado in loco;
- Pavimento: Asfáltico, não possui passeio, possui guarda-rodas. Possui pingadeiras e drenagem para exaustão pluvial; possui 4 (quatro) juntas de dilatação, porém sem vedação nos pilares;
- Elementos de apoio: encontram-se descaracterizados, e provavelmente sem função;

O ano de construção do viaduto V1 era desconhecido.

As figuras 25 e 26 apresentam o viaduto V1

Figura 25: Viaduto V1



Fonte: do autor

Figura 26: Viaduto V1 - Mesoestrutura e Infraestrutura



Fonte: Jorge e Rintzel (2010)

3.1.2 Viaduto V2

O Viaduto 02 está localizado na estrada Perimetral Leste, RS-135, no município de Passo Fundo. Dados (JORGE e RINTZEL, 2010):

- Sistema construtivo: Concreto armado moldado in loco, com estrutura de concreto;
- Pavimento: Asfáltico, não possui passeio, possui guarda-rodas modelo New Jersey. Possui pingadeiras e drenagem para exaustão pluvial; possui juntas de dilatação, porém não aparentes;
- Quanto aos elementos de apoio, encontram-se descaracterizados, e provavelmente sem função;

A construção do viaduto V2 ocorreu por volta de 1985.

As figuras 27 e 28 apresentam o viaduto V2.

Figura 27: Viaduto V2



Fonte: do autor

Figura 28: Viaduto V2 - Mesoestrutura e Infraestrutura



Fonte: do autor

3.2 Materiais e métodos

Para a realização da pesquisa foram utilizados um esclerômetro, um celular e um computador.

A resistência à compressão do concreto foi definida pela realização do ensaio de esclerometria, que utiliza a relação da dureza superficial do concreto e um índice que mede o retorno da força aplicada pelo esclerômetro após sucessivos impactos sobre a superfície de um elemento estrutural escolhido.

O esclerômetro Original Schmidt, do tipo N foi utilizado para o ensaio de esclerometria. O esclerômetro é um instrumento que realiza ensaios não destrutivos em estruturas de concreto e fornece uma estimativa da resistência à compressão do material (PROCEQ SA, 2013). A figura 29 apresenta o esclerômetro utilizado.

Figura 29: Esclerômetro utilizado no ensaio



Fonte: do autor

Com o celular, equipado com acelerômetro triaxial, se extraíam as respostas da aceleração dos viadutos. O modelo do celular era o Motorola Razr™ D1.

O processamento de informações capturadas foi realizado com o computador.

Para o salvamento dos dados de vibração foi utilizado o Vibration Monitoring, aplicativo gratuito desenvolvido pela Mobile Tools para o sistema Android. O aplicativo relatou as vibrações do aparelho de telefonia móvel em tempo real e salvou as vibrações registradas em

memória. O acelerômetro possui uma resolução de $0,0039 \text{ m/s}^2$, valor fornecido pelo aplicativo em uso. A taxa de amostragem é de 100 amostras/segundo, com tempo para cada amostra de 0,01 s. A aferição do acelerômetro foi realizada através de uma mesa vibratória. A figura 30 apresenta a interface do Vibration Monitoring.

Figura 30: Interface do Vibration Monitoring



Fonte: do autor

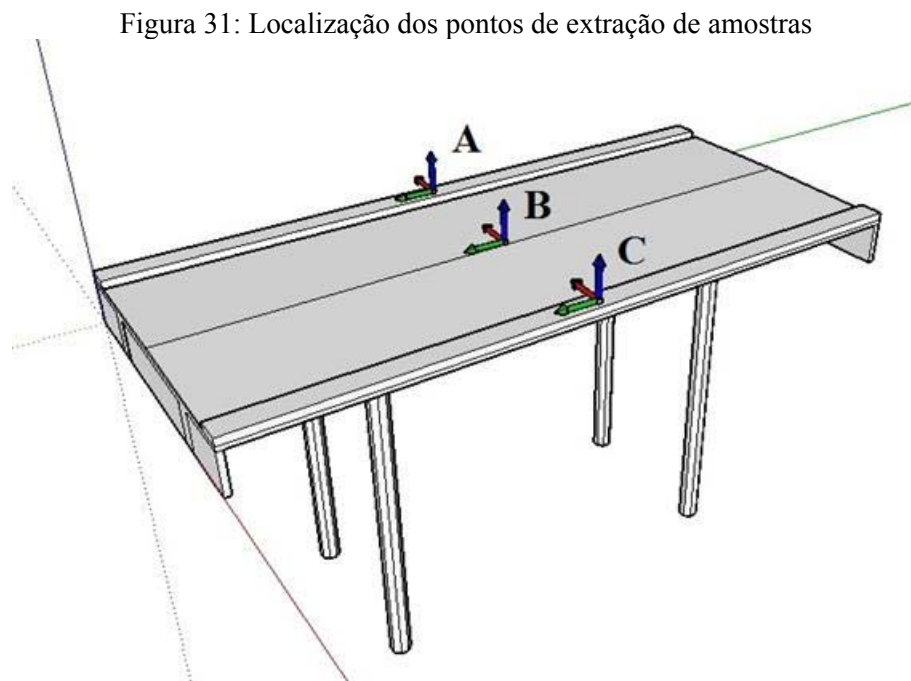
Para a modelagem do viaduto foi utilizado o software SAP2000, plataforma para programação em elementos finitos que executa análise estática ou dinâmica, linear ou não linear para a análise e projeto de estruturas. Os resultados para análise e projeto são registrados para o modelo geral criado e não para cada elemento que o compõem, fornecendo informações consistentes e facilitando a interpretação do comportamento da estrutura real (COMPUTERS AND STRUCTURES, 2011).

Para o processamento do sinal transformando-o em domínio de frequência foi utilizado o Scilab, software gratuito com código aberto, utilizado para a programação de algoritmos numéricos que englobam vários aspectos dos problemas de computação científica (BAUDIN, 2010).

3.3 Levantamento no campo de sinais de operação

Antes da extração de amostras ocorreu a visita ao local onde está instalado cada viaduto. Assim, foi possível executar a primeira etapa da retroanálise e verificar as dimensões de elementos constituintes (longarinas, transversinas), espaçamentos existentes (distância entre longarinas, transversinas e apoios), comprimento e largura do viaduto e espessura e altura do passeio público. Também foi realizado o ensaio de esclerometria.

O acelerômetro foi posicionado no meio do maior vão de cada viaduto ferroviário, de modo a obter o comportamento mais amplificado da estrutura. As acelerações verticais foram extraídas à direita e a esquerda da seção transversal e sobre a faixa de sinalização que separa as faixas de rolagem de cada viaduto. A figura 31 apresenta a localização dos pontos onde ocorre a extração de amostras.

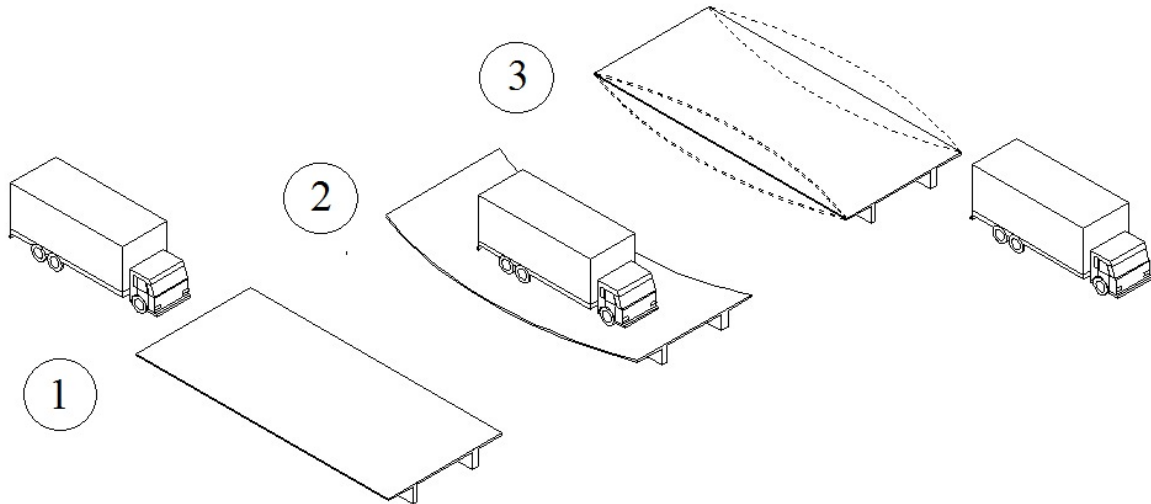


Fonte: do autor

O tempo de extração de dados iniciava assim que um caminhão deixava de trafegar sobre o viaduto, e finalizava antes que outro caminhão, em qualquer sentido, alcançava o mesmo viaduto. Dessa forma se assegurava que o viaduto vibre apenas pelas suas características físicas, sem sofrer influência da interação entre caminhão e estrutura. O início e fim de salvamento de dados também obedeciam ao mesmo critério. O acionamento do salvamento de dados era manual.

A condição ideal para o salvamento de dados era quando apenas um caminhão trafegava sobre o viaduto. A figura 32 apresenta a condição ideal para que ocorra o início de salvamento de dados. Em (1) o caminhão se aproxima do viaduto, que está em repouso. Em (2) o caminhão se desloca sobre o viaduto, excitando-o. Em (3), ao sair do viaduto, a estrutura responde ao estímulo do veículo e vibra até entrar novamente em repouso.

Figura 32: Condição ideal para o salvamento de dados

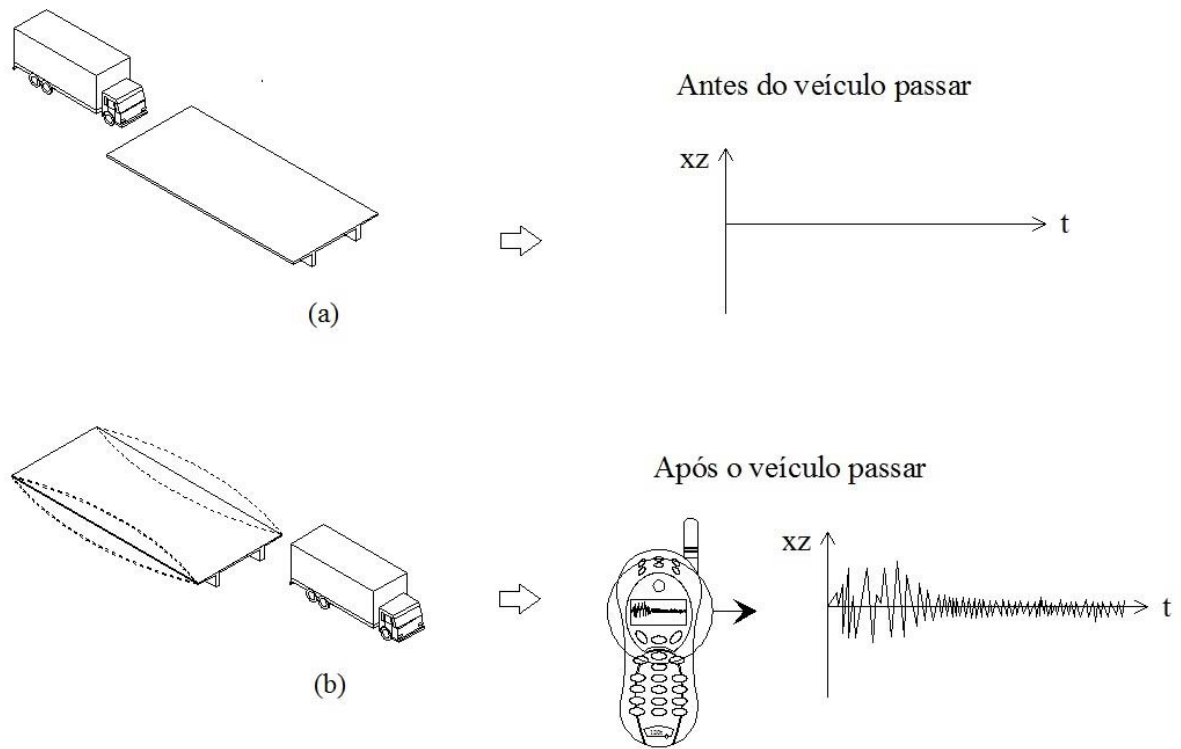


Fonte: do autor

Nenhuma espécie de excitação controlada foi utilizada (exemplo: caminhão com dimensões e pesos conhecidos, com velocidade e peso pré-determinado), devido à escolha do método de excitação da estrutura ser operacional. O viaduto estava em operação sujeito ao tráfego atuante diário.

A figura 33 apresenta o resultado do deslocamento do caminhão sobre o viaduto e demonstra quando é que inicia o salvamento de dados. Em (a), antes de o caminhão alcançar o viaduto, não existe qualquer deslocamento atuando sobre a estrutura. Em (b), após a saída do caminhão, o viaduto vibra devido à existência das acelerações, onde ocorrem os deslocamentos verticais, é nesse momento que inicia o salvamento de dados.

Figura 33: Início do salvamento de dados



Fonte: do autor

Para que os dados não fossem alterados pela ocorrência da vibração, o celular foi fixado nos pontos escolhidos com fita dupla face. A figura 34 apresenta a fita dupla face aplicada ao celular.

Figura 34: Fita dupla face aplicada ao celular



Fonte: do autor

3.4 Processamento de dados obtidos em campo e comparação com o modelo numérico

Para a fase experimental, antes das amostras finais apresentadas nesta pesquisa, foram realizadas várias extrações, onde o valor das frequências naturais resultantes não alterou ou pouco se modificou.

O processamento de dados foi realizado pela aplicação da transformada rápida de Fourier (FFT) às amostras.

O modelo numérico executado em elementos finitos, através do SAP2000, apresentou no fim da análise as frequências naturais e formas modais de acordo com as propriedades dos elementos atribuídos à estrutura.

A comparação dos modelos foi realizada através dos valores de parâmetros modais finais obtidos nas fases experimental e numérica.

3.5 Análise dos modelos numéricos

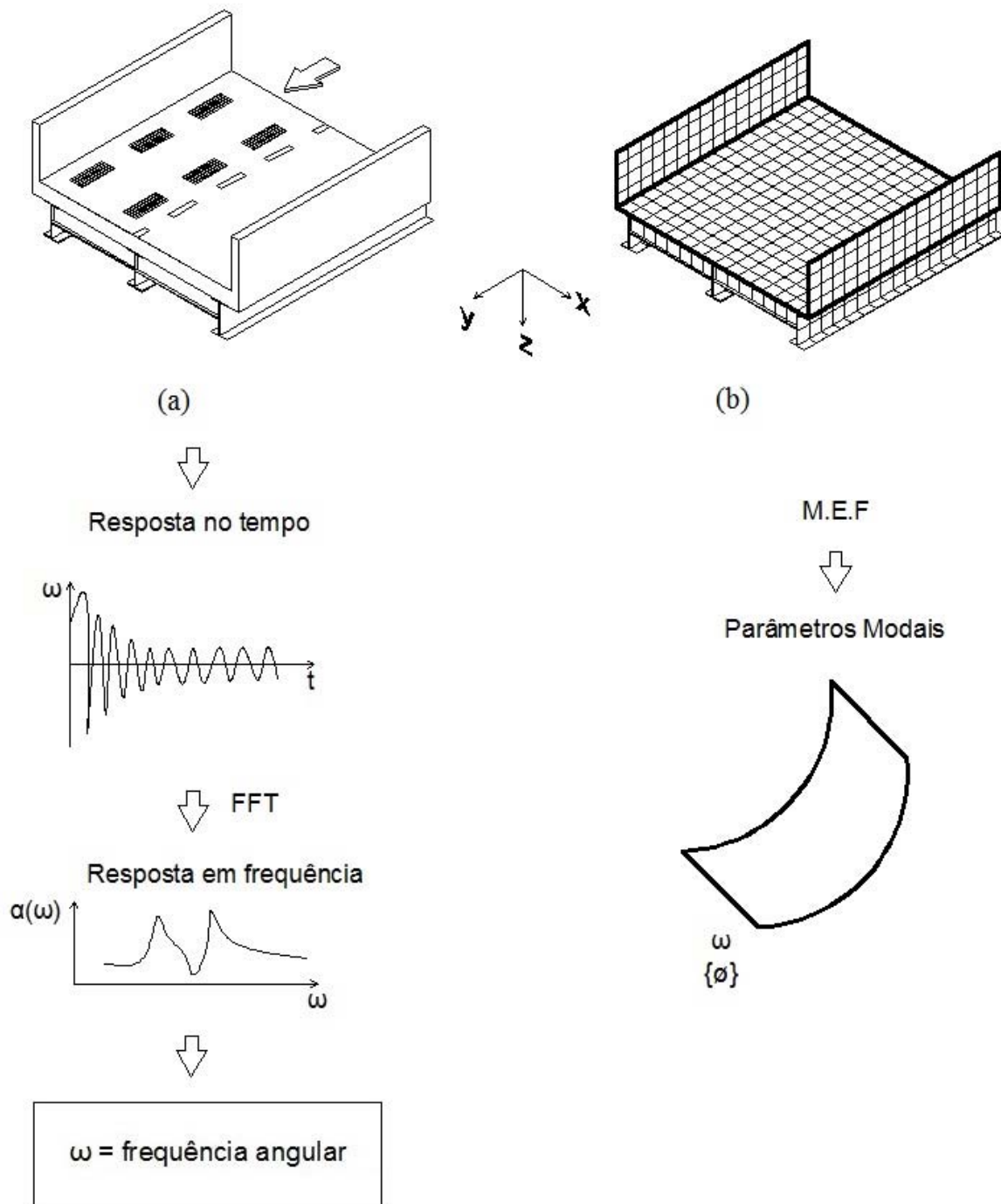
Foram executados, no total, três modelos em elementos finitos para cada viaduto. Os modelos apresentados no capítulo 5 resultam de duas modelagens teste anteriores. Em ambos os casos, os modelos prévios indicaram formas modais e valores de frequências próximos aos valores dos modelos finais respectivos.

A calibração ocorreu de modo a adotar diferentes módulos de elasticidade. Os ajustes finalizaram assim que os dois modelos, experimental e numérico, responderam de maneira aproximada.

A figura 35 apresenta de forma sucinta a metodologia aplicada. Em (a) a ponte, instrumentada para a medição, é submetida a forças de excitação originárias do tráfego de veículos. A resposta, extraída em domínio de tempo, é aplicada à transformada rápida de Fourier (FFT) e transforma-se em domínio de frequência. Os picos resultantes da transformação de domínios representam a frequência natural do viaduto em análise.

Em (b) a ponte é modelada fisicamente (em elementos finitos) onde, efetuados os ajustes do modelo, é possível obter os parâmetros modais de frequência e forma modal. A taxa de amortecimento é obtida experimentalmente.

Figura 35: Síntese da metodologia



Fonte: do autor

4 ESTUDO EXPERIMENTAL

A seguir são apresentados dois casos de estudo com a metodologia exposta nos capítulos anteriores. Além das medições das vibrações, foram realizados ensaios não destrutivos (NDE) de esclerometria para determinar o f_{ck} e, por conseguinte, o módulo de elasticidade no concreto. Também foram verificadas as dimensões *in loco* das obras de arte e ajustadas de acordo com desenhos fornecidos pelo DAER.

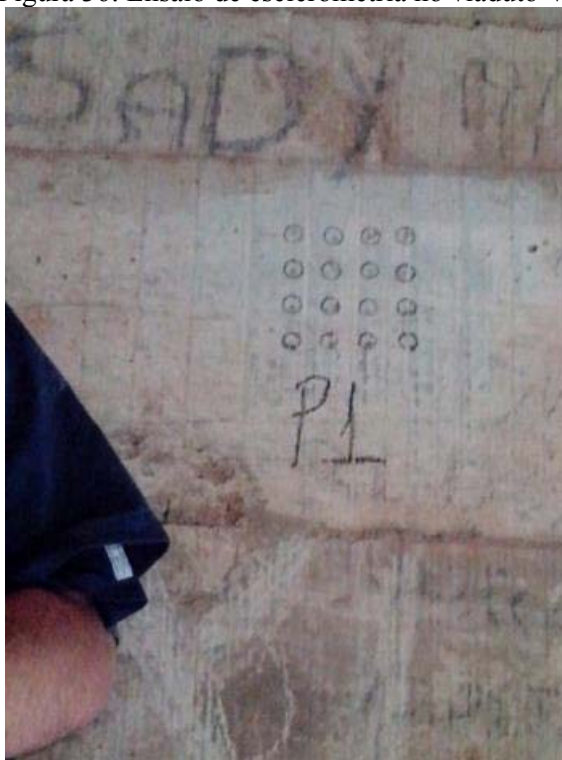
O ensaio de esclerometria foi realizado com o intuito de conhecer os parâmetros dos materiais utilizados em cada viaduto, porém os resultados obtidos foram inconclusivos.

4.1 Viaduto V1

4.1.1 Ensaio de esclerometria

A resistência à compressão do concreto que compõe a estrutura foi determinada através de um ensaio de esclerometria. O ensaio foi realizado em um ponto da estrutura, mais precisamente em uma das longarinas do viaduto V1. A resistência à compressão obtida para o viaduto V1 foi de 57,8 MPa. A figura 36 apresenta o local onde foi realizado a esclerometria.

Figura 36: Ensaio de esclerometria no viaduto V1



Fonte: do autor

4.1.2 Amostras extraídas no viaduto V1

Foram realizadas sete extrações de amostras nos pontos A, B e C do viaduto V1:

- A: sobre o passeio público - Amostra 1, 2, 3 e 4;
- B: no centro das pistas de rolagem, sobre a sinalização – não foram executadas medições neste ponto devido à possibilidade de o tráfego destruir o aparelho de telefonia móvel;
- C: sobre o passeio público - Amostra 5, 6, 7;

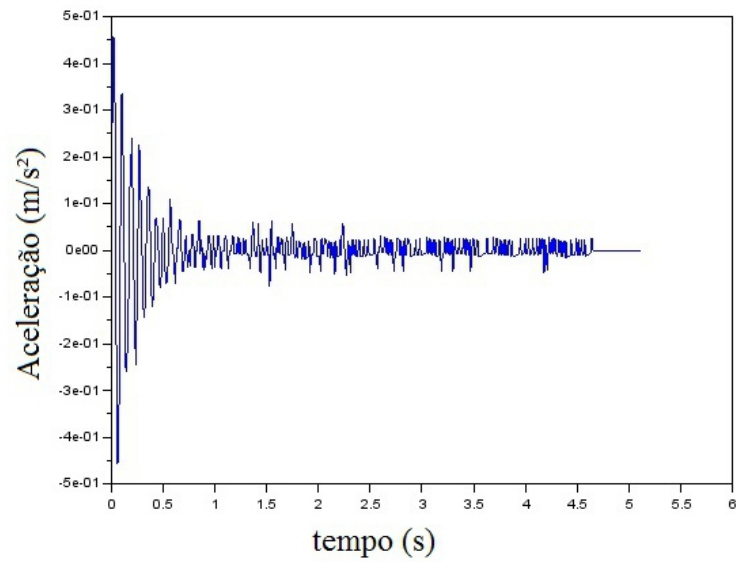
4.1.3 Sinais em domínio do tempo

As respostas obtidas podem ser classificadas como vibração livre. Uma das amostras extraídas não possui registro fotográfico. As figuras 37 à 49 apresentam a fonte de excitação utilizada para fazer o viaduto vibrar e as amostras extraídas.

Figura 37: Fonte de vibração utilizada na amostra 1- V1



Fonte: do autor

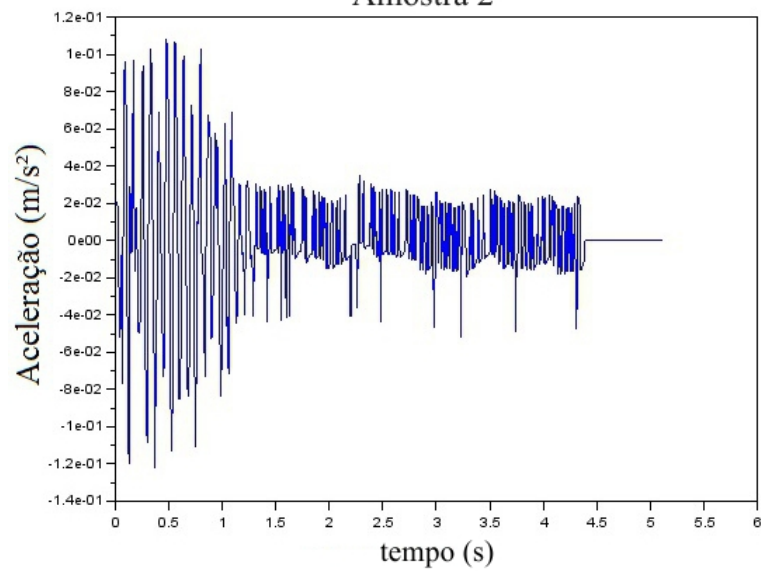
Figura 38: Amostra 1 - Viaduto V1
Amostra 1

Fonte: do autor

Figura 39: Fonte de vibração utilizada na amostra 2 - V1



Fonte: do autor

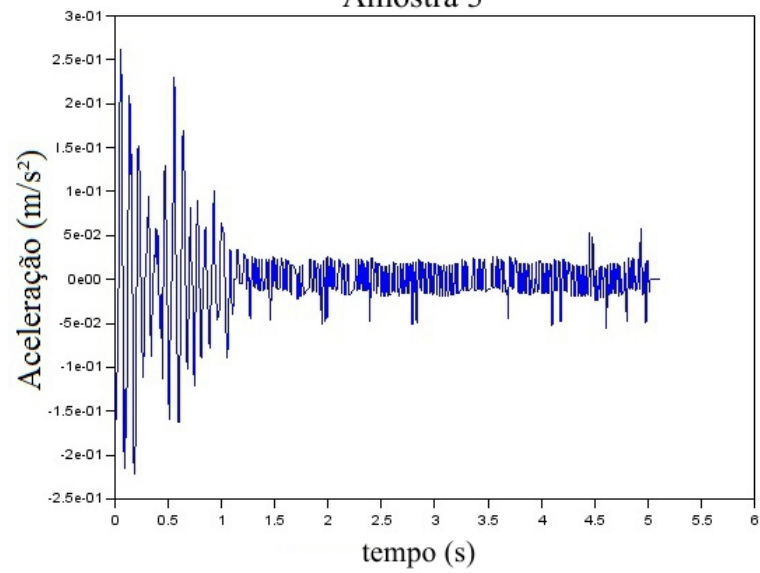
Figura 40: Amostra 2 - Viaduto V1
Amostra 2

Fonte: do autor

Figura 41: Fonte de vibração utilizada na amostra 3 - V1



Fonte: do autor

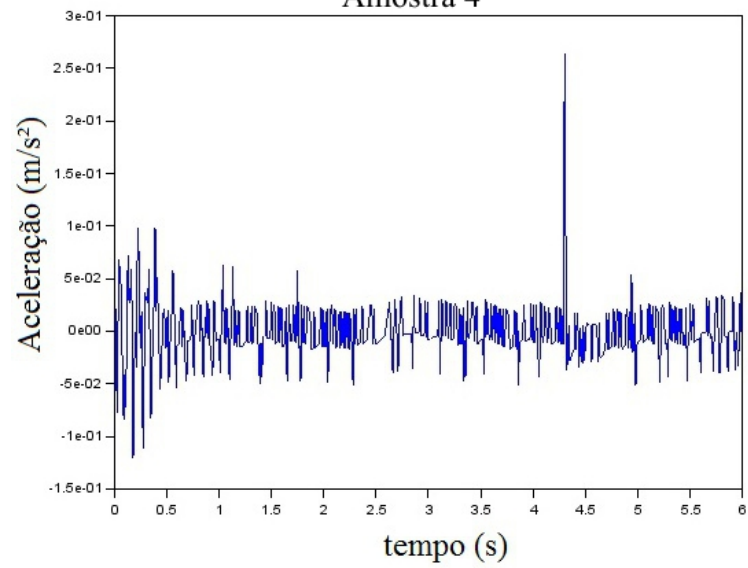
Figura 42: Amostra 3 - Viaduto V1
Amostra 3

Fonte: do autor

Figura 43: Fonte de vibração utilizada na amostra 4 - V1



Fonte: do autor

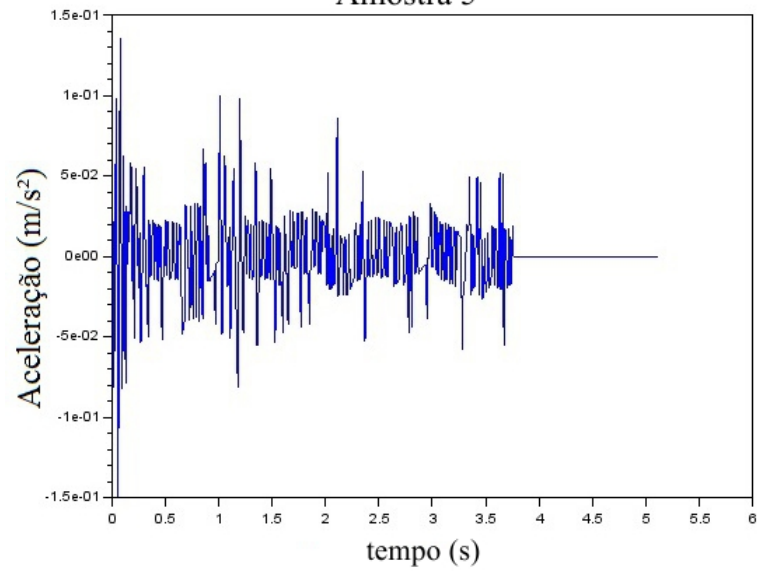
Figura 44: Amostra 4 - Viaduto V1
Amostra 4

Fonte: do auto

Figura 45: Fonte de vibração utilizada na amostra 5 - V1



Fonte: do autor

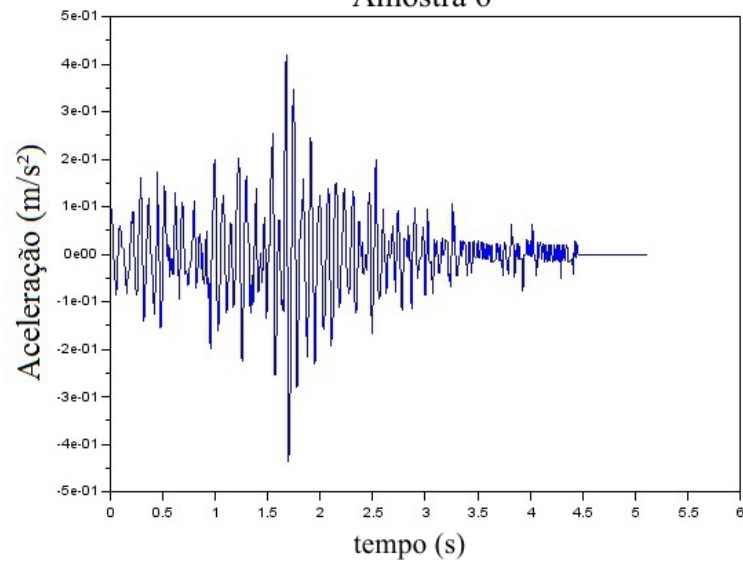
Figura 46: Amostra 5 - Viaduto V1
Amostra 5

Fonte: do autor

Figura 47: Fonte de vibração utilizada na amostra 6 - V1



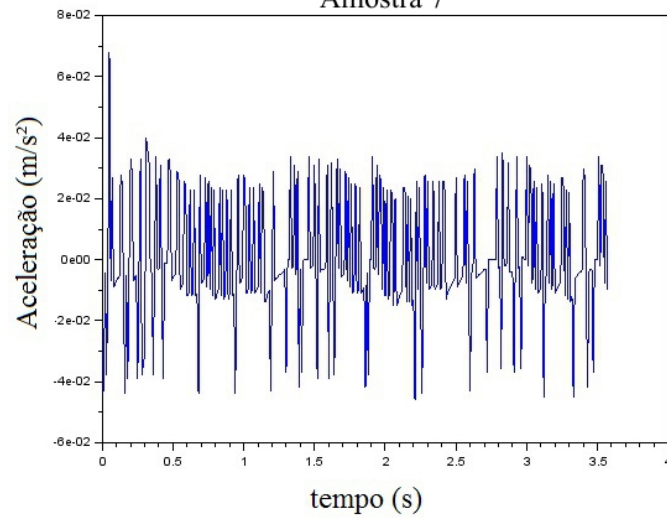
Fonte: do autor

Figura 48: Amostra 6 - Viaduto V1
Amostra 6

Fonte: do autor

A amostra 7 não possui registro fotográfico.

Figura 49: Amostra 7 - Viaduto V1
Amostra 7

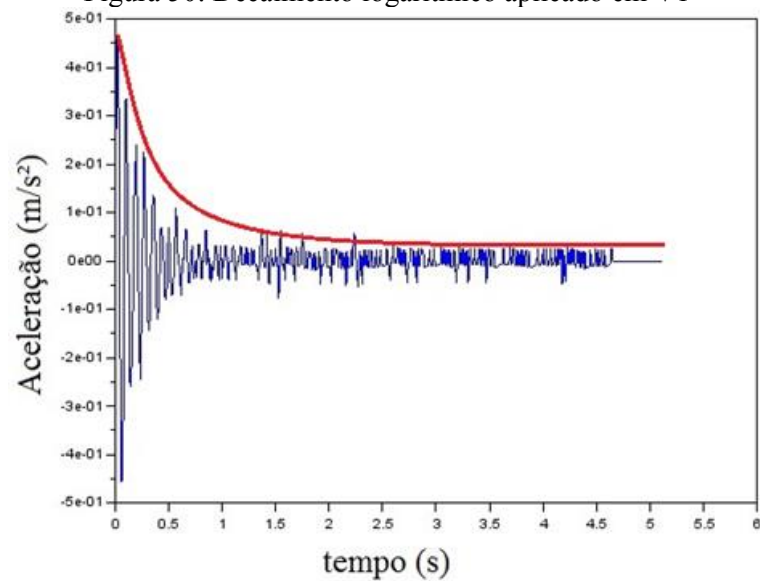


Fonte: do autor

4.1.4 Amortecimento

A técnica do decaimento logarítmico foi aplicada em todas as amostras. Obteve-se um taxa de amortecimento médio de $\xi=0,0175$. Ou seja, o amortecimento do Viaduto V1 é de 1,75%. A figura 50 apresenta uma das amostras em domínio de tempo extraída no viaduto V1, onde é destacado em vermelho o decaimento harmônico da resposta.

Figura 50: Decaimento logarítmico aplicado em V1



Fonte: do autor

Na tabela 2 são apresentados os valores de amortecimento para cada amostra extraída no viaduto V1. Na amostra 7 não foi possível conhecer o amortecimento devido à amostra não obedecer o decremento logarítmico necessário.

Tabela 2: Amortecimento obtido no viaduto V1

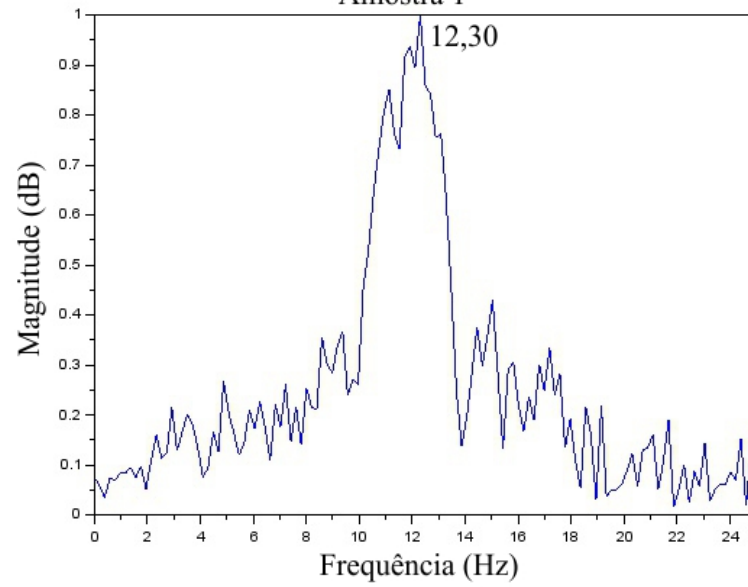
| Amostra | Amortecimento (ξ) |
|-----------------------------|-------------------------|
| 1 | 0,020 |
| 2 | 0,013 |
| 3 | 0,027 |
| 4 | 0,011 |
| 5 | 0,015 |
| 6 | 0,019 |
| 7 | - |
| Taxa média de amortecimento | 0,0175 |
| Desvio padrão (σ) | 0,0058 |
| Coefficiente de variação | 33% |

Fonte: do autor

4.1.5 Sinais em domínio de frequência

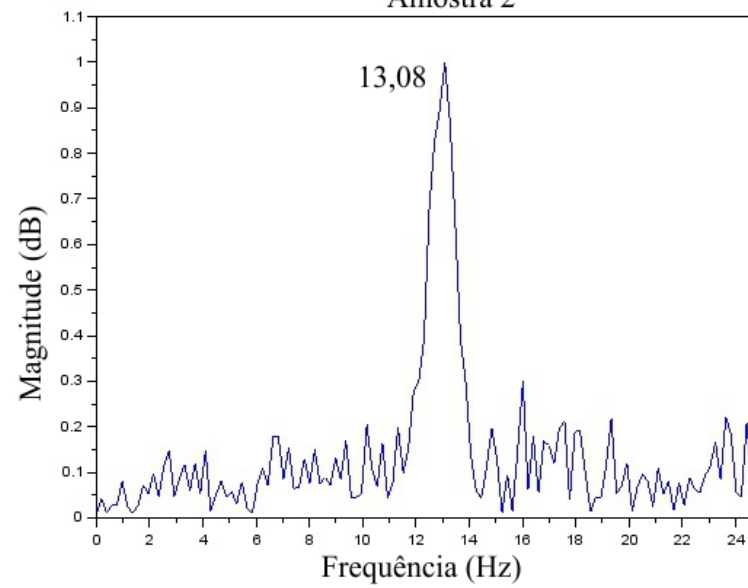
Convertidas em domínio de frequência, as amostras 1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7 manifestaram picos de frequência que variam de 7 a 14 Hz. As figuras 51 à 57 apresentam as frequências resultantes no viaduto V1.

Figura 51: Frequência resultante da amostra 1 – V1
Amostra 1



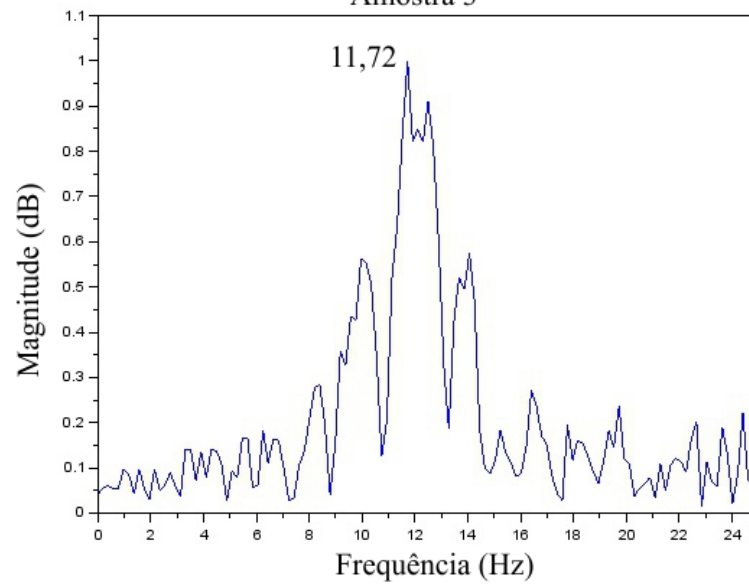
Fonte: do autor

Figura 52: Frequência resultante da amostra 2 – V1
Amostra 2



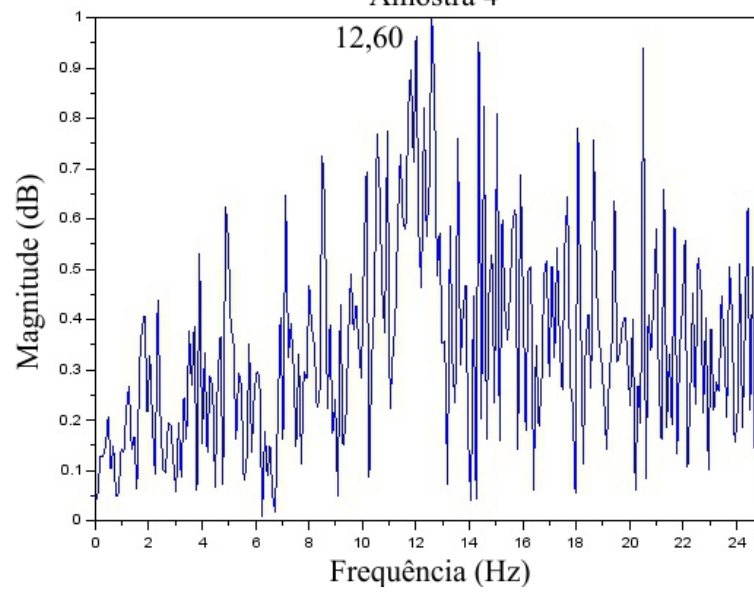
Fonte: do autor

Figura 53: Frequência resultante da amostra 3 – V1
Amostra 3



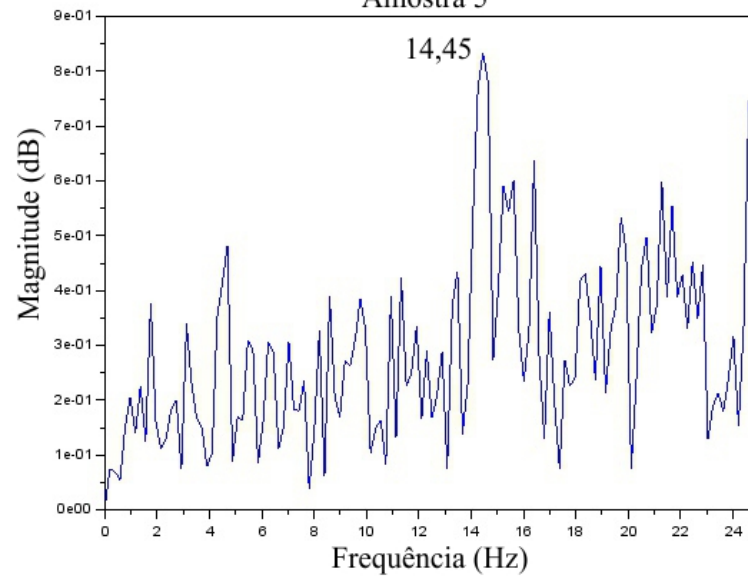
Fonte: do autor

Figura 54: Frequência resultante da amostra 4 – V1
Amostra 4



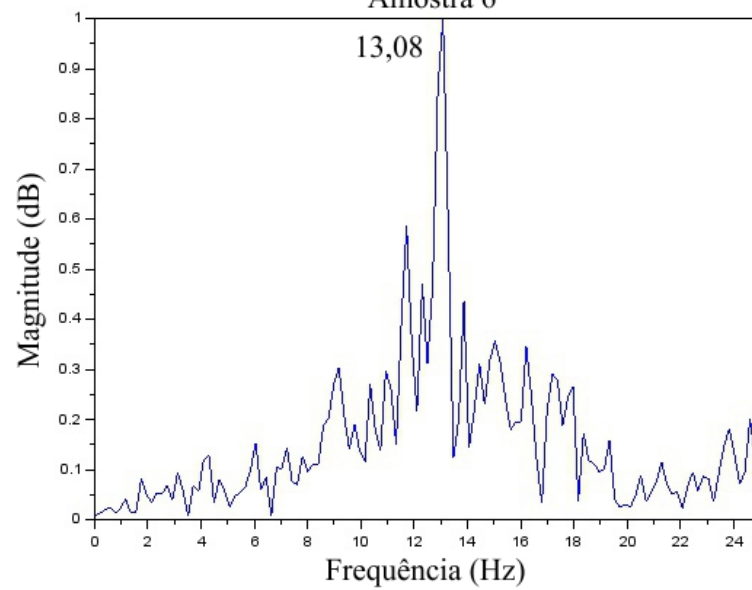
Fonte: do autor

Figura 55: Frequência resultante da amostra 5 – V1
Amostra 5



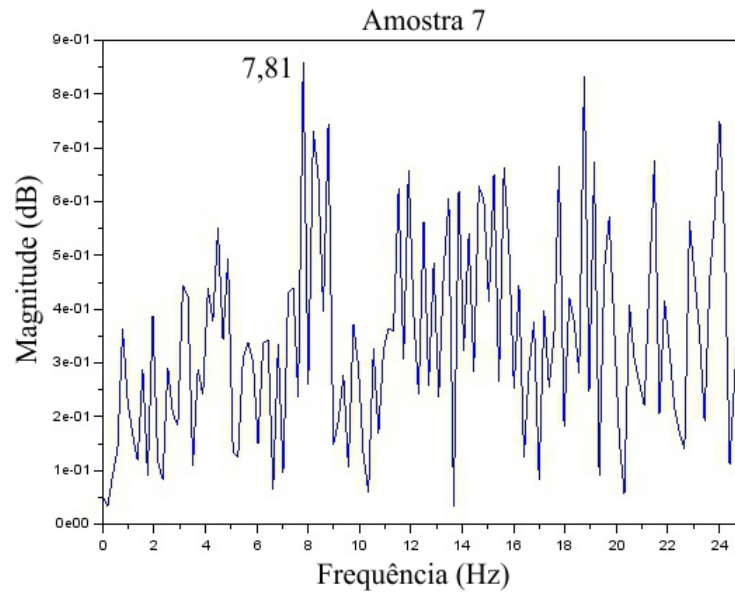
Fonte: do autor

Figura 56: Frequência resultante da amostra 6 – V1
Amostra 6



Fonte: do autor

Figura 57: Frequência resultante da amostra 7 – V1

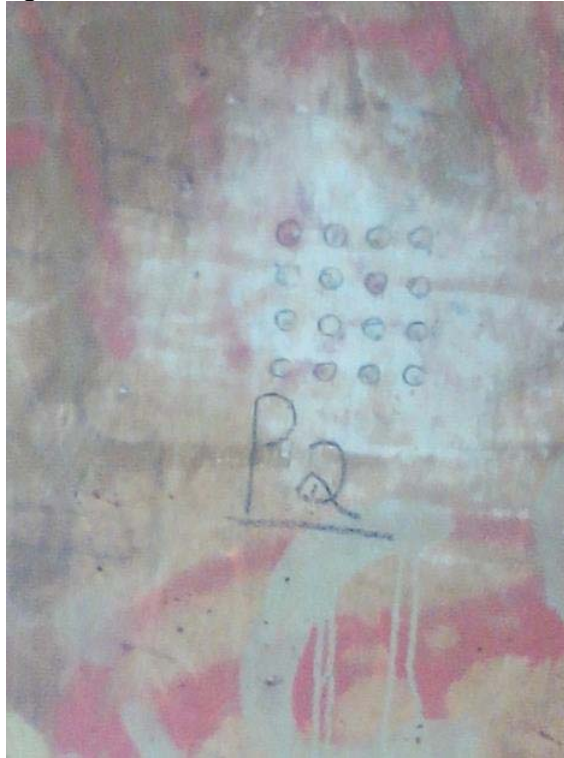


4.2 Viaduto V2

4.2.1 Ensaio de esclerometria

O ensaio de esclerometria do viaduto V2 foi executado em apenas um ponto e também realizado em uma das longarinas do viaduto. A resistência à compressão obtida foi de 54,4 MPa. A figura 58 apresenta o local onde foi realizado o ensaio de esclerometria no viaduto V2.

Figura 58: Ensaio de esclerometria no viaduto V2



Fonte: do autor

4.2.2 Amostras extraídas no viaduto V2

Foram realizadas nove extrações de amostras nos pontos A, B e C do viaduto V2:

- A: sobre o passeio público - Amostra 1, 2, 3;
- B: no centro das pistas de rolagem, sobre a sinalização – Amostra 7, 8, 9;
- C: sobre o passeio público - Amostra 4, 5, 6;

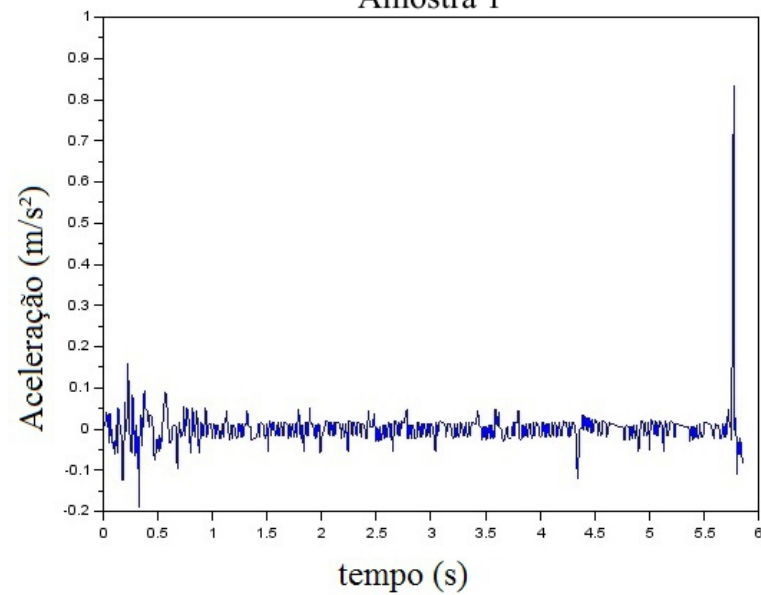
4.2.3 Sinais em domínio do tempo

As figuras 59 à 76 apresentam a fonte de vibração utilizada para a extração de amostras no viaduto V2 e a amostra resultante em domínio de tempo.

Figura 59: Fonte de vibração utilizada na amostra 1- V2



Fonte: do autor

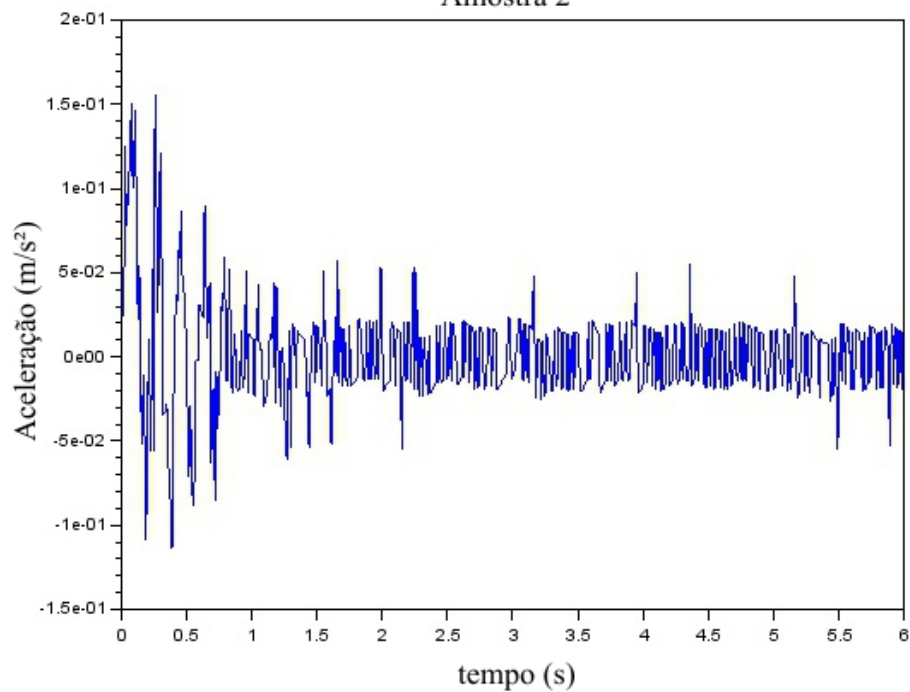
Figura 60: Amostra 1 - Viaduto V2
Amostra 1

Fonte: do autor

Figura 61: Fonte de vibração utilizada na amostra 2 - V2



Fonte: do autor

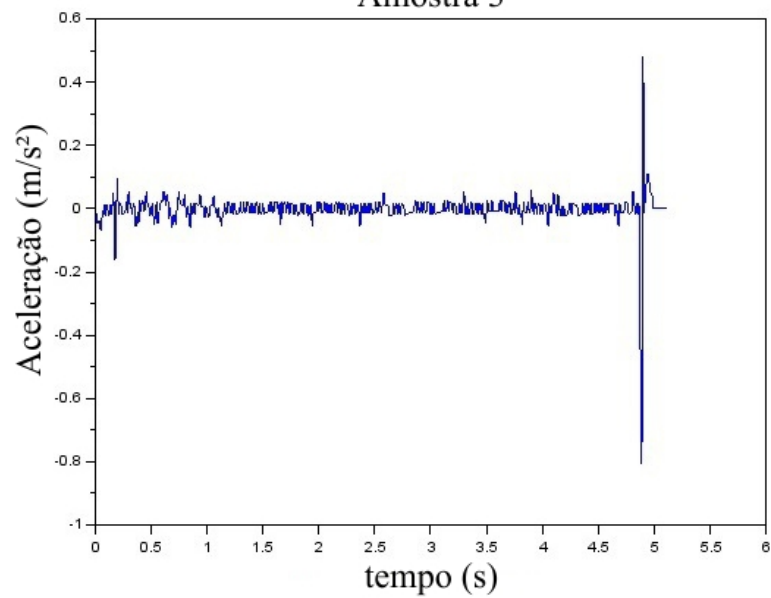
Figura 62: Amostra 2 - Viaduto V2
Amostra 2

Fonte: do autor

Figura 63: Fonte de vibração utilizada na amostra 3 - V2



Fonte: do autor

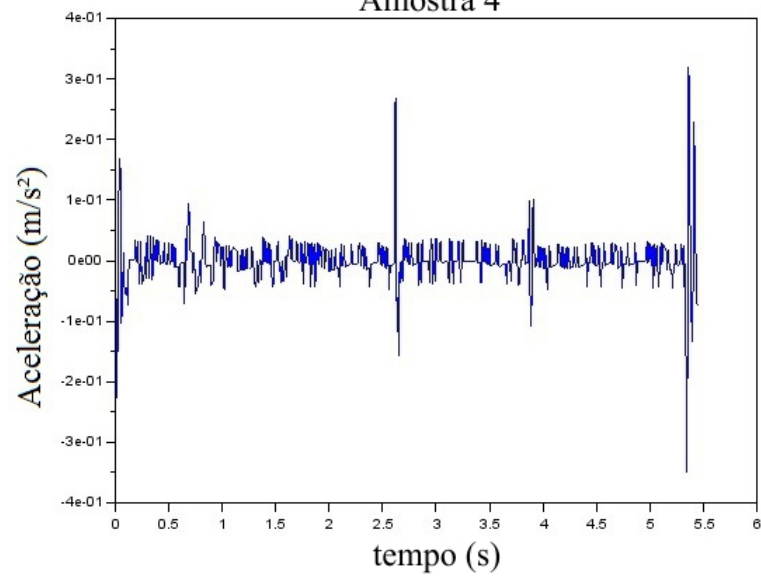
Figura 64: Amostra 3 - Viaduto V2
Amostra 3

Fonte: do autor

Figura 65: Fonte de vibração utilizada na amostra 4 - V2



Fonte: do autor

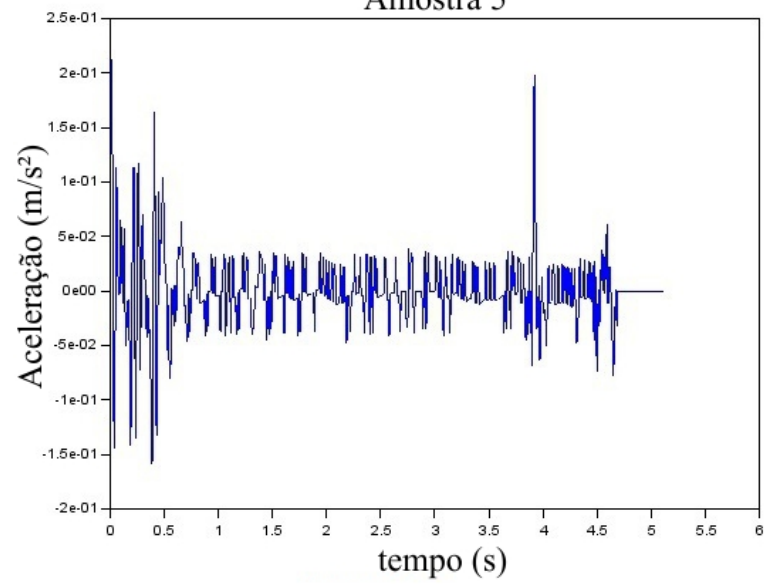
Figura 66: Amostra 4 - Viaduto V2
Amostra 4

Fonte: do autor

Figura 67: Fonte de vibração utilizada na amostra 5 - V2



Fonte: do autor

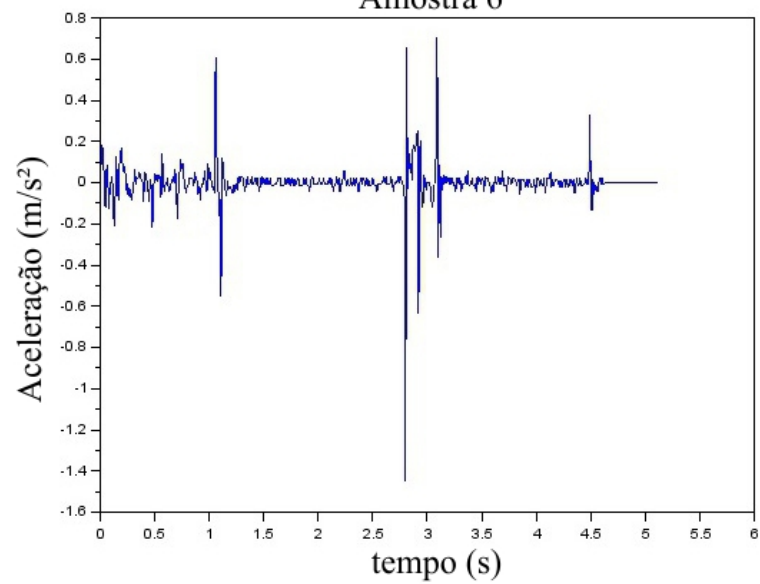
Figura 68: Amostra 5 - Viaduto V2
Amostra 5

Fonte: do autor

Figura 69: Fonte de vibração utilizada na amostra 6 - V2



Fonte: do autor

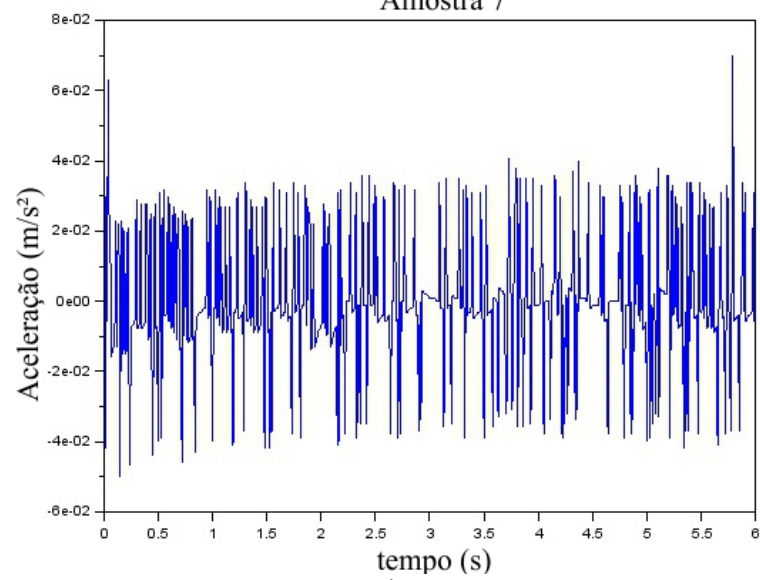
Figura 70: Amostra 6 - Viaduto V2
Amostra 6

Fonte: do autor

Figura 71: Fonte de vibração utilizada na amostra 7 - V2



Fonte: do autor

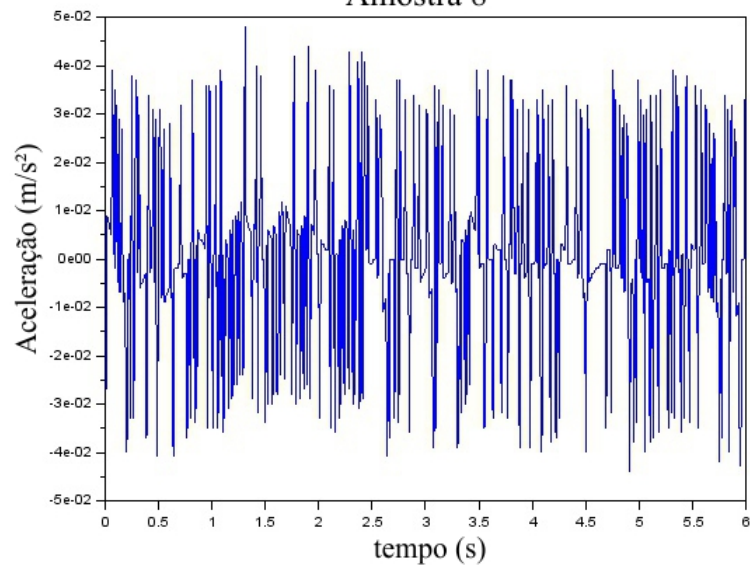
Figura 72: Amostra 7 - Viaduto V2
Amostra 7

Fonte: do autor

Figura 73: Fonte de vibração utilizada na amostra 8 - V2



Fonte: do autor

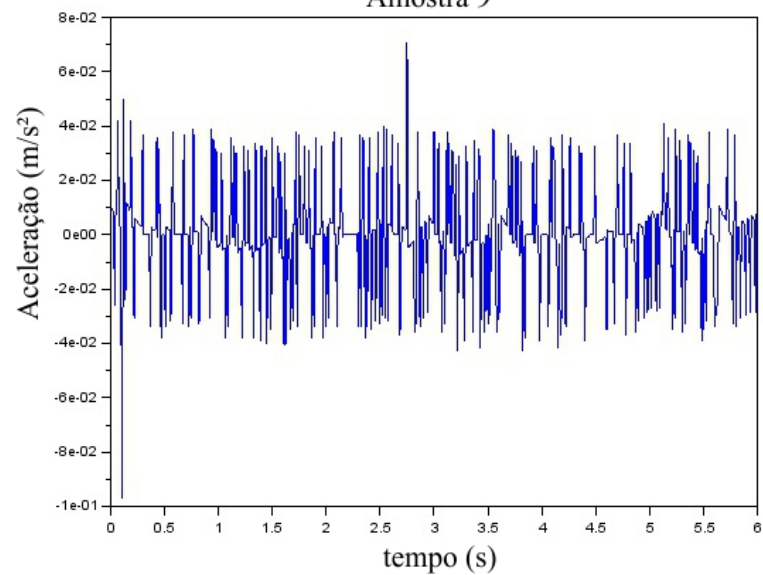
Figura 74: Amostra 8 - Viaduto V2
Amostra 8

Fonte: do autor

Figura 75: Fonte de vibração utilizada na amostra 9 - V2



Fonte: do autor

Figura 76: Amostra 9 - Viaduto V2
Amostra 9

Fonte: do autor

4.2.4 Amortecimento

O amortecimento obtido foi de $\xi=0,012$. Ou seja, o amortecimento do Viaduto V2 é 1,2%.

Na tabela 3 são apresentados os valores de amortecimento para cada amostra extraída no viaduto V2. Nas amostras 6, 7 e 8 não foi possível conhecer o amortecimento devido às amostras não obedecerem ao decremento logarítmico necessário.

Tabela 3: Amortecimento obtido no viaduto V2

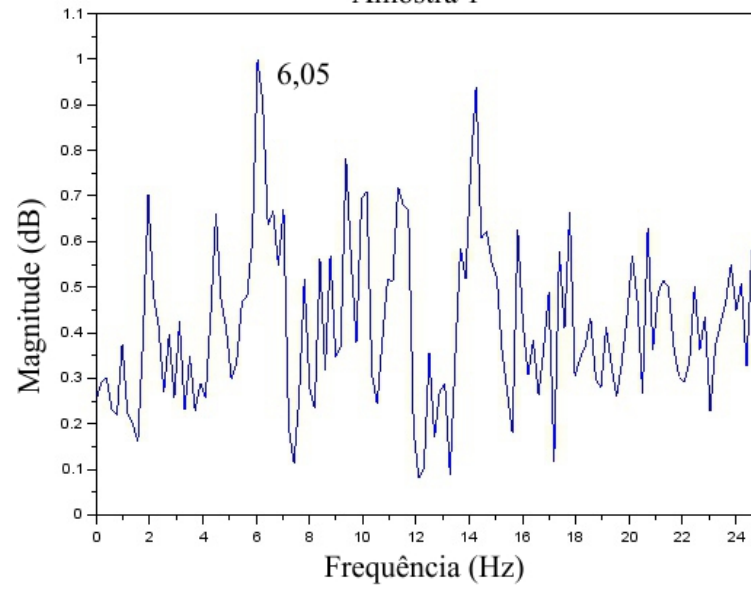
| Amostra | Amortecimento (ξ) |
|-----------------------------|-------------------------|
| 1 | 0,012 |
| 2 | 0,007 |
| 3 | 0,014 |
| 4 | 0,013 |
| 5 | 0,015 |
| 6 | - |
| 7 | - |
| 8 | - |
| 9 | 0,010 |
| Taxa média de amortecimento | 0,012 |
| Desvio padrão (σ) | 0,003 |
| Coefficiente de variação | 25% |

Fonte: do autor

4.2.5 Sinais em domínio de frequência

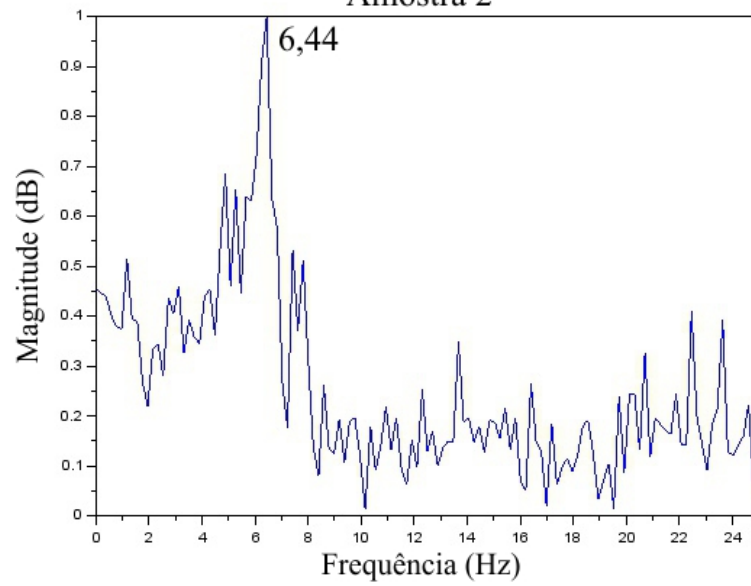
As amostras extraídas no viaduto V2 apresentaram valores de frequência que variam de 5,96 Hz a 7,42 Hz. Nas amostras 4, 5, 7 e 9 ocorrem além das frequências relacionadas à estrutura, picos próximos a 15 e 20 Hz que podem estar associados à fonte de vibração da estrutura e a interação entre caminhões e o viaduto. As frequências das amostras 6 e 8 sofreram interferência do tráfego e apresentam ruído, onde é impossível identificar a frequência referente à estrutura. As figuras 77 à 85 apresentam os gráficos de frequências resultantes para o viaduto V2.

Figura 77: Frequência resultante da amostra 1 – V2
Amostra 1



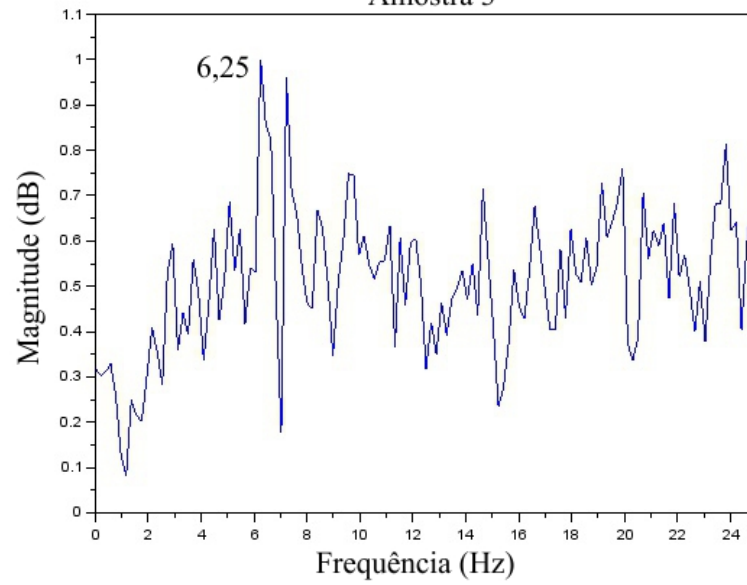
Fonte: do autor

Figura 78: Frequência resultante da amostra 2 – V2
Amostra 2



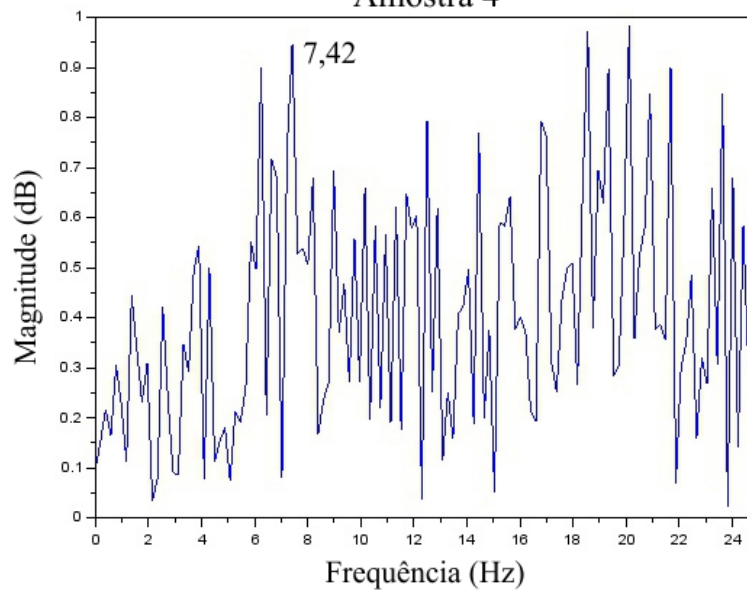
Fonte: do autor

Figura 79: Frequência resultante da amostra 3 – V2
Amostra 3



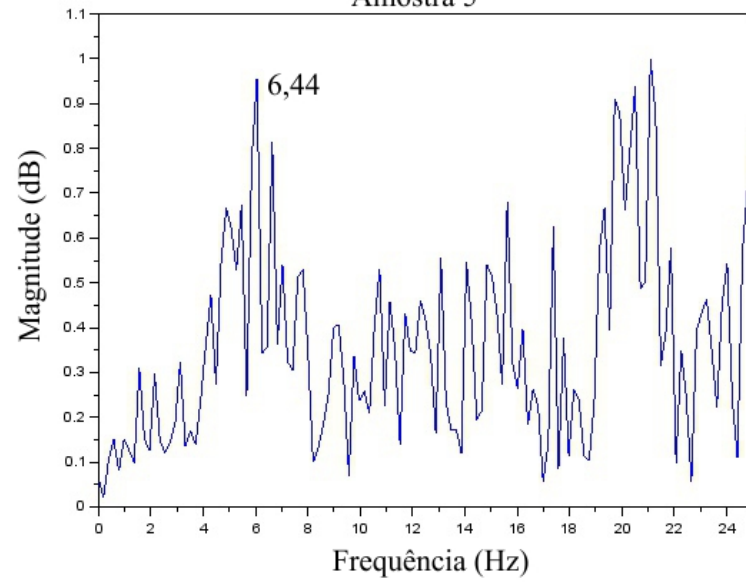
Fonte: do autor

Figura 80: Frequência resultante da amostra 4 – V2
Amostra 4



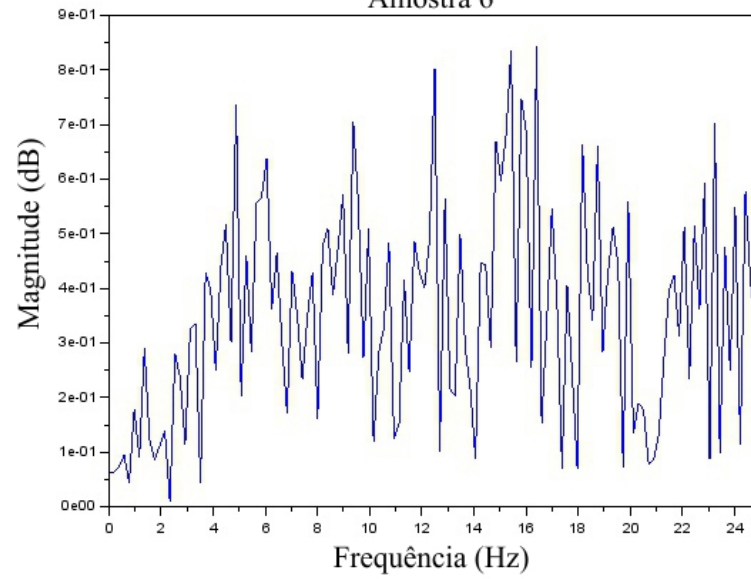
Fonte: do autor

Figura 81: Frequência resultante da amostra 5 – V2
Amostra 5



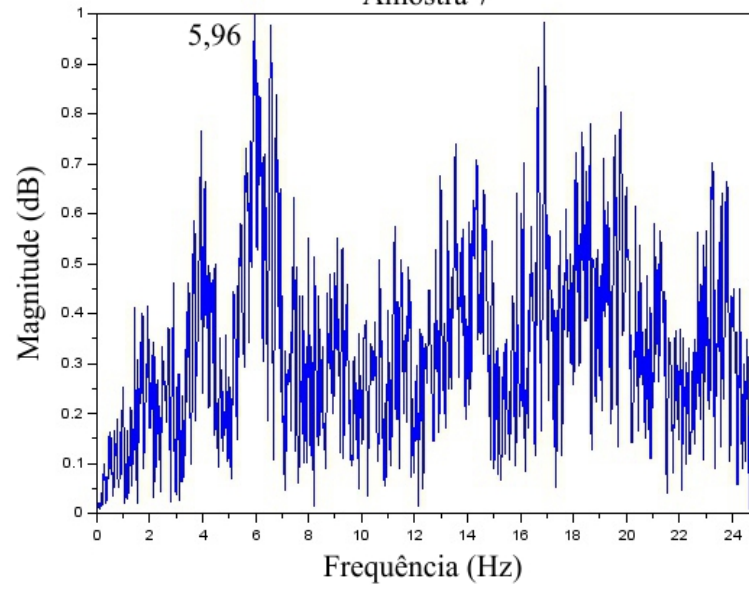
Fonte: do autor

Figura 82: Frequência resultante da amostra 6 – V2
Amostra 6



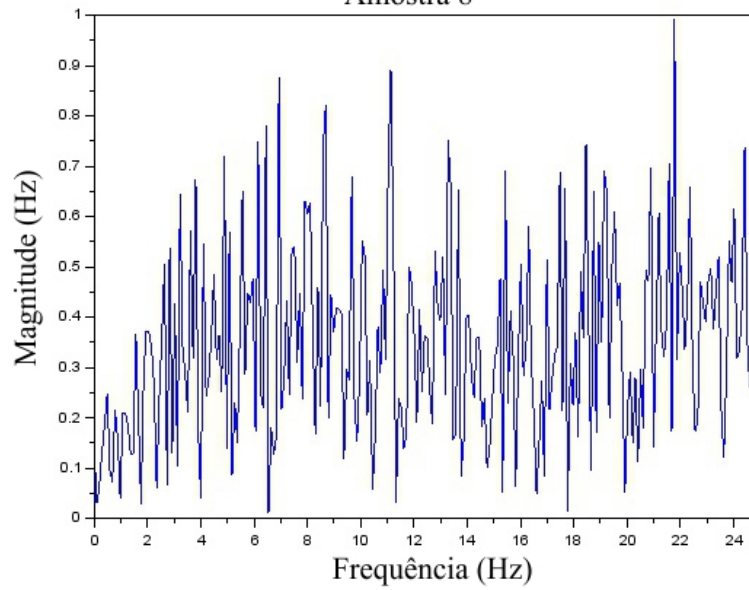
Fonte: do autor

Figura 83: Frequência resultante da amostra 7 – V2
Amostra 7



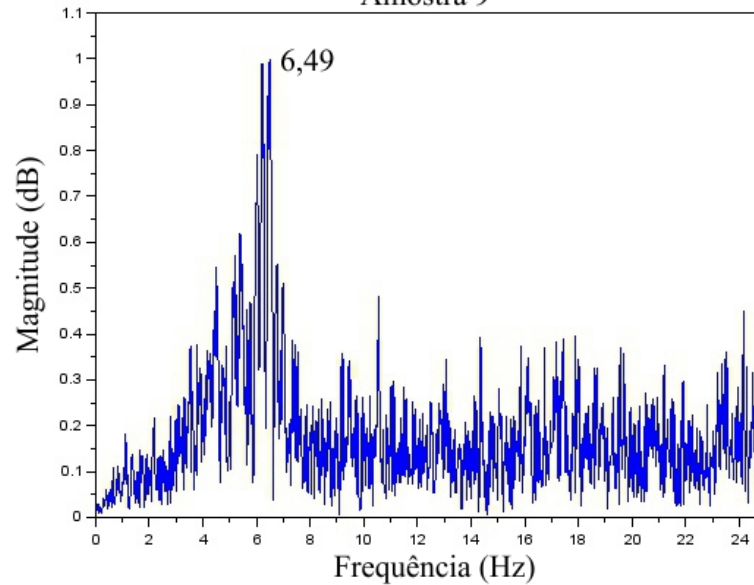
Fonte: do autor

Figura 84: Frequência resultante da amostra 8 – V2
Amostra 8



Fonte: do autor

Figura 85: Frequência resultante da amostra 9 – V2
Amostra 9



5 MODELAGEM NUMÉRICA

5.1 VIADUTO V1

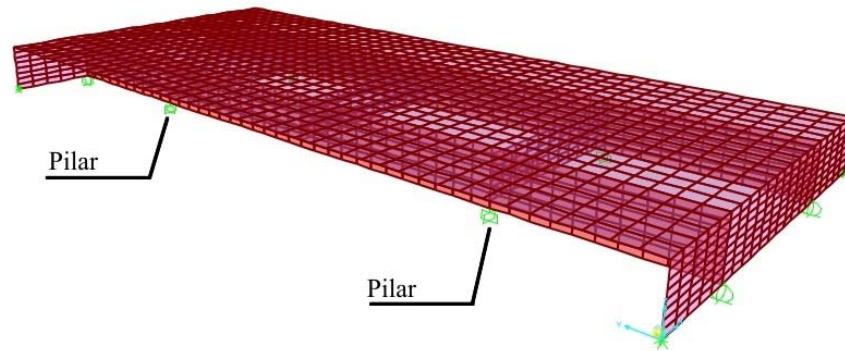
5.1.1 Malha aplicada

O modelo numérico do viaduto V1 foi dividido em uma malha de aproximadamente 50x50 cm no tabuleiro; 50x18 cm nas longarinas e; 50x18 cm nas transversinas. A análise executada é por cascas.

5.1.2 Condições de contorno

Os quatro pilares existentes foram considerados engastados. Nas extremidades longitudinais, onde as longarinas e as transversinas se encontram foi restringido o movimento de translação em Z. Nas transversinas das extremidades, em cada lateral foi restringido o movimento de translação nos eixos X e Y. A figura 86 apresenta as condições de contorno aplicadas ao viaduto V1.

Figura 86: Condições de contorno do viaduto V1



Fonte: do autor

5.1.3 Propriedades do material

A propriedade de material atribuída ao modelo numérico segue ao que é especificado para um concreto com peso específico de 25 KN/m^3 e 25 Mpa de resistência, com coeficiente de Poisson de 0,2 e módulo de elasticidade de 31 GPa (BROOKER et al, 2006).

5.1.4 Massas existentes

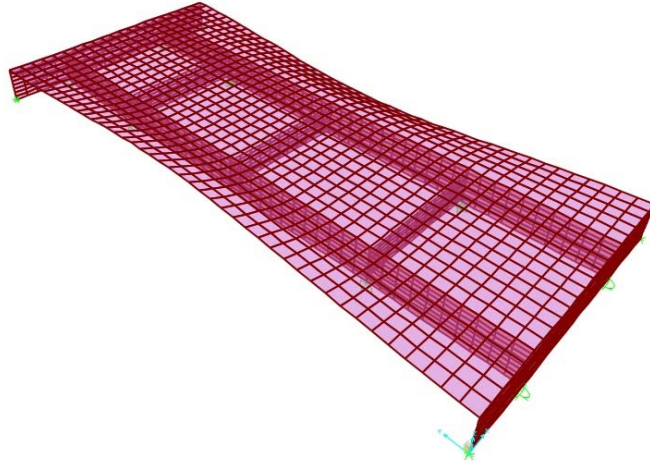
Foram adicionadas massas correspondentes aos guarda-corpos ao modelo numérico.

5.1.5 Frequências naturais e modos de vibração

As frequências naturais e os modos de vibração obtidos após a análise modal foram: $f_1 = 12,96 \text{ Hz}$ com modo de torção; $f_2 = 13,40 \text{ Hz}$ com modo de flexão; $f_3 = 15,35$ com modo de torção.

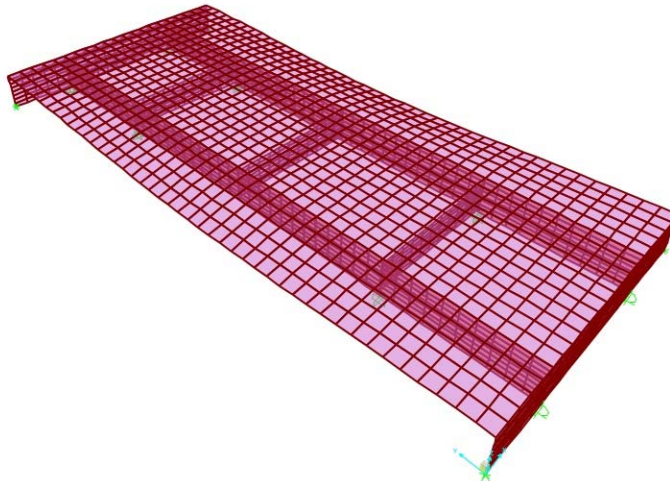
Considerando a frequência natural e a forma modal anexada ao modelo numérico, o que mais se aproxima do que é verificado experimentalmente é o modelo com frequência $f_1 = 13,40 \text{ Hz}$ e forma modal de flexão. As figuras 87 à 89 apresentam os modos de vibração resultantes para o viaduto V1. O modo de vibração de flexão é verificado na figura 88.

Figura 87: Modo de vibração 1 – V1



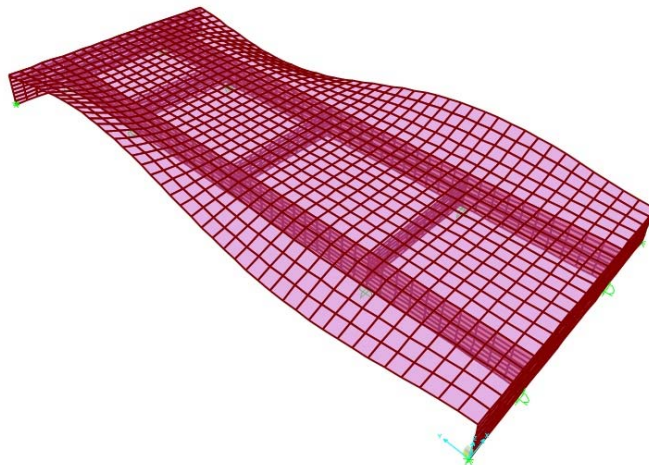
Fonte: do autor

Figura 88: Modo de vibração 2 – V1



Fonte: do autor

Figura 89: Modo de vibração 3 – V1



Fonte: do autor

A tabela 4 apresenta as frequências e os modos de vibração resultante da análise executada com o SAP2000.

Tabela 4: Frequências e formas modais do Viaduto V1

| Modos de vibração | Frequência f (Hz) | Forma modal |
|-------------------|-------------------|-------------|
| 1 | 12,96 | Torção |
| 2 | 13,40 | Flexão |
| 3 | 15,35 | Torção |

Fonte: do autor

5.2 VIADUTO V2

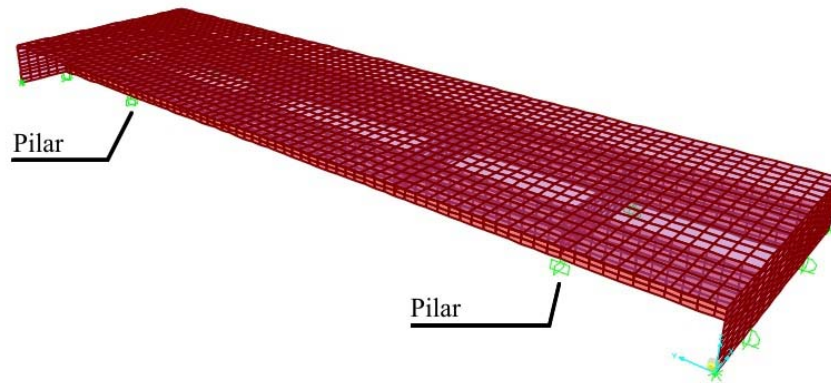
5.2.1 Malha aplicada

Para o modelo numérico do viaduto V2, a malha do tabuleiro possuía dimensões de aproximadamente 50x50 cm; 50x20 cm nas longarinas e; 50x20 cm nas transversinas. Também foi executada a análise por cascas.

5.2.2 Condições de contorno

Os quatro pilares existentes foram considerados engastados. Nas extremidades longitudinais, onde as longarinas e as transversinas se encontram foi restringido o movimento de translação em Z. Nas transversinas das extremidades, em cada lateral foi restringido o movimento de translação nos eixos X e Y. A figura 90 apresenta as condições de contorno impostas ao viaduto V2.

Figura 90: Condições de contorno do viaduto V2



Fonte: do autor

5.2.3 Propriedades do material

As propriedades de material anexadas ao modelo numérico do viaduto V2 seguem ao que foi especificado em projeto, o qual foi possível obter acesso, onde o concreto possuía resistência de 18 MPa. O peso específico de 25 KN/m³, com coeficiente de Poisson de 0,2 e módulo de elasticidade de 29 GPa foi determinado de acordo com Brooker et al (2006).

O módulo de elasticidade de 29 GPa adotado refere-se ao concreto com fck de 16 MPa. Foi utilizado por não se apresentarem concretos com resistência de 18 MPa em Brooker et al (2006).

5.2.4 Massas existentes

Foram adicionadas massas referentes aos guarda-corpos.

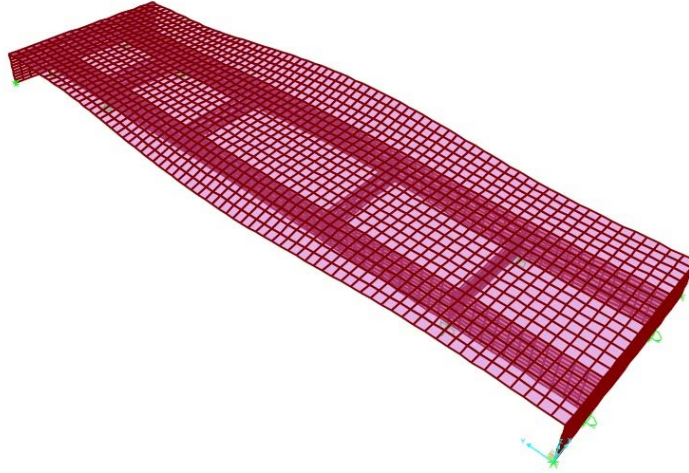
5.2.5 Frequências naturais e modos de vibração

As frequências e os modos de vibração obtidos foram: f1=8,35 Hz com modo de torção; f2=9,11 Hz com modo de flexão; f3=12,20 Hz com modo transversal.

Considerando a frequência e a forma modal, a que mais se assemelha com o resultado experimental é a frequência f2=9,11 Hz com modo de flexão. A figura 91 à 93 apresentam as

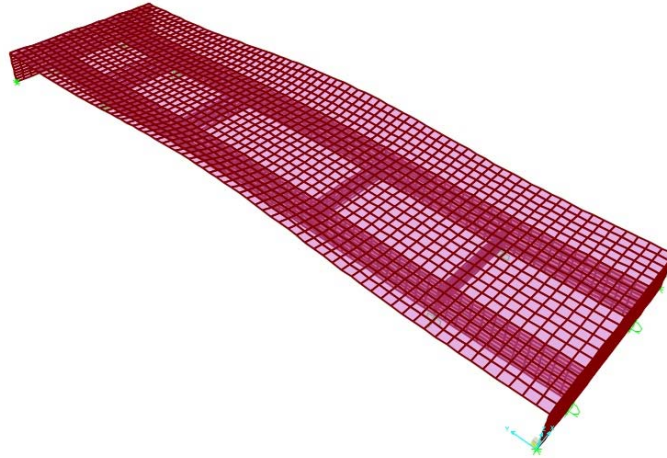
formas modais resultantes para o viaduto V2. A forma modal de flexão é apresentada na figura 92.

Figura 91: Modo de vibração 1 – V2



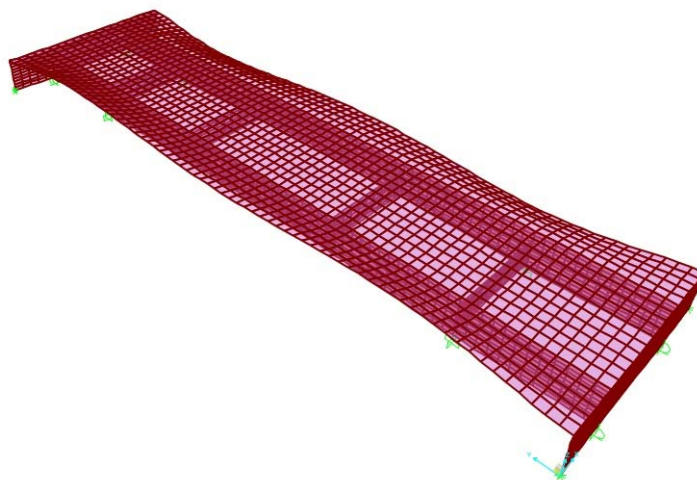
Fonte: do autor

Figura 92: Modo de vibração 2 – V2



Fonte: do autor

Figura 93: Modo de vibração 3 – V2



Fonte: do autor

A tabela 5 apresenta os modos de vibração, frequências e formas modais resultantes da análise. O modo de vibração que mais se aproxima do que é verificado experimentalmente é o modo de vibração 2, com frequência de 9,11 Hz e forma modal de flexão.

Tabela 5: Frequências e formas modais do Viaduto V2

| Modos de vibração | Frequência f (Hz) | Forma modal |
|-------------------|-------------------|-------------|
| 1 | 8,35 | Torção |
| 2 | 9,11 | Flexão |
| 3 | 12,20 | Transversal |

Fonte: do autor

6 AVALIAÇÃO DO RESULTADO

Ao avaliar o viaduto V1 e considerar a forma modal anexada ao modelo numérico, a que mais se aproxima do que é verificado experimentalmente é a frequência de 13,40 Hz com modo de flexão. Os resultados da fase experimental apresentaram valores de frequência que variam entre uma faixa de 7,81 Hz a 14,45 Hz.

Ao analisar a fase experimental e o modelo numérico com frequência de 13,4 Hz e modo de flexão, pode-se afirmar que, com exceção da amostra 7, todas as amostras apresentam valores aproximados. A resposta do modelo numérico se assemelha, mais precisamente, às amostras 2 e 6.

Ao avaliar o viaduto V2 e considerar a forma modal do modelo numérico, o que mais se aproxima do que é verificado experimentalmente é a frequência $f_2=9,11$ Hz com modo de flexão. Os valores de frequência da fase experimental variam de 5,96 a 7,42 Hz.

Ao analisar a fase experimental e o modelo numérico, os valores de frequências são próximos. A amostra 4, com frequência de 7,42 Hz, destaca-se como a mais próxima àquela obtida com o modelo numérico de 9,11 Hz e modo de flexão. A tabela 6 apresenta os valores finais obtidos na fase numérica e experimental.

Tabela 6: Frequências numéricas e experimentais resultantes

| | Modelo Numérico | | Fase Experimental | |
|------------|------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| | Modo de vibração | Frequência (Hz) | Amostra | Frequência (Hz) |
| Viaduto V1 | 1 - Torção | 12,96 | 1 | 12,31 |
| | 2 - Flexão | 13,40 | 2 | 13,08 |
| | 3 - Torção | 15,35 | 3 | 11,72 |
| | - | - | 4 | 12,60 |
| | - | - | 5 | 14,45 |
| | - | - | 6 | 13,08 |
| | - | - | 7 | 7,81 |
| Viaduto V2 | 1 - Torção | 8,35 | 1 | 6,05 |
| | 2 - Flexão | 9,11 | 2 | 6,44 |
| | 3 - Transversal | 12,20 | 3 | 6,25 |
| | - | - | 4 | 7,42 |
| | - | - | 5 | 6,44 |
| | - | - | 6 | Ruído |
| | - | - | 7 | 5,96 |
| | - | - | 8 | Ruído |
| | - | - | 9 | 6,49 |

Fonte: do autor

As frequências obtidas nos viadutos V1 e V2 obedecem ao que é exposto por Bachmann et al (1995), que apresenta uma faixa de frequências para pontes de 0 a 14 Hz.

Ao avaliar os resultados de amortecimento obtidos, Bachmann et al (1995) indica que os valores deste parâmetro para pontes em geral não deve ser maior que 2% .

Tanto no Viaduto V1 quanto no Viaduto V2 obtiveram valores de amortecimento menores que 2%. O Viaduto V1 apresentou amortecimento de 1,75% e o Viaduto V2 de 1,2%.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Ao observar os resultados obtidos e a metodologia desenvolvida, é possível afirmar que a excitação natural, adotada neste caso como o tráfego de caminhões, mostrou-se eficaz por fazer a estrutura vibrar. Dessa forma, foi possível extrair os dados de aceleração necessários.

O acelerômetro triaxial, que equipa aparelhos de telefonia móvel, foi capaz de obter dados de vibração dos viadutos. É, portanto, uma alternativa ao tradicional ensaio de vibração executado com acelerômetros criados para este fim.

A extração de dados ocorreu de maneira rápida e simplificada, porém exigiu cuidados para evitar que as amostras extraídas fossem afetadas pelo tráfego de veículos. Mesmo assim, obteve-se um pequeno número de amostras inutilizadas pela interação entre veículos e a estrutura. O tempo de duração das amostras, embora variante, indicou a frequência natural das estruturas sem interferir nos resultados.

As frequências obtidas experimentalmente se adequam ao que é exposto por Bachmann et al (1995), onde permanecem em uma faixa de valores de 0 a 14 Hz para pontes.

Tanto o viaduto V1 quanto o V2 apresentam modelos numéricos com respostas muito próximas do que é verificado experimentalmente. Desta forma é possível afirmar que os modelos estão calibrados e prontos para possíveis simulações em torno do desempenho estrutural de cada viaduto.

O amortecimento resultante em cada viaduto ficou abaixo de 2%, valor que é estabelecido por Bachmann et al (1995) para pontes em geral.

A metodologia aplicada aos dois viadutos obteve respostas com menor presença de ruído no viaduto V1, devido a este viaduto possuir menor comprimento, o que consequentemente facilita a visualização do deslocamento da fonte de vibração sobre a estrutura e indica com maior precisão o momento ideal para iniciar manualmente o salvamento de dados. O maior comprimento do viaduto V2 dificultou a visualização do deslocamento da fonte de vibração e salvamento de dados, resultando um número de amostras apresentando ruído e impossibilitando a definição das frequências naturais e da taxa de amortecimento.

Portanto, o processo de utilizar a excitação natural para extração de dados de vibração com celulares munidos de acelerômetros é apropriado, confiável e muito econômico. Os resultados finais obtidos, numérico e experimentalmente, permitem afirmar que é possível determinar a frequência natural, o amortecimento e monitorar obras de arte especiais de maneira

alternativa, sem a necessidade de intervir no tráfego, com baixo custo, confiabilidade e maior facilidade por meio de aparelhos de telefonia móvel.

7.1 Recomendações para trabalhos futuros

Tendo continuidade o estudo, seguem possíveis recomendações para trabalhos futuros:

- Utilizar um viaduto em escala para simular os possíveis danos atuantes em uma obra de arte especial real e verificar a variação dos parâmetros dinâmicos;
- Realizar o estudo com acelerômetros técnicos profissionais, criados para este fim, para que seja possível realizar uma comparação de parâmetros obtidos;
- Utilizar uma excitação experimental;
- Realizar um monitoramento em longo prazo, de modo a definir possíveis efeitos do clima e da temperatura sobre os parâmetros dinâmicos;
- Realizar a calibração do modelo teórico por meio de um problema de otimização em termos da diferença entre o modelo em elementos finitos e as frequências experimentais;

REFERÊNCIAS

ALSAIF et al. Field study for the evaluation of steel bridges in Riyadh City. In: SAUDI ENGINEERING CONFERENCE (SEC7), 7., 2007, Riyadh, Arábia Saudita. Disponível em: <<http://faculty.ksu.edu.sa/mmadany/Publications/list%20Publication/Field%20Study%20for%20the%20Evaluation.pdf>>

ALTUNISIK el al; Operational modal analysis of a scaled bridge model using EFDD and SSI methods. **Indian Journal of Engineering & Material Science**, v. 19, p. 320-330, Outubro 2012. Disponível em: <[http://nopr.niscair.res.in/bitstream/123456789/15160/1/IJEMS%2019\(5\)%20320-330.pdf](http://nopr.niscair.res.in/bitstream/123456789/15160/1/IJEMS%2019(5)%20320-330.pdf)>

AN, Y; OU, J. A signal energy change-based damage localization approach for beam structures, **Measurement** (2013). Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.measurement.2013.11.009>>

ASCE – American Society of Civil Engineers. Structural Identification (St-Id) of Constructed Facilities: ASCE-SEI, 2011. 224 p. Bibliografia: p. 219-223. Disponível em: <[http://www.cece.ucf.edu/people/catbas/St%20ID%20Report%20\(Jan%2011%202011\)%20ALL%20Chapters.pdf](http://www.cece.ucf.edu/people/catbas/St%20ID%20Report%20(Jan%2011%202011)%20ALL%20Chapters.pdf)>

BACHMANN et al. Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines. Birkhäuser Verlag 1995. 248 p. Basel. Bibliografia: p. 241-246.

BALBINOT, A; BRUSAMARELLO, J, A. **Instrumentação e fundamentos de medidas**. Vol. 1. 2ª. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2011.

BAYRAKTAR et al. Ambient Vibration Tests of a Steel Footbridge. **Journal of Nondestructive Evaluation**, v. 29, p. 14-24, 2010. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1007/s10921-009-0061-9>>

BAUDIN, M. **Introduction to Scilab**. Rocquencourt, França: Consortium Scilab, 2010. 85 p. Bibliografia: p. 83-84. Disponível em: <<http://www.scilab.org/resources/documentation/tutorials>>

BONTEMPI et al. Structural analysis and design of long span suspension bridges with regards to nonlinearities, uncertainties, interactions and sustainability. In: COFIN 2002, 1., 2002, Roma, Itália. Disponível em: <http://www.academia.edu/1906255/Structural_analysis_and_design_of_long_span_suspension_bridges_with_regards_to_nonlinearities_uncertainties_interactions_and_sustainability>

BROOKER et al. **How to design concrete structures using Eurocode 2**. 1. ed. The Concrete Centre, 2006. 98 p. Camberley. United Kingdom. ISBN 190481841

CANTIENI, R. Dynamic Load Testing of Highway Bridges, **IABSE PERIODICA**, v. 3, p. 75-84, 1984. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.5169/seals-38337>>

CHEN, W; DUAN, L. **Bridge Engineering Handbook: Construction and Maintenance**. 2. ed. CRC Press: Taylor & Francis Group, 2014. 627 p. Broken Sound Parkway NW, Suite 300, Boca Raton. ISBN 13: 978-1-4398-5233-0.

CHOPRA, K, A. **Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering**. 4. ed. Boston, Prentice Hall, 2011. ISBN 13: 978-0-13-285803-8.

CLOUGH, W, R; PENZIEN, J. **Dynamics of structures**. 3. ed. USA, Computers & Structures, Inc, 2003.

COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. **Introductory Tutorial for SAP2000: Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures**. Berkeley, California, Estados Unidos da América, 2011. 55 p. Disponível em: < <http://nees.org/resources/5034/download/SapTutor.pdf> >

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – **DNIT 010/2004 – PRO**: Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – Procedimento, Rio de Janeiro, 2004.

DUHAMEL, P; VETTERLI, M. Fast Fourier Transforms: a tutorial review and a state of the art. *Signal Processing*, v. 19, p. 259-299, 1990. Disponível em: < <http://math.berkeley.edu/~strain/273.F10/duhamel.vetterli.fft.review.pdf> >

FIGUEIREDO et al. Aplicações de Acelerômetros. In: *Instrumentação e aquisição de sinais*, 2007, Lisboa, Portugal. Disponível em: < <https://nebm.ist.utl.pt/repositorio/download/375> >

HE, J. FU, Z. **Modal Analysis**. 1. ed. Oxford: University of Oxford, 2001. 291 p. ButterWorth-Heinemann. Woburn. Disponível em: < http://papai.ucoz.hu/konyvek/He-Fu_Modal-Analysis.pdf >

INMAN, D. J. **Engineering Vibration**. 3. ed. Upper Saddle River, New Jersey. Pearson Education, Inc, 2007. ISBN 0132416524

JAMES, F, J. **A Student's Guide to Fourier Transforms with Applications in Physics and Engineering**. 3. ed. University Press, Cambridge, 2011. 146 p. ISBN 978-0-521-17683- 5.

JORGE, S, F; RINTZEL, R. **Análise morfológica das principais obras de arte do município de Passo Fundo – 2010**. Passo Fundo, PF: UPF, 2010. Relatório interno, Universidade de Passo Fundo, 2010.

KITADA, T. Considerations on recent trends in, and future prospects of, steel bridge construction in Japan. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, p. 1192-1198, 2006. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2006.06.016> >

KLINSKY, G, R, E, G. **Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas**. São Carlos: USP, São Carlos, 1999. 186 p. Bibliografia: p. 183-186. Disponível em: < http://web.set.eesc.usp.br/static/data/producao/1999ME_GelafitoEduardoReneGutierrezKlinsky.pdf >

LIMA, A, N, M. **Testes modais utilizando martelo instrumentado em estruturas de baixas frequências naturais**. João Pessoa, PB: Universidade Federal da Paraíba, 2006. Apresentado como dissertação de mestrado, Universidade Federal da Paraíba, 2006. Disponível em: < http://bdtd.biblioteca.ufpb.br/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=319 >

LIMA, S, S; SANTOS, C. H. S. **Análise dinâmica de estruturas**. Rio de Janeiro, 2008. 171 p. Bibliografia: p. 169-171. ISBN 978-85-7393-584-4.

LOUIS, A. R. **Sustainable Bridges: Green Links to the Future**. Ohio: The Ohio State University, 2010. Apresentado como dissertação de mestrado em Graduate School of The Ohio State University, 2010. Disponível em: < https://etd.ohiolink.edu/ap:0:0:APPLICATION_PROCESS=DOWNLOAD_ETD_SUB_DOC_ACCNUM:::F1501_ID:osu1274455847,attachment >

MA et al. A New Approach for the Free Vibration of Steel Bridge Deck with Stiffeners. **Advances in structural engineering**, v. 15, p. 1167-1179, 2012. Disponível em: < <http://connection.ebscohost.com/c/articles/78110732/new-approach-free-vibration-steel-bridge-deck-stiffeners> >

MAGALHÃES et al. Vibration based structural health monitoring of na arch bridge: From automated OMA to damage detection. **Mechanical Systems and Signal Processing**, v. 28, p. 212-228, 2012. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.1016/j.ymsp.2011.06.011> >

MARCUZZI, A; MORASSI, A. Dynamic Identification of a Concrete Bridge with Orthotropic Plate-Type Deck. *Journal of structural engineering*, v. 136, p. 586-202, 2010. Disponível em: < http://dx.doi.org/10.1061/_ASCE_ST.1943-541X.0000146>

MASJEDIAN, H, M; KESHMIRI, M. A review on operational modal analysis researches: classification of methods and aplications. In: 3, IOMAC'09, INTERNATIONAL OPERATIONAL MODAL ANALYSIS CONFERENCE, 2009. Disponível em: < <http://www.iomac.dk/sync/uploads/d1a86b9c8297ae2d1736272a1c2a4b8e.pdf> >

MEIRELLES, B, F, J. **Análise dinâmica de estruturas por modelos de elementos finitos identificados experimentalmente**. Guimarães: Universidade de Minho, 2007. 344 p., 21 cm. Disponível em: < <https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/8059/1/PHD-Meireles%20Revision%20e.pdf> >

MENDES, P; OLIVEIRA, S. **Análise dinâmica de estruturas: utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos**. LNEC: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 2008.

MEKJAVIĆ, I; Damage identification of bridges from vibration frequencies. **Technical Gazette**, v. 20, p. 155-160, 2013. ISSN 1848-6339. Disponível em: < http://hrcak.srce.hr/index.php?show=clanak&id_clanak_jezik=143518&lang=en >

MILANI, J, C. **Subsídios para o diagnóstico das pontes do sistema viário do município de Pato Branco – Paraná**. Passo Fundo, PF: UPF, 2010. 151 p. Dissertação de mestrado. Disponível em: < <http://www.ppgeng.upf.br/images/stories/2008cleovir.pdf> >

MOHSENI et al. A Simplified Method to Estimate the Fundamental Frequency of Skew Continuous Multicell Box-Girder Bridges. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 11, p. 649-658, 2014. Disponível em: < [http://dx.doi.org/ http://dx.doi.org/10.1590/S1679-78252014000400006](http://dx.doi.org/http://dx.doi.org/10.1590/S1679-78252014000400006) >

MORASSI, A; TONON, S. Dynamic Testing for Structural Identification of a Bridge. **Journal of Bridge engineering**, v. 13, p. 573-585, 2008. Disponível em: < [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2008\)13:6\(573\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:6(573))>

NASER, F, A. ZONGLIN, W, A. Damage Monitoring and Field Analysis of Dynamic Responses of Ha Shuang Prestressed Concrete Box Girder Oblique Bridge before Strengthening. **Advanced Materials Research**, v. 255-260, p. 1102-1106, 2011. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.255-260.1102> >

NEGRÃO, O, H, J; SIMÕES, C, M, L. Dimensionamento e otimização da geometria de pontes em tirantes metálicas. In: III, ENCONTRO NACIONAL DE MECÂNICA COMPUTACIONAL, 1992. Disponível em: < http://www.researchgate.net/publication/236133594_Dimensionamento_e_Optimizao_da_Geometria_em_Pontes_de_Tirantes_Metlicas>

ORCESI, D, A; FRANGOPOL, M, D. Bridge Performance Monitoring Based on Traffic Data. **Journal of engineering mechanics**, v. 139, p. 1508-1520, 2013. Disponível em: < [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000582](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000582) >

OWEN, S, J; PEARSON, R, S; The Use of Dynamic Data for the Structural Health Monitoring of Bridges. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING SURVEYS FOR CONSTRUCTION WORKS AND STRUCUTRAL ENGINEERING, 1., 2004, United Kingdom. Disponível em: < https://www.fig.net/nottingham/proc/ts_04_1_owen_pearson.pdf >

POLLOCK et al. A Handbook of Time-Series Analysis, Signal Processing and Dynamics. 1. ed. University of London, 1999. 782 p. Academic Press. Londres. ISBN 0-12-560990-6.

PRAVIA, C. M. Z. **Estabilidade de Estruturas de Pontes Metálicas com Fraturas**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2003. 135 p. Tese de Doutorado. Bibliografia: p. 123-135. Disponível em: < http://wwwwp.coc.ufrj.br/teses/doutorado/estruturas/2003/teses/PRAVIA_ZMC_03_t_D_est.pdf >

PROCEQ SA. **Martelo para teste de concreto (esclerômetro)**. Ringstrasse 2, 8603 Schwerzenbach, Suíça, 2013.

DOS SANTOS, N, A, C. **Retro-análise de estruturas de pontes por meio de técnicas teórico-numérico-experimentais**. Rio de Janeiro, RJ: UFRJ, 2013. Originalmente apresentado como dissertação de mestrado. Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, 2013. Disponível em: < http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/doc_download/2363-carolina-almeida-novaes-dos-santos-mestrado?Itemid= >

SAHIN, A; BAYRAKTAR, A. Forced-Vibration Testing and Experimental Modal Analysis of a Steel Footbridge for Structural Identification. **Journal of Testing and Evaluation**, v. 42, p. 695-712, 2014. Disponível em: < [http://dx.doi.org/ 10.1520/JTE20130166](http://dx.doi.org/10.1520/JTE20130166) >

THOMAS et al. Identification of modal parameters by operational modal analysis for the assessment of bridge rehabilitation. In: 2nd, PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL OPERATIONAL MODAL ANALYSIS CONFERENCE, 2007. Disponível em: <http://www.academia.edu/829984/IDENTIFICATION_OF_MODAL_PARAMETERS_BY_OPERATIONAL_MODAL_ANALYSIS_FOR_THE_ASSESSMENT_OF_BRIDGE_REHABILITATION>.

WIBERG, J. **Bridge monitoring to allow for reliable dynamic FE modelling: a case study of the new Årsta Railway Bridge**. Stocolm, Sweden: KTH, 2006. 151 p. Disponível em: < <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:9925/FULLTEXT01.pdf> >

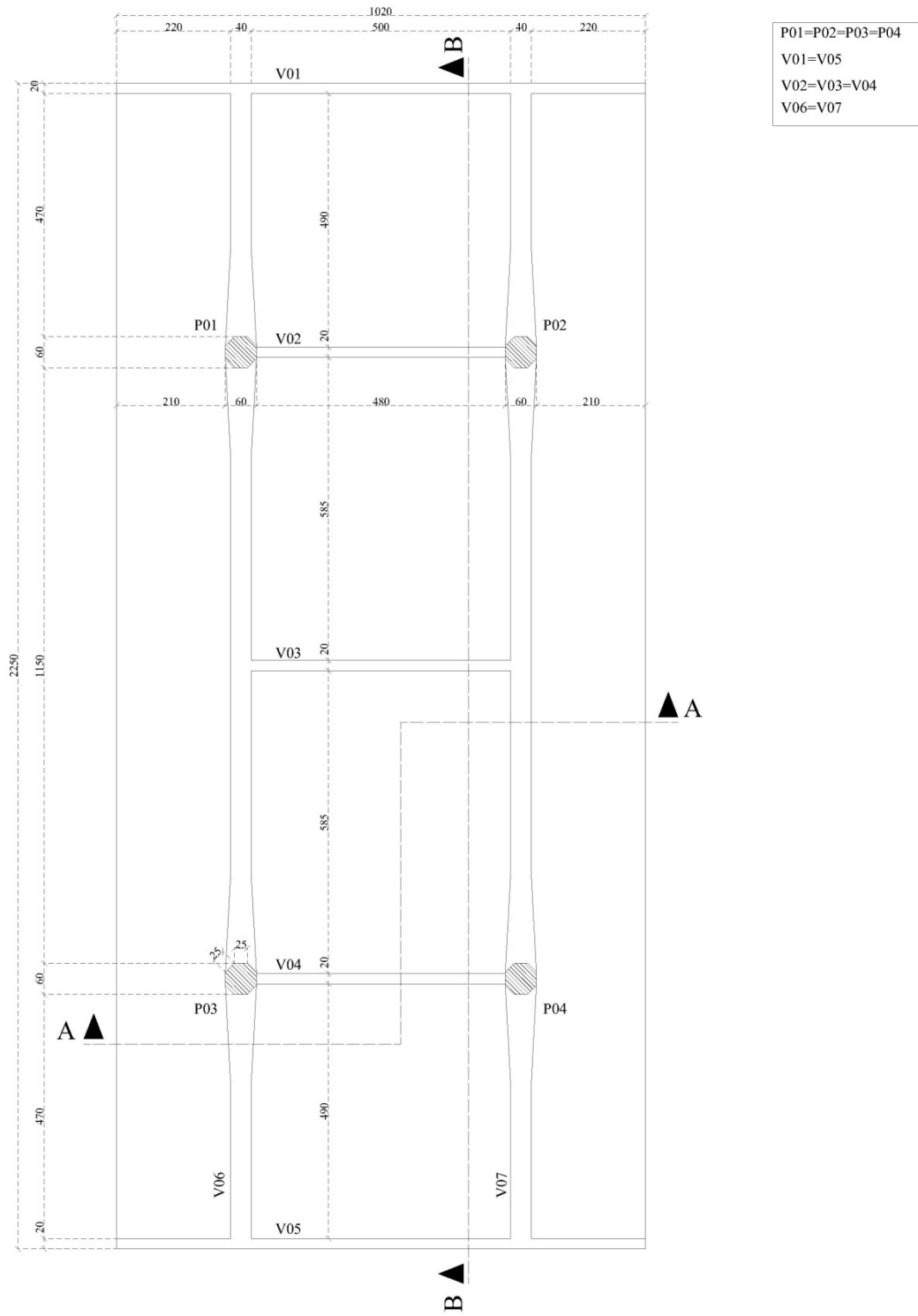
YOON et al. Vibration Measurements of Steel Foot-bridges using Mobile-phone. **Applied Mechanics and Materials**, v. 470, p. 471-493, 2014. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.470.777> >

ZHANG et al. An overview of operational modal analysis: major development and issues. In: 1st, INTERNATIONAL OPERATIONAL MODAL ANALYSIS, 2005. Disponível em: < [http://vbn.aau.dk/en/publications/an-overview-of-operational-modal-analysis\(eacacb00-346d-11db-a718-000ea68e967b\).html](http://vbn.aau.dk/en/publications/an-overview-of-operational-modal-analysis(eacacb00-346d-11db-a718-000ea68e967b).html) >

ZHAO, J; ZHANG, J. Structural Damage Identification Based on the Modal Data Change. **International Journal of. Engineering and Manufacturing**, v. 4, p. 59-66, 2012. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.5815/ijem.2012.04.08> >

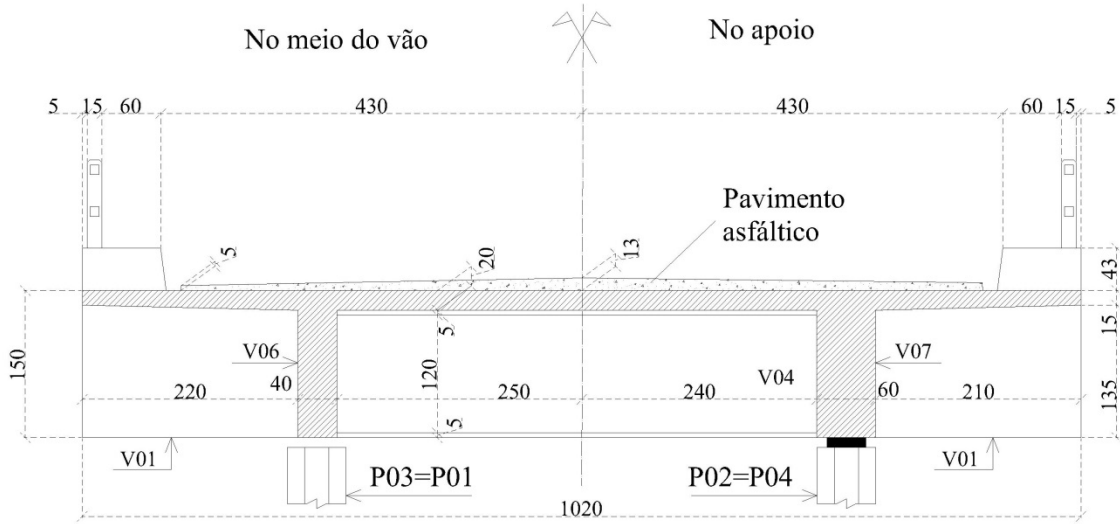
APÊNDICES

PLANTA BAIXA -Viaduto V1 - BR 285 - Próximo a Embrapa

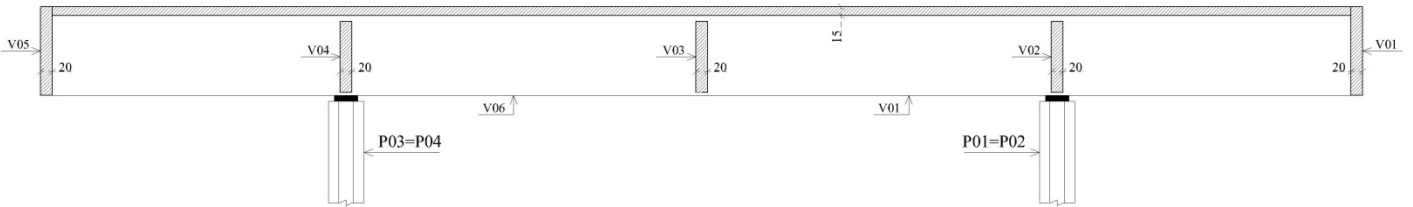


| | | | |
|--|-------|-----------------|-------|
| APÊNDICE A: Viaduto V1 - Planta baixa | | | |
| Unidade: | cm | Desenho: | Jorge |
| Escala: | 1/125 | Planta: | 1/2 |

CORTE AA
 Seção transversal
 Escala: 1/75



CORTE BB
 Escala: 1/125



APÊNDICE B: Viaduto V1 - Cortes AA e BB

| | | | |
|----------|-------|----------|-------|
| Unidade: | cm | Desenho: | Jorge |
| Escala: | 1/125 | Planta: | 2/2 |