

**Frequências próprias de pontes em arco de alvenaria a partir
de medições expeditas in-situ.**

Anelise Dick

Relatório Final de Dissertação apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Outubro 2018



Frequências próprias de pontes em arco de alvenaria a partir de medições expeditas in-situ.

Anelise Dick

Relatório Final de Dissertação apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

para obtenção do grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Orientador:

Professor Doutor João Carlos Almendra Roque

Coorientador:

Professor Doutor Manuel Teixeira Braz César
Professora Doutora Marina Rocha Pinto Portela Nunes

Outubro 2018

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, que é pai, filho e espírito santo, que sempre me acompanhou e que certamente me carregou nos braços durante muitas etapas, que mesmo não sabendo os seus planos, sei que tens me preparado para coisas que jamais pude imaginar.

Ao meu pai Altir, que partiu tão cedo, mas que seguramente está junto ao pai do céu olhando por mim em todos os momentos.

A minha querida mãezinha Leoni, que dedicou tantos anos da sua vida a mim, sempre mostrando o caminho que deveria andar com amor, carinho e afeto, que se esforçou tanto e abdicou de tantas coisas para que eu pudesse concretizar meus sonhos. Que sempre foi exemplo de determinação, fé e perseverança, espero um dia poder retribuir tudo que tens feito por mim.

Ao meu irmão Adriano e a sua família, por compreenderem minha ausência durante esse período, por olhar e cuidar de nossa mãe.

Agradeço ao meu noivo Natanael, por todo o amor e dedicação durante nossos anos juntos, por toda compreensão e apoio demonstrados. Obrigada por compartilhar e concretizar tantos sonhos comigo, que possamos realizar muitos mais, pois juntos vamos mais longe.

As minhas madrinhas Telsi, Irineia e ao meu padrinho Darci, pelo incentivo e amor demonstrado durante minha vida, principalmente pelos conselhos e orientações partilhados.

Aos meus amigos que sempre me encorajaram a buscar novas experiências, especialmente ao Fernando e a Ilanna, por tantas conversas e experiências trocadas, por estarem ao meu lado durante as crises de riso, mas também durante as crises de choro, por toda torcida e apoio durante o período de intercâmbio. Que essa amizade dure muitos e muitos anos.

Agradeço a Deonez e o Leonir, pela preocupação e apreço demonstrados durante os anos de faculdade.

No que tange a concretização deste trabalho, não posso deixar de agradecer a engenheira Hermínia Morais, pela disponibilidade, suporte e companhia durante a realização dos ensaios do presente projeto.

Agradeço imenso ao Dr. Manuel Braz Cesar, por todos os ensinamentos e orientação repassados, por ter acreditado em meu potencial e incentivado na busca por novos conhecimentos e experiências.

Ao professor Dr. João Roque e a professora Dr. Marina R. Nunes pelas sugestões e correções apresentadas, aos professores do Instituto Politécnico de Bragança e da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Pato Branco que acompanharam minha jornada acadêmica.

Agradeço a Direção da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Bragança pela disponibilização de transporte para realização dos ensaios.

Por fim, agradeço a todos que de alguma forma participaram e apoiaram a realização desse trabalho, sem vocês esse sonho não seria possível.

“Todas as vitórias ocultam uma abdicação”.

Simone de Beauvoir

“Tenho a impressão de ter sido uma criança brincando à beira-mar, divertindo-me em descobrir uma pedrinha mais lisa ou uma concha mais bonita que as outras, enquanto o imenso oceano da verdade continua misterioso diante de meus olhos”.

Isaac Newton

RESUMO

As pontes em arco de alvenaria são geralmente obras antigas de interesse histórico e patrimonial, construídas com base em conhecimentos empíricos para um nível de tráfego bastante diferente daquele que hoje se verifica em estruturas deste tipo. A vibração induzida pela ação do tráfego na ponte, associada à deterioração natural dos materiais ao longo do tempo e à possibilidade de não ter ocorrido manutenção da estrutura durante esse período, potencializam a ocorrência de deformações e/ou patologias estruturais que podem comprometer a segurança destes equipamentos.

O estudo apresentado neste trabalho baseia-se na determinação de alguns parâmetros dinâmicos, nomeadamente frequências próprias associadas a modos de vibração verticais para um conjunto de trinta e três pontes em arco localizadas no distrito de Bragança. Estes parâmetros foram obtidos através de ensaios de vibração expeditos realizados “in situ”. Este estudo permitiu ampliar a base de dados disponível relativa a pontes em arco de alvenaria com informação técnica associada aos parâmetros estruturais dinâmicos destas estruturas. O estudo permite ainda compreender o seu comportamento dinâmico atual, ou seja, no atual estado de conservação e exploração. Estes dados poderão contribuir significativamente para a valorização e preservação do património histórico e cultural das infraestruturas construídas na região de Trás-os-Montes e Alto Douro.

A campanha de ensaios foi realizada com vibração ambiental através de um sistema de aquisição de dados constituído por sensores de aceleração, placa DAQ com ligação USB e software de tratamento de dados aplicando a técnica do tipo “output only” para registar os sinais e posteriormente determinar os parâmetros dinâmicos através da edição desses dados. A ação dinâmica induzida pelo tráfego nas pontes foi utilizada como excitação para gerar os sinais medidos e registados pelo sistema de aquisição de dados no domínio do tempo. A identificação das frequências próprias foi realizada no domínio da frequência utilizando a técnica “peak-peaking”.

O tratamento dos resultados obtidos para cada tipologia de ponte permitiu a determinação das características dinâmicas de cada tipologia, nomeadamente a identificação da frequência associada ao modo de vibração vertical. Finalmente, foi avaliada a influência de alguns parâmetros geométricos das pontes em estudo nos valores das frequências próprias do modo de vibração vertical, além da contribuição

desses valores na gama de frequências em análise e a sua relação e/ou aproximação à gama de frequências da fonte de excitação.

Palavras chave: pontes; alvenaria; arco; propriedades dinâmicas; vibração; frequências.

ABSTRACT

Masonry arch bridges are generally old structures with historical and patrimonial value, with were built based on empirical rules for traffic loads significantly different of those existent nowadays. Vibration induced by traffic allied with the expected deterioration of materials used in the construction of masonry arch bridges, and also the possible low or inexistent maintenance of the structure during this period, increase the occurrence of structural deformations or pathologies that may compromise the safety of these structure.

The present study is based on the determination of dynamic parameters, namely own frequencies associated with vertical vibration modes for a set of thirty-three masonry arch bridges located in the Bragança district. These parameters were obtained through vibration tests performed in situ. This study allowed to expand the available database related to masonry arch bridges with technical information associated to the dynamic structural parameters of these structures. The study also allows to understand its current dynamic behavior, that is, in the current state of conservation and exploration. These data may contribute significantly to the enhancement and preservation of historical and cultural heritage of the infrastructures built in the region of Trás-os-Montes and Alto Douro.

The test campaign was conducted with environmental vibration through a data acquisition system consisting of acceleration sensors, DAQ board with USB connection and data processing software applying the "output only" technique to record the signals and then determine dynamic parameters by editing this data. The traffic-induced dynamic action on the bridges was used as excitation to generate the signals measured and recorded by the data acquisition system in the time domain. The identification of the own frequencies was performed in the frequency domain using the peak-peaking technique.

The treatment of the results obtained for each type of bridge allowed the determination of the dynamic characteristics of each typology, namely the identification of the frequency associated to the vertical vibration mode. Finally, the influence of some geometrical parameters of the studied bridges on the values of the own frequencies of the vertical vibration mode was analyzed, as well as the contribution of these values in the frequency range under analysis and their relation and approximation to the frequency range of the source of excitation.

Keywords: bridges; masonry; arch; dynamic properties; vibration; frequencies.

ÍNDICE

| | |
|--|----|
| 1. Introdução | 1 |
| 1.1. Enquadramento temático | 1 |
| 1.2. Objetivos | 3 |
| 1.3. Organização do trabalho | 3 |
| 2. Pontes em arco de alvenaria..... | 5 |
| 2.1. Componentes das pontes em arco de alvenaria. | 6 |
| 2.1.1. Arco | 7 |
| 2.1.2. Tímpano..... | 11 |
| 2.1.3. Pilares..... | 11 |
| 2.1.4. Enchimento | 12 |
| 2.1.5. Pavimento | 12 |
| 2.1.6. Guardas laterais..... | 12 |
| 2.1.7. Encontros..... | 13 |
| 2.1.8. Fundações | 13 |
| 2.2. Comportamento dinâmico de estruturas..... | 13 |
| 3. Fundamentos da dinâmica de sistemas estruturais | 15 |
| 3.1. Movimentos vibratórios..... | 17 |
| 3.2. Sistemas dinâmicos..... | 18 |
| 3.2.1. Sistemas com um grau de liberdade..... | 19 |
| 3.2.2. Sistemas com múltiplos graus de liberdade..... | 22 |
| 3.2.3. Formulação modal | 23 |
| 4. Identificação dinâmica de estruturas | 28 |
| 4.1. Técnicas experimentais..... | 29 |
| 4.2. Sistemas de medição de vibração..... | 30 |
| 4.3. Análise modal operacional | 33 |
| 4.3.1. Métodos de identificação no domínio do tempo..... | 34 |
| 4.3.2. Métodos de identificação no domínio da frequência | 35 |
| 5. Ensaios de caracterização dinâmica realizados..... | 38 |
| 5.1. Descrição geral das pontes ensaiadas..... | 40 |
| 5.2. Instrumentação..... | 41 |

| | |
|---|----|
| 5.3. Procedimento de ensaio | 43 |
| 5.4. Processamento e análise de sinal | 46 |
| 6. Análise e discussão dos resultados | 61 |
| 6.1. Frequências próprias na direção vertical | 63 |
| 6.1.1. Pontes alargadas de arco profundo e vão pequeno | 70 |
| 6.1.2. Pontes alargadas de arco profundo e vão médio..... | 73 |
| 6.1.3. Pontes com tabuleiro original de arco profundo e vão médio | 76 |
| 6.2. Frequências próprias nas direções longitudinal e transversal. | 80 |
| 7. Conclusões..... | 82 |
| 7.1. Sugestões para trabalhos futuros..... | 84 |
| Referências | 85 |
| Anexos | 90 |

ÍNDICE DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 - Distribuição das pontes da amostra de acordo com o tipo de arco | 41 |
| Tabela 2 - Distribuição das pontes da amostra de acordo com o número de arcos..... | 41 |
| Tabela 3 - Pontes ensaiadas e frequência identificada na direção vertical... | 62 |
| Tabela 4 - Análise da correlação entre frequência vertical das pontes e parâmetros geométricos da ponte, onde f_i = frequência (Hz)..... | 66 |
| Tabela 5 - Coeficientes de Spearman considerando as 30 amostras..... | 67 |
| Tabela 6 - Resultados do modelo de regressão linear múltipla para estimar a 1ª frequência vertical..... | 68 |
| Tabela 7 - Correlações de Spearman para as subamostras..... | 69 |
| Tabela 8 - Parâmetros das leis de potência e linear para modo vertical para pontes de alvenaria com tabuleiro alargado, de arco profundo e vão pequeno, onde f_i = frequência (Hz)..... | 72 |
| Tabela 9 - Parâmetros das leis de potência e linear para modo vertical para pontes de alvenaria com tabuleiro alargado, de arco profundo e vão médio, onde f_i = frequência (Hz)..... | 75 |
| Tabela 10 - Parâmetros das leis de potência e linear para modo vertical para pontes de alvenaria com tabuleiro original, de arco profundo e vão médio, onde f_i = frequência (Hz)..... | 78 |
| Tabela 11 - Lei de potência de L..... | 78 |
| Tabela 12 - Correlações significativas para estimativa da frequência do primeiro modo vertical..... | 79 |
| Tabela 13 - Quadro resumo dos resultados para ensaio triaxial..... | 81 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 - Carta Itinerária da estrada Romana e sua variante dentro do distrito de Bragança e regiões confinantes | 5 |
| Figura 2 - Representação esquemática dos componentes de pontes de arco de alvenaria | 7 |
| Figura 3 - Tipos de arco | 9 |
| Figura 4 - Elementos da volta de arco | 10 |
| Figura 5 - Reações horizontais e verticais a) em contraforte; b) em arcos contínuos | 10 |
| Figura 6 - Classificação de dados aleatórios | 16 |
| Figura 7 - Idealização do sistema com um grau de liberdade (SDOF)..... | 19 |
| Figura 8 - Localização das pontes em arco de alvenaria da amostra selecionada no distrito de Bragança (em amarelo pontes analisadas)..... | 38 |
| Figura 9 - Localização das pontes submersas..... | 39 |
| Figura 10 - Ponte número 30 | 40 |
| Figura 11 - (a) Placa de aquisição de dados NI USB-4431; (b) Acelerômetro ICP 393A03; (c) Acelerômetro triaxial ICP 356B18 | 42 |
| Figura 12 - Detalhe do acoplamento dos acelerômetros utilizando argamassa de secagem rápida | 43 |
| Figura 13 - Equipamento de medição durante realização de ensaio triaxial e uniaxial | 43 |
| Figura 14 - Locação dos acelerômetros..... | 44 |
| Figura 15 - Exemplo de erro de aliasing | 45 |
| Figura 16 - Processamento de sinal domínio do tempo. (Sinal vermelho é a aceleração mensurada, em preto o sinal decimado) | 48 |
| Figura 17 - PSD do sinal mensurado na ponte de nova de Gimonde | 49 |
| Figura 18 - PSD ensaio ponte nova de Gimonde, o sinal preto corresponde a frequência vertical mensurada pelo acelerômetro triaxial e o sinal vermelho do uniaxial | 50 |
| Figura 19 - PSD ensaio ponte nova de Gimonde com filtro passa-alto 0,5 Hz, o sinal preto corresponde a frequência vertical mensurada pelo acelerômetro triaxial e o sinal vermelho do uniaxial | 51 |

| | |
|---|----|
| Figura 20 - PSD ensaio ponte nova de Gimonde com filtro passa-alto 1 Hz, o sinal preto corresponde a frequência vertical mensurada pelo acelerômetro triaxial e o sinal vermelho do uniaxial | 52 |
| Figura 21 - PSD de um segmento..... | 53 |
| Figura 22 - Aplicação de filtro IIR, tipologia Butterworth de ordem 8. | 54 |
| Figura 23 - Representação da banda de transição | 54 |
| Figura 24 - Erro de dispersão (a) sinal e o espectro correspondente quando o tempo de medição é um múltiplo inteiro do período do sinal; e (b) sinal e o espectro correspondente quando o tempo de medição T_s não é um múltiplo inteiro do período de sinal, produzindo erro de dispersão..... | 55 |
| Figura 25 - Exemplo de aplicação de janela Hanning: (a) sinal medido quando o tempo de amostragem não é um múltiplo inteiro do período do sinal; (b) janela de Hanning; (c) o sinal de janela; e (d) o espectro final do sinal da janela..... | 56 |
| Figura 26 - Aplicação de janela Hanning. Em vermelho o sinal sem aplicação da função janela e em preto com aplicação da função..... | 57 |
| Figura 27 - Representação parcial dos espectros de potência dos segmentos de sinal adquirido na ponte nova de Gimonde | 58 |
| Figura 28 - Densidade espectral de Potência final (método de Welch)..... | 58 |
| Figura 29 - PSD ponte nova de Gimonde | 59 |
| Figura 30 - Folha de resultado de ensaio de vibração ambiental na direção vertical para ponte Nova de Gimonde | 60 |
| Figura 31 - Distribuição dos valores de frequência do primeiro modo vertical em categorias | 62 |
| Figura 32 - Relação entre a 1ª frequência vertical e características geométricas das pontes consideradas nas análises..... | 64 |
| Figura 33 - Esquema de ponte e arco de alvenaria e seus parâmetros geométricos..... | 65 |
| Figura 34 - Relações entre a 1ª frequência vertical e características geométricas das pontes com tabuleiro alargado, de arco profundo e vão pequeno. | 71 |
| Figura 35 - Parte inferior do arco | 73 |
| Figura 36 - Relações entre a 1ª frequência vertical e características geométricas das pontes de alvenaria com tabuleiro alargado, de arco profundo e vão médio..... | 74 |

| | |
|--|----|
| Figura 37 - Relação entre a 1ª frequência e o alargamento das pontes de alvenaria alargada, de arco profundo e vão médio, (a) com e (b) sem as pontes 1 e 28 | 76 |
| Figura 38 - Relações entre a 1ª frequência vertical e características geométricas das pontes de alvenaria com tabuleiro original, de arco profundo e vão médio. | 77 |
| Figura 39 - Relação entre a 1ª frequência vertical e altura total (ht) das pontes de alvenaria com tabuleiro original, de arco profundo e vão médio..... | 78 |
| Figura 40 - Frequência fundamental em função do vão máximo | 80 |

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento temático

A infraestrutura viária é constituída por redes ferroviárias e rodoviárias, tendo por função principal permitir a movimentação de pessoas e mercadorias, para isso ela é composta por vias e obras de arte, dentre as quais se destacam as pontes, que permitem a continuidade de uma via, atuando como um elo de ligação entre dois pontos separados por um obstáculo natural ou artificial.

Em todo o continente europeu é comum encontrar pontes históricas, que apesar da idade ainda fazem parte da estrutura viária, sendo que de acordo com (TILLY, 2002), as pontes integram um conjunto de obras do patrimônio cultural de um povo, que ao contrário de ruínas antigas e peças de museus, ainda podem desempenhar o seu propósito inicial, ou seja, podem ser mantidas funcionais.

A importância da preservação e utilização do patrimônio cultural foi ressaltada na convenção de Faro sobre o Valor do Patrimônio Cultural para as Sociedades (Conselho Europeu, 2005) aprovada pela Resolução da Assembleia da República nº47/2008, devendo ser usufruída como princípio para o desenvolvimento sustentável e de qualidade de vida numa sociedade em constante evolução, sendo compromisso de todas as partes valorizar o patrimônio cultural através da sua identificação, estudo, interpretação, proteção e conservação.

Nesse contexto, em Portugal inúmeras pontes existentes na rede viária, são construções em arco de alvenaria, caracterizadas como obras antigas de interesse histórico e patrimonial. Essas estruturas foram construídas baseadas em conhecimentos empíricos e para um tráfego essencialmente diferente do que atua hoje sobre a estrutura, acrescentando-se a deterioração natural das propriedades dos materiais e as constantes reduções nos investimentos no setor de intervenção e manutenção, configuram-se condições suficientes para gerar avarias e deformações que podem comprometer a segurança estrutural.

Com o estudo e compilação de um conjunto de parâmetros estruturais dessas estruturas é possível fornecer dados para realizar análises estruturais que possibilitam um bom embasamento para aferir a segurança e a necessidade de intervenções, aliando assim a necessidade de garantia da segurança e da conservação do patrimônio.

Neste quesito o estudo das propriedades dinâmicas dessas estruturas é fundamental, pois permitirá conhecer o seu comportamento frente as cargas dinâmicas impostas na estrutura. Possibilita também a otimização de projetos e monitoramento da integridade estrutural (BRÜEL & KJÆR, 2018).

Uma das preocupações na engenharia estrutural atual e no design de pontes é evitar o fenômeno da ressonância, que ocorre quando um carregamento externo é aplicado periodicamente na estrutura com uma frequência, próxima a uma das frequências próprias da estrutura, fazendo com que ocorra uma amplificação das amplitudes de vibração geradas. A ocorrência da ressonância pode provocar deformações e danos estruturais, que comprometem a segurança da estrutura, podendo acarretar no colapso parcial ou total da estrutura.

A ponte Tacoma Narrows em Washington nos Estados Unidos que ruiu em 1940, é um dos casos mais famosos de colapso de estruturas pela ocorrência de ressonância. De acordo com (BRAUN, 1941), o vento incidente na estrutura provocou a formação de vórtices de ar, fenômeno aerodinâmico denominado “stall flutter”, que provocou a incidência de forças na estrutura com uma periodicidade que acarretou na ocorrência do fenômeno de ressonância.

(BRAUN, 1941), relata outro caso de ruína por ressonância, o caso da ponte suspensa Broughton, localizada perto de Manchester na Inglaterra em 1831. Neste caso a excitação da estrutura ocorreu pela marcha de um grupo de soldados pela ponte, onde o ritmo dos passos produziu uma força periódica, com frequência próxima a frequência natural da ponte, levando assim a amplificação das vibrações e o colapso da estrutura.

Para evitar a ocorrência da ressonância é preciso fazer com que a estrutura tenha frequências próprias fora da faixa de frequências provocadas no uso da estrutura, no que tange as pontes gerais, é essencial que as frequências próprias da estrutura estejam afastadas das frequências próprias dos veículos, pois uma aproximação dessas frequências pode acarretar numa amplificação dinâmica, possibilitando a ocorrência de danos na estrutura.

No caso das pontes já construídas e que no seu projeto não foram consideradas os aspectos dinâmicos, é fundamental verificar e determinar as frequências próprias, para possibilitar a análise condições de segurança estrutural. Ademais, é de suma importância para essas estruturas estabelecer correlações que auxiliem a prever as frequências próprias por intermédio das suas características

geométricas. Nessa conjuntura, estudos anteriores como de (Cantieni, 1983 apud (CALÇADA, 2001)) e (OLIVEIRA, 2004), apresentam correlações entre a frequência própria vertical e a largura do vão livre. Assim, o presente estudo justifica-se não somente no quesito de conhecimento e preservação do patrimônio cultural, como também no fomento de dados para futuros projetos, análises e monitorização.

1.2. Objetivos

O objetivo essencial dessa dissertação é a identificação dinâmica “in situ” das frequências próprias verticais de um conjunto de pontes em arco de alvenaria, já caracterizadas geometricamente em exploração rodoviária no distrito de Bragança.

Estabelecer relações entre as características geométricas dessas estruturas e a respectiva frequência natural do primeiro modo vertical.

Fomentar o desenvolvimento e ampliação de bases de dados com informação técnica relativa a pontes em arco de alvenaria no que tange aos parâmetros estruturais dinâmicos das pontes.

Possibilitar o respaldo na avaliação do seu comportamento estrutural e das condições de segurança, no atual estado de conservação e de exploração.

Cooperar assim, para a valorização e preservação do patrimônio histórico e cultural construído na região de Trás-os-Montes e Alto-Douro.

1.3. Organização do trabalho

Este trabalho está organizado em sete capítulos sendo o primeiro deles a presente introdução, os capítulos seguintes são descritos brevemente abaixo.

No capítulo 2, realiza-se um compilado geral com informações relativas ao estado da arte de pontes em arco de alvenaria, abordando brevemente o seu histórico, elementos constituintes com suas respectivas funcionalidades, focando no elemento estrutural principal que é o arco.

Para compreendermos melhor a identificação dinâmica de estruturas, o capítulo 3 refere-se a tópicos relacionados a parte analítica da teoria dos movimentos vibratórios, das excitações determinísticas e estocásticas. Partindo da teoria básica de dinâmica de estruturas para sistemas com um grau de liberdade, ampliando para sistemas com múltiplos graus de liberdade e a formulação modal, finalizando com

apresentação de parâmetros estatísticos que permitem a representação da resposta de uma estrutura sujeita a excitação estocástica.

O capítulo 4, dedica-se a uma breve exposição das técnicas de medição experimental existentes, citando-se os componentes de um sistema de medição e suas principais características. Destaca-se neste capítulo a análise modal operacional, descreve-se alguns métodos de identificação modal estocástica no domínio do tempo e da frequência, sendo que no presente trabalho aplica-se técnicas de identificação no domínio da frequência.

Seguidamente, no capítulo 5 apresenta-se tópicos relativos aos ensaios de medição da resposta da estrutura perante a vibrações presentes no uso corrente da estrutura realizados no âmbito deste trabalho. É realizada uma breve descrição das pontes ensaiadas, de acordo com suas características físicas e geométricas. Apresenta-se os equipamentos e os procedimentos utilizados para realização da campanha de ensaios e de processamento do sinal.

No capítulo 6, são analisados e discutidos os resultados obtidos na campanha de ensaios apresentada no capítulo 5, desenvolve-se relações entre as características geométricas das estruturas e a frequência própria do primeiro modo vertical. Analisa-se também a influência dos parâmetros geométricos no comportamento dinâmico das estruturas em estudo.

Por fim, no capítulo 7 apresentam-se as principais conclusões obtidas no presente estudo, sugerindo-se tópicos para estudos posteriores que visem melhorar a caracterização dinâmica das pontes em arco de alvenaria e contribuir para a preservação das mesmas.

O desenvolvimento na construção de pontes em arco de alvenaria é analisado por (PROSKE e GELDER, 2009) desde o século I até o século XX, os novos conhecimentos permitiram ultrapassar vãos cada vez maiores, utilizando materiais naturais que implicam em um impacto ambiental minimizado e que se integram facilmente na paisagem, resultando numa estética bela e singular. Claro que a vantagem da utilização dessa técnica abrange o comportamento estrutural do arco de alvenaria, que trabalha somente a compressão, sofrendo pequenas deformações sob as cargas de tráfego, apresentando elevada segurança e tolerância ao dano, sendo que uma das suas características é apresentar sinais de falha, permitindo que ações corretivas sejam realizadas, aumentando ainda mais a sua vida útil.

Do ponto de vista construtivo, as dificuldades construtivas encontram-se principalmente na necessidade de assentamento individual dos blocos e na elevada qualificação requerida dos operários, o processo de restauração dessas pontes também é moroso quando há necessidade de reestabelecer a curvatura do arco.

Conforme destaca (TILLY, 2002) a durabilidade das pontes em arco de alvenaria, é incontestável, a maioria delas ultrapassando 100 anos, além disso requerem poucas intervenções de manutenção, comparativamente com outras estruturas. Entretanto pela elevada idade de grande parte dessas construções, associada a falta de manutenção e o aumento das cargas solicitantes, pode acarretar a necessidade de intervenção, para reestabelecer sua segurança estrutural.

Surge então a necessidade das análises estruturais nas condições atuais da estrutura, sendo necessário noções sobre o comportamento estrutural, utilidade dos elementos constituintes, incluindo informações sobre os materiais constituintes.

2.1. Componentes das pontes em arco de alvenaria.

As pontes em arco de alvenaria são construídas essencialmente de alvenaria, como o próprio nome já diz e de um material de enchimento. Como a alvenaria resiste pouco a tração é essencial que a estrutura trabalhe basicamente a compressão, a utilização do arco então é justificada por sua característica intrínseca de resistir a esforços de compressão.

A alvenaria pode ser feita em blocos de pedra, tijolos cerâmicos ou blocos de concreto, esses blocos são interpostos podendo ou não ser ligados por argamassa,

oferecendo boas condições de resistência e durabilidade, aliada a reduzida necessidade de manutenção. Esse tipo de alvenaria é dita estrutural pois tem a função de resistir e transmitir as cargas incidentes na estrutura.

A ponte em arco de alvenaria é composta por arcos, tímpanos, pilares talhantes, enchimento, pavimento, guarda laterais, encontros e aduelas, conforme podemos identificar na figura 2. (COSTA, 2009) destaca que a estrutura pode ser dividida em elementos estruturais principais, que trabalham essencialmente por gravidade, elementos secundários e elementos não estruturais.

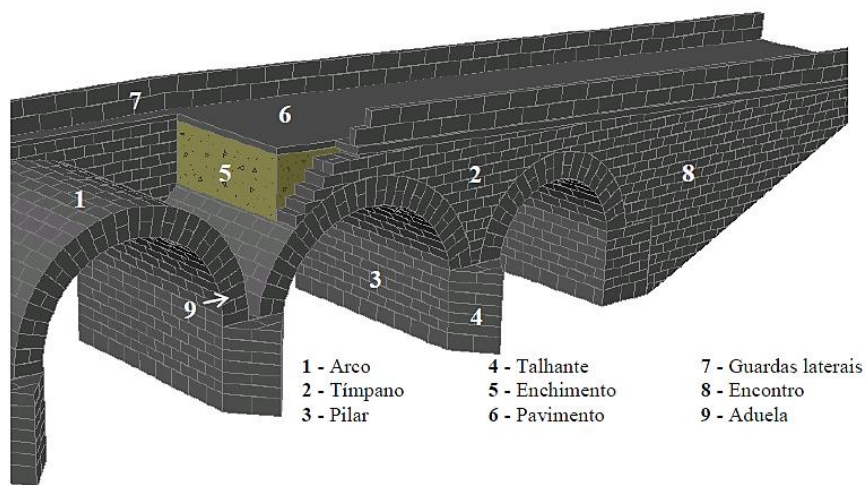


Figura 2 - Representação esquemática dos componentes de pontes de arco de alvenaria
Fonte: (COSTA, 2009, p. 2.4)

2.1.1. Arco

O arco é uma forma estrutural curva que trabalha essencialmente a compressão quando carregado uniformemente, porém para (MELBOURNE, 2000) qualquer pequena variação no carregamento gerará um momento aplicado no arco, podendo implicar ocorrência de pontos de tração, para que isso não ocorra o arco deve ter espessura suficiente para acomodar a gama de excentricidades da linha de pressões. De fato, o formato ideal do arco seria aquele igual a linha de pressões, ou seja, o formato geométrico para qual o momento fletor é nulo em qualquer seção. Como o formato da linha de pressões nem sempre é um arco perfeito, o ideal é a linha de pressões esteja completamente inserida na espessura do arco, do contrário algumas aduelas podem estar sujeitas a esforço de tração.

Nos primórdios não havia um estudo aprofundado das estruturas e do seu comportamento, assim foram desenvolvidas diversas relações empíricas entre o vão

e a espessura do arco, baseados na experiência que permitiram a construção de inúmeras pontes ainda existentes.

Os primeiros contributos para estudo matemático de arco foram dados a partir do século XVII e XVIII, Hooke (1675) distinguiu que se invertermos a forma de linha flexível segurada pelas suas pontas, temos um arco rígido, a forma instalada assim seria a catenária (forma de um fio sujeito ao seu próprio peso), em 1695 David Gregory analisou a estática de um arco semicircular montado em pedras cunhadas (aduelas), tentando encontrar qual o peso das aduelas para que a estrutura continuasse em equilíbrio, assim Gregory assumiu que as articulações entre as pedras não tinham atrito, e a resposta para o problema estava no polígono de forças inventado por La Hire, que nada mais é do que a linha de pressões (HEYMAN, 1998).

Foi apenas em 1730 que Couplet fez avanços em relação ao comportamento do arco de alvenaria, ele postulou que a alvenaria não possuía resistência a tração, que tinha resistência a compressão infinita e que não ocorria colapso por deslizamento de aduelas. Coulomb em 1773 inseriu o rigor matemático que faltava para análise do arco, ele conclui que a falha de um arco sempre ocorrerá na articulação das aduelas, Barlow (1846) apresentou modelos de arcos de espessuras mínimas que garantissem a estabilidade, determinou as configurações que apresentam a máxima e a mínima componente horizontal nos apoios (HEYMAN, 1998).

Para Heyman (1998), é somente em 1845 que um esclarecimento definitivo da teoria do arco foi proposto por Yvon Villarceau, que desenvolveu um método de design seguro, apenas definindo que a linha central do arco deve coincidir com uma das possíveis linhas de pressões para o carregamento atuante. Apresentou assim tabelas que podem ser usadas em cálculos padrão no design de pontes.

É durante o século XIX que as análises analíticas ganham forma, os teoremas de energia de tensão desenvolvidas por Castigliano (1879) tomando partido dos estudos de Couplet, podem ser aplicadas nos arcos desde que eles permaneçam elásticos, isso pode ser garantido se a linha de pressões se encontre no terço médio, sendo essa condição considerada conservadora atualmente, para assegurar que não se desenvolvam tensões de tração, já que nas obras de alvenaria evitar tensões de tração é uma condição necessária para o bom comportamento estrutural (MELBOURNE, 2000).

Partindo de diversos estudos e pressupostos, várias formas de arco foram desenvolvidas e aplicados (DIAS, MALITE e MUNAIAR, 2015) classificam os arcos de

diferentes maneiras, quanto a sua forma podem ser parabólicos, elípticos, circulares ou com a forma de catenária, já com relação aos seus sistemas estáticos distinguem-se duas categorias os isostáticos e hiperestáticos. Os arcos hiperestáticos são os que produzem as estruturas mais econômicas, contudo esse comportamento gera um acréscimo de tensões e a estrutura é muito sensível aos recalques.

Para os arcos de alvenaria é comum classifica-los de acordo a sua tipologia, (PROSKE e GELDER, 2009) realizaram um apanhado geral dos tipos de arcos descritos na literatura e são mostrados na figura 3.

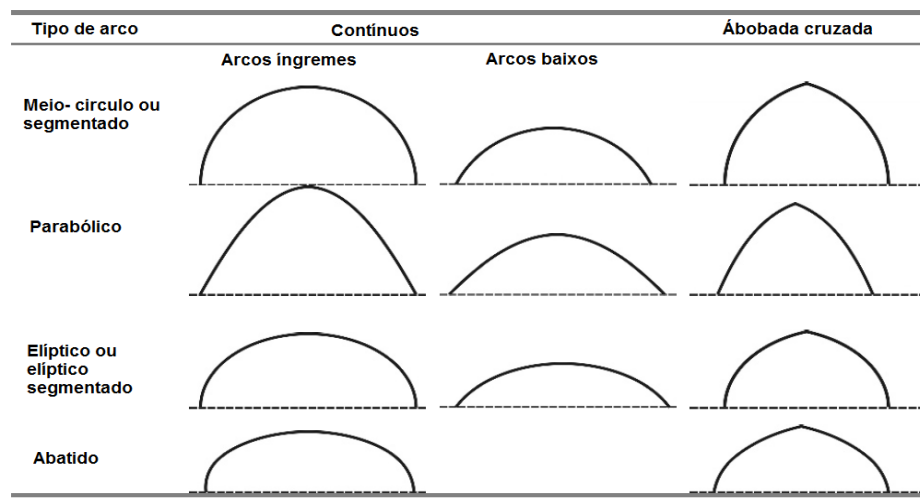


Figura 3 - Tipos de arco
Fonte: (PROSKE e GELDER, 2009)

Para descrever completamente um arco é necessário determinar o vão (L), a flecha (r) e a altura (t) de suas seções transversais, a relação r/L de acordo (DIAS, MALITE e MUNAIAR, 2015) varia entre $1/6$ e $1/5$, contudo esse valor pode ser alterado dependendo de condições particulares.

A volta de arco de alvenaria onde o tímpano é apoiado é composta essencialmente por aduelas que são elementos de face em forma de cunha, inicialmente a aduela de arranque é assentada sobre a imposta que é a linha inicial da curvatura do arco, consoante com a figura 4 as aduelas são assentadas com a face côncava para o interior, dito intradorso e a convexa para o exterior, nomeado extradorso. O travamento da estrutura é feito com aduela de topo, também chamada de chave.

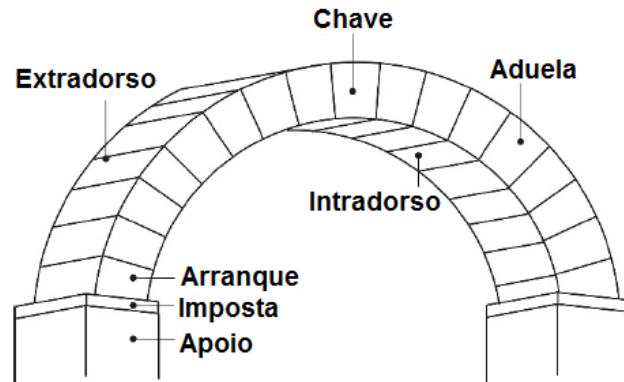


Figura 4 - Elementos da volta de arco
Fonte: Adaptado de (PROSKE e GELDER, 2009)

É uma prática comum em pontes de arco de alvenaria adotar um conjunto de arcos sucessivos ou contínuos, assim os arcos trabalham concomitantes, nos arcos de extremidade as reações são suportadas pelos contrafortes, conforme verificamos na figura 5.

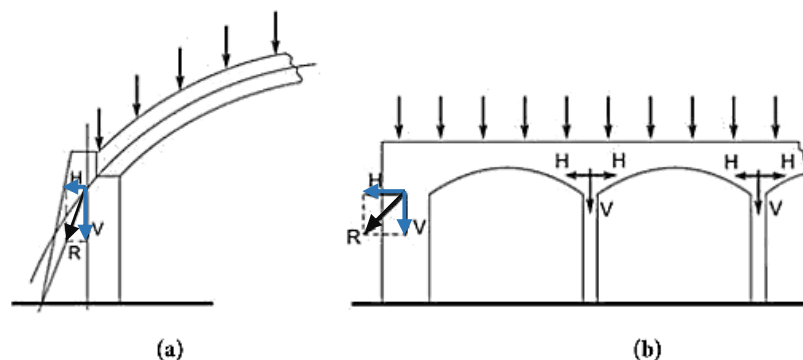


Figura 5 - Reações horizontais e verticais a) em contraforte; b) em arcos contínuos
Fonte: (DIAS, MALITE e MUNAIAR, 2015)

Não existem normas ou um método específico para o dimensionamento do arco, no que concerne a construção em alvenaria imposta a baixas tensões o dimensionamento deve estabelecer uma forma para a estrutura que esteja de acordo com configuração requerida pela estática, para (HEYMAN, 1998) uma das regras práticas é que, a forma da catenária deve estar contida entre as duas superfícies do arco.

Segundo (MIRET, 2007), mesmo que o dimensionamento seja feito de acordo com as metodologias existentes não se consegue garantir que o arco trabalhe só a compressão nas pontes pois, as cargas móveis se alteram de posição e conseqüentemente alteram o funicular das cargas, assim a forma do arco se desvia significativamente do funicular gerando esforços de flexão no arco.

2.1.2. Tímpano

De acordo com (ÁLAMO, 2001) os muros de tímpano são elementos verticais construídos sobre os arcos e os apoios, que servem como forma perdida para conter o material de enchimento, é um elemento importante da estrutura primária para transferência das cargas para o arco e pilares. A forma externa dos tímpanos é totalmente plana e vertical, mas internamente ele pode apresentar-se em forma de talude ou com degraus, sendo que essa geometria obedece a lei de empuxo do enchimento.

Para diminuir o peso da estrutura e diminuir a pressão horizontal do solo sobre o tímpano externo, é usual construir muros de tímpano interno para reforçar a zona de enchimento. Outra alternativa, para diminuir o peso da estrutura é a inserção de olhais que podem ser totalmente internos ou dispostos nas das paredes externas do tímpano, ou a construção de vários arcos menores suportados pelo arco do vão principal, sendo que além de apresentarem uma estética diferenciada, essas duas alternativas ainda aumentam a vazão durante uma inundação (MELBOURNE, 2000).

2.1.3. Pilares

Os pilares das pontes de arco de alvenaria são construções em geral retangulares, que tem a função principal de transmitir as cargas dos arcos para as fundações, sendo que o seu comportamento não é o de um pilar propriamente dito, mas sim de um contraforte. O comportamento estrutural pode ser caracterizado com alguns parâmetros geométricos e o tipo de seção do pilar, assim a altura do pilar (h_p) é o parâmetro principal já que este irá definir a utilização ou não de talude longitudinal ou transversal na forma pilar. A altura e a geometria do pilar é que definirão o nível de tensões e a excentricidade na base do pilar (ÁLAMO, 2001).

O pilar não precisa necessariamente ser maciço, para economia e para limitar as tensões de compressão na base dos pilares altos principalmente, (BRENCICH e COLLA, 2002) destacam que o pilar pode apresentar sistema oco e/ou ser preenchido por um material mais leve e econômico.

Os pilares geralmente contam com uma proteção contra a ação da água, os chamados talha-mares ou talhantes, que são construídos independentes da estrutura

da ponte, o talha-mar é uma peça sólida angular ou arredondada que tem a função de se opor a força da água para que esta não incida diretamente sobre uma superfície plana, reduzindo assim a pressão sobre os pilares.

2.1.4. Enchimento

O material de enchimento pode ser preparado com materiais diversificados, seja em sua granulometria ou origem, usualmente é utilizado uma granulometria extensa, com agregados finos e grossos, para (HASER e KASCHNER, 1994) podem ser usados preenchimento com material não ligado (rocha solto), solo reforçado por meio de injeção, cavidades para economia de peso, com estruturas longitudinais dispostas (na frente e entre as paredes) ou ainda, podem ser feito com concreto ou alvenaria na sua totalidade ou nas áreas de reforço nos pilares. Esse preenchimento deve garantir que as cargas incidentes na superfície e o peso próprio sejam transferidas adequadamente para o sistema estrutural.

2.1.5. Pavimento

O pavimento ou também chamado de tabuleiro, é a camada superficial que suporta as ações do tráfego, e tem como função principal absorver as cargas verticais e horizontais e redistribuí-las ao enchimento, sendo que geralmente não é considerado como um elemento estrutural principal. Originalmente o pavimento era feito com placas de alvenaria, atualmente a maioria já foi substituído pelo pavimento asfáltico ou de concreto rígido, para facilitar os movimentos de tráfego, ou seja, proporcionar segurança, conforto e economia a circulação dos veículos.

2.1.6. Guardas laterais

As guardas laterais ou parapeitos, são elementos não estruturais, que servem o propósito de proteger pessoas e veículos de queda acidental. Nas pontes de arco de alvenaria são essencialmente construídas em alvenaria sobre os tímpanos e encontros, em pontes rodoviárias em que já se tenha realizado alguma intervenção, as guardas laterais podem ser de material metálico ou madeira.

2.1.7. Encontros

São elementos construídos em alvenaria nas extremidades do arco principal, sustentando a ligação da ponte com o aterro via. Essencialmente são pilares de extremidades, que funcionam como contrafortes e podem possuir muros para a contenção de solo.

2.1.8. Fundações

As fundações fazem parte da estrutura principal da ponte sendo responsável por transmitir as cargas incidentes na estrutura para o solo. De acordo com (ÁLAMO, 2001) as fundações são os elementos menos conhecidos e estudados em pontes de arco de alvenaria, primeiramente pois não estão expostos ou acessíveis facilmente, além disso há pouca documentação sobre essas estruturas, os projetos de fundação baseavam-se no conhecimento escasso sobre as propriedades geotécnicas da terra na qual ele apoiava.

As tipologias das fundações podem ser variadas, sendo as mais comuns classificadas em superficiais ou profundas, as primeiras sendo utilizadas quando os estratos superficiais apresentam boa capacidade de suporte, as fundações profundas por sua vez transferem as cargas para camadas mais profundas do solo que tenha capacidade de suporte adequada.

(MIRET, 2007) ressalta que o arco de alvenaria requer uma maior espessura para evitar a tração por meio da curvatura sob a ação de sobrecargas móveis, isso eleva o peso da estrutura e exige que as fundações sejam mais robustas que as necessárias para um arco em concreto ou aço.

2.2. Comportamento dinâmico de estruturas

O comportamento dinâmico das estruturas, em geral, depende de fatores intrínsecos da estrutura como a massa, a rigidez e o amortecimento estrutural. Esses fatores estão diretamente relacionados com os materiais constituintes da estrutura e técnicas de construção, bem como as características geométricas da estrutura.

De uma maneira generalista, a frequência de uma estrutura está relacionada com a sua massa e rigidez pela equação (2.1), sendo que o valor da frequência (f)

depende da razão entre a rigidez (K) e a massa (M), assim as estruturas rígidas e leves, possuem frequências mais elevadas que estruturas flexíveis e pesadas

$$f = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (2.1)$$

O comportamento dinâmico também pode ser influenciado pela presença de danos estruturais como as fissuras que diminuem a rigidez local da estrutura, alterando assim as suas propriedades dinâmicas. Essas fissuras podem ocorrer tanto na junção da alvenaria com a argamassa de ligação, quanto na própria alvenaria, sendo que a sua presença está diretamente relacionada com o estado de conservação estrutural (e pode gerar a instabilidade de toda a estrutura).

No estudo conduzido por (BROWN, PRETLOVE, *et al.*, 1995) verificou-se que quando o dano estrutural for elevado, até a formação da primeira rótula, a frequência natural fundamental de uma ponte em alvenaria pode apresentar uma variação de até 10%. Assim, por meio da monitorização estrutural é possível conhecer a condição da estrutura e a existência de danos. Para (RAMOS, MARQUES, *et al.*, 2010) isso possibilita definir adequadamente as medidas a serem tomadas para a conservação e reparação da estrutura. Ainda segundo (RAMOS, MARQUES, *et al.*, 2010), os métodos de identificação dinâmica são ferramentas importantes na detecção e localização dos danos, em obras de valor patrimonial construído. Pois, são técnicas não-destrutivas e podem mensurar o comportamento global da estrutura.

3. FUNDAMENTOS DA DINÂMICA DE SISTEMAS ESTRUTURAIS

Nas estruturas em geral incidem ações estáticas e dinâmicas, sendo que a diferença entre essas ações se baseia na dependência ou não do tempo. Ações estáticas são caracterizadas pela sua variação muito lenta com tempo, podendo ser considerada “imóvel”, do contrário as ações dinâmicas são aquelas em que a direção, a magnitude e ponto de aplicação variam com o tempo, gerando na estrutura uma resposta dinâmica, em forma de deslocamentos, velocidades e acelerações, que pela natureza da ação também variam com o tempo. Esses movimentos gerados são denominados por vibrações.

Se uma estrutura que entra em vibração, a partir de uma perturbação externa (impulso e/ou deslocamento inicial) instantânea, tem-se uma vibração livre e o movimento ocorre somente devido a forças intrínsecas da estrutura, e o sistema pode vibrar de acordo com as suas frequências naturais. Contudo quando a aplicação da perturbação externa persiste, a vibração é caracterizada como forçada, e, para perturbações harmônicas prolongadas, o sistema é constrangido a vibrar na frequência de oscilação da perturbação (THOMSON, 1978). Em alguns sistemas podem ocorrer vibrações livres que procedem de vibrações forçadas, que se lhes sobrepõe durante o período inicial de vibração forçada.

Da teoria de energia mecânica sabe-se que todos os sistemas são considerados dissipativos, em maior ou menor grau. Assim, a energia mecânica de vibração é transformada em outras formas de energia, pela atuação de forças dissipativas. Esse fenômeno é denominado por amortecimento (SILVA, 2007). Todas as estruturas sofrem um certo grau de amortecimento, contudo em algumas estruturas esse amortecimento é pequeno o suficiente que pode ser desprezado (THOMSON, 1978).

Na teoria de análises de vibrações temos sistemas amortecidos e não amortecidos, mas no âmbito da engenharia civil os sistemas são em geral, considerados amortecidos, e podemos dizer que após cessar a aplicação da excitação, a estrutura, por suas características próprias tende a retornar ao seu equilíbrio original, ou seja, cessar os movimentos após algum tempo de vibração livre.

A análise dinâmica de estruturas, dedica-se a estudar a resposta das estruturas perante as ações dinâmicas, de forma a verificar a segurança. Para tal, podem ser realizadas análises determinísticas quando a variação temporal do carregamento é

conhecida. Existem diversos fenômenos físicos na ciência, que podem ser considerados intrinsecamente determinísticos, ou seja, sob as mesmas condições o fenômeno não se altera e pode ser bem representado adequadamente por relações matemáticas. Contudo, existem fenômenos que apresentam complexidades que nos impedem de descrevê-los deterministicamente, pois não conseguimos prever um valor exato para eventos semelhantes, mesmo fazendo vários ensaios e observações. Esses eventos são designados por processos estocásticos, ou popularmente, processos aleatórios (GATTI e FERRARI, 1999) (BENDAT e PIERSOL, 2011).

Em termos gerais qualquer processo que se desenvolva no tempo ou espaço e pode ser modelado de acordo com leis probabilísticas, é um processo estocástico ou aleatório.

Os processos estocásticos podem ser classificados de acordo com a figura 6, em estacionários ou não estacionários, dependendo da variação ou não da sua estrutura probabilística com o tempo. Se não variar é dito estacionário. É evidente que fisicamente não é possível realizar um processo estacionário, já que todo processo precisa iniciar e terminar em algum momento. Entretanto esse conceito é muito útil e idealizado para registros cuja duração do processo seja longa comparada ao período das componentes espectrais mais baixas (BENDAT e PIERSOL, 2011) (MCCONNELL, 1995).

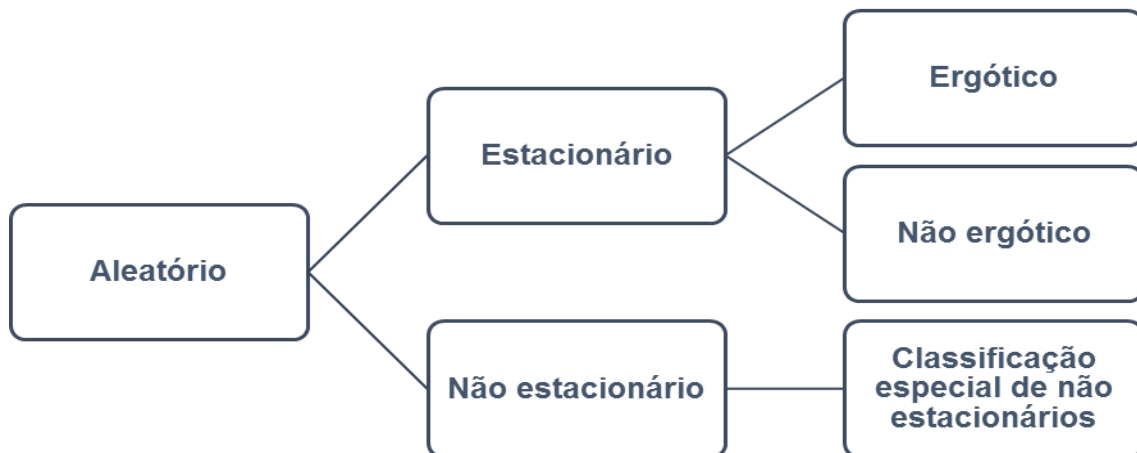


Figura 6 - Classificação de dados aleatórios
Fonte: Adaptado de (BENDAT e PIERSOL, 2011)

Refere-se que se quando um processo apresenta médias temporais (para uma função amostra particular) iguais as médias estatísticas (aferidas para um conjunto de funções amostras), pode-se dizer que o processo é ergótico. Assim, nesses processos o registro no tempo pode ser subdividido em um número n de seções, sendo que o

comportamento de $x(t)$ em cada seção é independente do comportamento em outras seções. Essas n seções constituem um conjunto representativo do comportamento estatístico de $x(t)$ como qualquer conjunto que possivelmente podemos coletar (BENDAT e PIERSOL, 2011) (GATTI e FERRARI, 1999) (MCCONNELL, 1995).

Ao definirmos um processo como ergótico, podemos adquirir apenas uma amostra de tempo longa, que será posteriormente subdividida. Facilitando assim a aquisição e tratamento dos dados pois não precisa coletar um conjunto de histórias no tempo.

Considera-se ainda que o estudo da estrutura pode ser desenvolvido por método analítico ou experimental. Dentro do método analítico, quando o sistema pode ser caracterizado com uma distribuição de massa centrada em um número finito de pontos e possui um número finito de graus de liberdade, modelo é analítico puro. Já os sistemas contínuos onde a massa é distribuída em todos os pontos do sistema e tem infinitos graus de liberdade, o modelo é analítico numérico (KRAMER, 1996). O modelo numérico é mais generalista e utilizado que o modelo analítico puro, que é restrito a estruturas simples (CLOUGH e PENZIEN, 2003).

No método experimental são utilizados ensaios, para obter dados que permitam caracterizar/ estimar o comportamento da estrutura em condições reais.

No desenvolvimento dessas análises é necessário idealizar a estrutura, para que esta represente significativamente o comportamento estrutural real. Os modelos matemáticos são extensamente utilizados para esse fim, sendo que podem ser subdivididos em modelos contínuos, onde a deformação da estrutura é caracterizada em todos os pontos, ou modelos discretos onde a deformação é conhecida apenas nos pontos considerados na discretização e aos quais estão atribuídos graus de liberdade.

Neste capítulo apresentam-se os fundamentos básicos da dinâmica de estruturas envolvidos na análise de modelos matemáticos, para o estudo do comportamento das estruturas de engenharia civil perante ações dinâmicas.

3.1. Movimentos vibratórios

Basicamente existem duas categorias de movimentos vibratórios sendo um periódico, que se repete em intervalos de tempo regulares e quando a repetição não ocorre em intervalos de tempo regulares tem-se um movimento não periódico. De

acordo com (KRAMER, 1996) qualquer movimento pode ser representado por movimentos periódicos, utilizando o princípio da superposição e assumindo que estes se repetem após um período virtual de “quiet zone”.

Os estudos dos movimentos vibratórios baseiam-se no princípio de que as estruturas exibem um comportamento linear, isto é, as forças de inércia, rigidez e amortecimento são respectivamente proporcionais à aceleração, deslocamento e velocidade, sendo definidos como sistemas lineares. Do oposto são chamados sistemas não-lineares e o comportamento é de difícil caracterização, grande parte das estruturas estão propensas a apresentar um comportamento não linear com o aumento da amplitude de oscilação (THOMSON, 1978). Para pequenas amplitudes de vibração é corrente aceitar, simplificadaamente que os sistemas são lineares.

Os sistemas vibratórios podem ser assimilados a movimento de corpo rígido, quando todos os pontos se movem em fase um com outro (sendo que a descrição do movimento é feita pela cinemática), ou podem ser “flexíveis”, quando os diferentes pontos do sistema se movimentam diferencialmente. Em geral, as estruturas comportam-se como sistema flexível.

Existem diversas formulações para caracterizar o comportamento dinâmico de uma estrutura. De acordo com (RAMOS, 2007) dentro do método matemático as formulações podem ser: formulação clássica, formulação de estado de equilíbrio e modelos auto regressivos.

A formulação clássica pressupõe o comportamento linear da estrutura, quando o comportamento do sistema passa a ser não linear, a formulação de estado de equilíbrio faz-se necessária. Pode fazer-se com modelos contínuos ou discretos no tempo. Os modelos auto regressivos, constituem uma formulação discreta no tempo, de um processo estocástico fracamente estacionário (PEETERS, 2000) (RAMOS, 2007) (THOMSON, 1978).

3.2. Sistemas dinâmicos

A teoria da dinâmica de estruturas inicia-se com estudos de sistemas com 1 grau de liberdade (1GL), denominados na literatura anglo-saxônica por SDOF acrônimo de single degree of freedom. Para os quais se estabelece a resposta em função de diferentes condições de excitação. Apesar serem poucas as estruturas que podem ser consideradas com 1 grau de liberdade, a importância dessa etapa se deve

ao fato de que, para sistemas lineares, a resposta de um sistema de múltiplos graus de liberdade (MDOF), pode ser representada por uma superposição da resposta de um conjunto de SDOF (EWINS, 2000).

3.2.1. Sistemas com um grau de liberdade

Para sistemas que possuem 1 grau de liberdade (figura 7), a massa (m) de todo o sistema pode ser considerada centrada em um único ponto e a equação do movimento depende das forças de inércia ($F_i = m \cdot \ddot{u}(t)$), forças de amortecimento ($F_c = c \cdot \dot{u}(t)$), forças elásticas ($F_k = k \cdot u(t)$) e as forças exteriores impostas na estrutura ($F(t)$), podendo ser descrita pela equação (3.2).

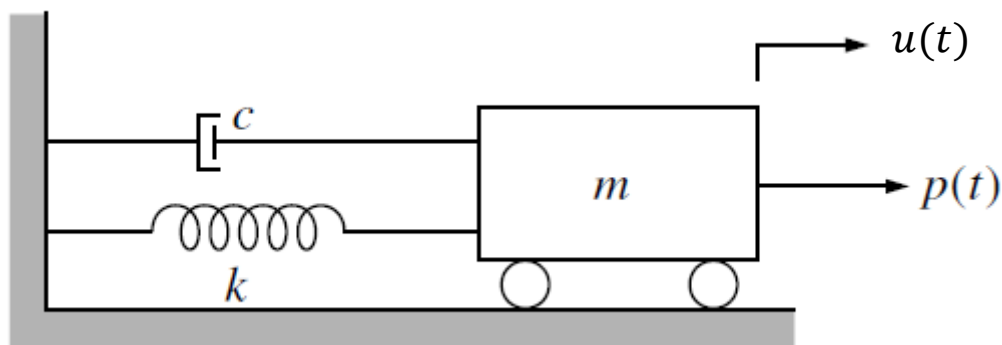


Figura 7 - Idealização do sistema com um grau de liberdade (SDOF)
Fonte: (CLOUGH e PENZIEN, 2003)

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = F(t) \quad (3.2)$$

Onde m é a massa do sistema, c é a constante de amortecimento e k é a rigidez do sistema. $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ e $u(t)$ são os vetores que contêm os valores das acelerações, velocidades e deslocamentos e $F(t)$ é o vetor que representa as forças exteriores aplicadas.

Essa equação diferencial de segunda ordem pode ser resolvida utilizando o integral de Duhamel e fazendo a análise no tempo ou aplicando a transformada de Fourier e analisando no domínio da frequência (KRAMER, 1996).

A aplicação de uma carga pode ser analisada como um somatório de impulsos de duração infinitesimal, o impulso é um carregamento instantâneo, que provoca uma velocidade inicial e deslocamento desprezível, de acordo com os princípios do impulso. Assim o estado de equilíbrio ocorre após um período infinitesimal de tempo

e o sistema entra em vibração livre (KRAMER, 1996). Ao considerar o fato descrito, o deslocamento pode ser encontrado pela integral de Duhamel (3.3) que descreve a resposta para um sistema linear.

$$u(t) = \frac{1}{m \cdot \omega_D} \int_0^t F(\tau) \cdot e^{-\xi \omega_n (t-\tau)} \cdot \text{sen}(t - \tau) \cdot d\tau \quad , \quad t > \tau \quad (3.3)$$

Sendo que τ é o instante de referência do impulso. A frequência natural ω_n é dada pela equação (3.4) e relaciona-se diretamente com a frequência amortecida ω_D pela equação (3.5).

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{2 \cdot \pi}{T_n} \quad (3.4)$$

$$\omega_D = \omega_n \cdot \sqrt{1 - \xi^2} \quad (3.5)$$

Como o coeficiente de amortecimento ξ para as estruturas correntes de engenharia civil é geralmente inferior a 20%, pode-se calculá-lo pela equação (3.6).

$$\xi = \frac{c}{2 \cdot m \cdot \omega_n} \quad (3.6)$$

A computação de (3.3) para diferentes frequências (ω) do sistema estrutural, permite identificar o espectro de resposta (deslocamento) para a ação excitadora ($F(t)$)

A outra possibilidade de resolução da equação (3.2), é realizar a análise no domínio da frequência, com a aplicação da transformada de Fourier. Essa transformada converte uma função $x(t)$ em uma função $X(\omega)$ e resulta da integral de Fourier.

As séries de Fourier podem representar uma função periódica, desde que atenda algumas condições, que geralmente são atendidas em funções que descrevem fenômenos físicos (KRAMER, 1996). A integral de Fourier (3.7) quando aplicada na equação do movimento gera $U(\omega)$ e $F(\omega)$ que são as transformadas da resposta e da excitação.

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) \cdot e^{-i \cdot \omega \cdot t} \cdot dt \quad (3.7)$$

Como as derivadas em função do tempo da função de transformação estão relacionadas diretamente com $(i \cdot \omega)$ a equação (3.2) pode ser reescrita conforme a equação (3.8).

$$-m \cdot \omega^2 \cdot U(\omega) + c \cdot i \cdot \omega \cdot U(\omega) + k \cdot U(\omega) = F(\omega) \quad (3.8)$$

Isolando $U(\omega)$, observa-se que a resposta da função de transformação, equação (3.9), depende da excitação $F(\omega)$ e uma função $H(\omega)$. A função de $H(\omega)$ é chamada função de resposta em frequência (FRF) ou função de transferência, que pode ser vista como um filtro sobre um sinal de entrada produzindo um sinal de saída (KRAMER, 1996).

$$U(\omega) = \frac{F(\omega)}{-m \cdot \omega^2 + c \cdot i \cdot \omega + k} = F(\omega) \cdot H(\omega) \quad (3.9)$$

De acordo com (DØSSING, 1988), a interpretação física da FRF é que se uma excitação de entrada possui uma frequência (ω) , irá produzir um movimento senoidal de saída com a mesma frequência.

Ressalta-se aqui que nem sempre os parâmetros de carga ou movimento podem ser descritos por uma função analítica contínua, podendo ser utilizado um número finito de pontos para sua representação. Assim os coeficientes de Fourier podem ser obtidos por somatórios, equação (3.10), e não por integração conforme a equação (3.7). Temos assim a transformada de Fourier discreta (DFT- Discrete Fourier Transform) (KRAMER, 1996).

$$X(\omega) = \Delta_t \cdot \sum_{k=1}^N x(t) \cdot e^{-i \cdot \omega_k \cdot t_k} \quad (3.10)$$

Para agilizar o processo de cálculo da DFT, pode-se implementar o algoritmo da transformada rápida de Fourier (FFT- Fast Fourier Transform),

Se um conjunto de dados estiverem espaçados em intervalos de frequência infinitesimais a transformada inversa de Fourier (IFT) pode ser aplicada e a resposta (3.11) obtida em função do tempo

$$u(t) = \frac{1}{2 \cdot \pi} \int_{-\infty}^{\infty} H(\omega) \cdot F(\omega) \cdot e^{i \cdot \omega \cdot t} \cdot dt \quad (3.11)$$

3.2.2. Sistemas com múltiplos graus de liberdade.

O processo de análise de um sistema (MDOF) é similar ao do descrito para sistemas com 1 grau de liberdade, fato é que usualmente um sistema MDOF é descrito como uma soma de sistemas de SDOF (KRAMER, 1996).

O equilíbrio dinâmico deve ser garantido para todas as massas simultaneamente, assim nos sistemas discretos N graus de liberdade que estão sujeitos a cargas externas $\{F(t)\}$ a equação do movimento (3.12) é dada por uma equação matricial, com N equações diferenciais de 2ª ordem.

$$[M] \cdot \ddot{u}(t) + [C] \cdot \dot{u}(t) + [K] \cdot u(t) = \{F(t)\} \quad (3.12)$$

Sendo:

- $[M]$, $[C]$ e $[K]$ são respetivamente as matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez, cujos coeficientes m_{nm} , c_{nm} e k_{nm} representam as forças generalizadas em correspondência com o grau de liberdade n quando no grau de liberdade m é aplicada respectivamente, uma aceleração, uma velocidade ou um deslocamento unitário;
- $[\ddot{u}(t)]$, $[\dot{u}(t)]$ e $[u(t)]$ são os vetores que contêm os valores das acelerações, velocidades e deslocamentos para cada um dos graus de liberdade;
- $\{F(t)\}$ é o vetor que representa as forças exteriores aplicadas em cada grau de liberdade.

Nos sistemas MDOF é válida também a relação da FRF entre a força excitadora $F(\omega)$ e a resposta $U(\omega)$, conforme equação (3.13). A FRF, equação (3.14), é função das matrizes de massa, amortecimento e rigidez.

$$\{U(\omega)\} = \{F(\omega)\} \cdot [H(\omega)] \quad (3.13)$$

$$[H(\omega)] = (-[M] \cdot \omega^2 + [C] \cdot i \cdot \omega + [K])^{-1} \quad (3.14)$$

A matriz $[H(\omega)]$ é composta por um conjunto de componentes $H_{nm}(\omega)$ que formam a FRF do sistema. (CAETANO, 1992) refere que encontrar os componentes $H_{nm}(\omega)$ é muito moroso experimental e numericamente. Numericamente exige a computação da inversa de uma matriz complexa para cada frequência (ω).

3.2.3. Formulação modal

Para contornar o problema da determinação da matriz $[H(\omega)]$, a formulação modal foi desenvolvida e permite obter $H(\omega)$ numericamente. A ideia básica da formulação modal é transformar sistema em um conjunto de N equações diferenciais independentes, representadas em termos de coordenadas modais y_n ($n = 1, 2 \dots N$).

De acordo com (KRAMER, 1996) nas estruturas com comportamento linear e amortecimentos específicos a resposta em cada modo de vibração (φ_n) pode ser tomada como independente dos outros modos da estrutura e a resposta final como a combinação de todas as respostas.

O vetor $u(t)$ é decomposto em um conjunto de N vetores (φ_n), e as coordenadas modais y_n são os coeficientes dessa decomposição, também chamada de amplitude modal.

Partindo de um sistema não amortecido (3.15) e assumindo as respostas da forma (3.16), onde φ_n são os autovetores e λ_n^2 os autovalores, em se tratando de sistemas não amortecidos são iguais a frequência natural ω_n ($\lambda_n = i \cdot \omega_n$),

$$[M] \cdot \ddot{u}(t) + [K] \cdot u(t) = \{0\} \quad (3.15)$$

$$u(t) = \varphi_n \cdot e^{\lambda_n t} \quad (3.16)$$

Os modos de vibração e frequências naturais são determinados através da resolução do problema de autovetores e autovalores. Os modos são representados numa matriz modal Φ e as frequências naturais são agrupadas numa matriz diagonal Λ .

$$[K - (-\lambda_k^2) \cdot M] \cdot \varphi_k = 0 \vee K \cdot \Phi = M \cdot \Phi \cdot \Lambda \quad (3.17)$$

A equação (3.17) é conjunto de N equações lineares algébricas em função do modo (φ_k), com ω_n ($\lambda_n = i \cdot \omega_n$), onde se obtém a solução não trivial somente atender a equação de frequência ou equação característica (3.18).

$$\det[K - \omega^2 \cdot M] = |K - \omega^2 \cdot M| = 0 \quad (3.18)$$

De acordo com (KRAMER, 1996) as N raízes da equação de frequência, são as frequências que o sistema não amortecido pode vibrar sem que exista uma força

externa, essas frequências são chamadas frequências naturais e estão associadas a cada modo de vibração.

Sendo as relações de ortogonalidade válidas entre os modos de vibração e as matrizes de massa e rigidez da estrutura, ou seja, as equações (3.19) e (3.20) são atendidas. É comum escalar aos vetores próprios de forma que as massas modais sejam unitárias, fazendo intervir a matriz Φ_m que é composta por $\varphi_{m_k} = \varphi_k / \sqrt{m_k}$.

$$\Phi^T \cdot K \cdot \Phi = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & k_k & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad k_k = \text{rigidez generalizada (modo k)} \quad (3.19)$$

$$\Phi^T \cdot M \cdot \Phi = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & m_k & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \quad m_k = \text{massa generalizada (modo k)} \quad (3.20)$$

Pré-multiplicando (3.17) pela matriz transposta Φ^T e utilizando as condições de ortogonalidade, verifica-se que a frequência angular para cada um dos modos é obtida pela equação (3.21).

$$\omega_k = \sqrt{\frac{k_k}{m_k}} \quad (3.21)$$

Considerando que o deslocamento do modo k pode ser expresso por $u_k(t) = \Phi \cdot y_k$ e pré-multiplicando a equação do movimento (3.12) pela matriz modal transposta Φ^T obtém-se a equação do movimento

$$I \cdot \ddot{y}(t) + \Gamma \cdot \dot{y}(t) + \Lambda^2 \cdot y(t) = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & 1/m_k & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \cdot \Phi^T \cdot F(t) \quad (3.22)$$

Onde:

$I = \Phi_m^T \cdot M \cdot \Phi_m$, é a matriz identidade;

$\Gamma = \Phi_m^T \cdot C \cdot \Phi_m$, é a matriz de amortecimento modal;

$\Lambda^2 = \Phi_m^T \cdot K \cdot \Phi_m$, é a matriz de rigidez modal.

Esse processo gera N equações de movimento independentes, ou desacopladas, equação (3.23), que são resolvidas por $y_k(t)$ usando os procedimentos para 1 grau de liberdade (KRAMER, 1996).

$$u(t) = \varphi_1 \cdot y_1(t) + \varphi_2 \cdot y_2(t) + \dots + \varphi_k \cdot y_k(t) \quad (3.23)$$

Como o objetivo é relacionar a resposta com a solicitação, a transformada de Fourier pode ser aplicada para obter a FRF de cada modo no espaço modal, de forma similar a obtida em (3.13) para sistemas SDOF, conforme observa-se na equação (3.24), onde os termos diagonais da matriz FRF são agora dados pela sobreposição de respostas modais, conforme equação (3.25) (RAMOS, 2007).

$$U(\omega) = H(\omega) \cdot F(\omega) \quad (3.24)$$

$$H_{(mn)}(\omega) = \sum_{k=1}^N \frac{\varphi_{m,k} \cdot \varphi_{n,k}}{(\omega_k^2 - \omega^2) + i \cdot 2 \cdot \xi_k \cdot \omega_k \cdot \omega}, m \wedge n = 1, 2, \dots, N. \quad (3.25)$$

Desta forma pode-se obter sem grande esforço computacional, a resposta aproximada da estrutura em termos da frequência, através da consideração dos N primeiros modos do sistema.

Representação espectral de processos aleatórios

As vibrações aleatórias podem ser analisadas no domínio do tempo ou da frequência por meio da transformada de Fourier. Porém para usar a transformada de Fourier a condição de Dirichlet (3.26) deve ser satisfeita, para que a função de amostra $x(t)$ seja transformável (GATTI e FERRARI, 1999).

$$\int_{-\infty}^{\infty} |x(t)| dt < \infty \quad (3.26)$$

Contudo, se $x(t)$ é um sinal de um processo estocástico, a equação (3.26) não é satisfeita (MCCONNELL, 1995), esse problema é contornado utilizando os conceitos de funções de covariância¹ e correlação cruzada², pois segundo (GATTI e FERRARI, 1999) para grande parte dos processos aleatórios estacionários no campo da engenharia a covariância tende a zero quando a divisão de tempo tende ao infinito.

¹ Covariância, verifica a relação entre duas variáveis no mesmo espaço amostral.

² Correlação cruzada verifica a dependência entre variáveis aleatórias diferentes, em instantes diferentes.

A função de covariância $R_{XX}(\tau)$ de um processo estocástico é definida pela equação (3.27). Diversos processos possuem a função de covariância é da forma da equação (3.28), onde α é uma constante positiva e $f(\tau)$ é uma função de τ .

Matematicamente verifica-se que quando (τ) tende ao infinito a função (3.28) tende a zero, satisfazendo assim a condição de Dirichlet.

$$R_{XX}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t) \cdot x(t + \tau) dt \quad (3.27)$$

$$R_{XX}(\tau) = e^{-\alpha|\tau|} f(\tau) \quad (3.28)$$

Segundo (MCCONNELL, 1995) e (GATTI e FERRARI, 1999), pode-se utilizar as relações de transformada de Fourier de Wiener-Khintchine dado pelas equações (3.29) e (3.30).

$$S_{XX}(\omega) = \frac{1}{2 * \pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_{XX}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (3.29)$$

$$R_{XX}(\tau) = \frac{1}{2 * \pi} \int_{-\infty}^{\infty} S_{XX}(\omega) e^{+i\omega\tau} d\omega \quad (3.30)$$

Para (DØSSING, 1988) e (FERBER, 1993) o auto espectro pode ser calculado multiplicando o espectro pelo seu complexo conjugado, fazendo a média em um número de produtos independentes. De fato, verifica-se isso na função $S_{XX}(\omega)$, que é denominada densidade auto espectral, densidade espectral de potência (PSD) ou simplesmente densidade espectral do processo $X(t)$, e a função $R_{XX}(\tau)$ é dada pela transformada de Fourier inversa da equação (3.29).

Os resultados expressos pelas equações $S_{XX}(\omega)$ e $R_{XX}(\omega)$ são chamadas relações de Wiener-Khintchine e formam um par de Fourier (BENDAT e PIERSOL, 2011).

Quando há dois processos estacionários $X(t)$ e $Y(t)$, relações similares definem a densidade de espectro cruzada $S_{XY}(\omega)$ conforme as equações (3.31) e (3.32).

$$S_{XY}(\omega) = \frac{1}{2 * \pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_{XY}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (3.31)$$

$$R_{XY}(\tau) = \frac{1}{2 * \pi} \int_{-\infty}^{\infty} S_{XY}(\omega) e^{+i\omega\tau} d\omega \quad (3.32)$$

(MCCONNELL, 1995) ressalta que o significado físico de $S_{XX}(\omega)$ é obtido quando tomamos $\tau = 0$ onde a equação (3.27) com $R_{XX}(0)$ é a definição do valor quadrático médio e (3.30) é a área sobre o gráfico completo de $S_{XX}(\omega)$.

As densidades espectrais, possuem propriedades de simetria da covariância (real) e correlação cruzada, são espectros de frequência bilaterais, implicando que se pode considerar apenas uma faixa $0 \leq \omega \leq \infty$. Obtém-se assim a densidade espectral unilateral (3.33), que é denotada por $G_{XX}(\omega)$ e definida para frequências positivas (BENDAT e PIERSOL, 2011), (GATTI e FERRARI, 1999) e (MCCONNELL, 1995).

$$\begin{aligned} G_{XX}(\omega) &= 2 * S_{XX}(\omega), & 0 \leq \omega \leq \infty \\ G_{XX}(0) &= S_{XX}(0), & \omega = 0 \end{aligned} \quad (3.33)$$

4. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE ESTRUTURAS

Na análise e estudo das estruturas de pontes é muito importante o conhecimento das características dinâmicas intrínsecas das estruturas, pois fornecem informação que permite melhor entender o comportamento dinâmico das estruturas e o seu estado.

O desenvolvimento tecnológico permitiu um grande avanço na área de estudos das vibrações. De acordo com (CAETANO, CUNHA e MAGALHÃES, 2010) esses avanços permitem hoje a utilização de técnicas analíticas de modelação computacional para estudo do comportamento dinâmico. Porém, essas análises são dependentes dos parâmetros considerados no modelo. (RODRIGES e COSTA, 1998), afirmam que esses parâmetros devem traduzir as propriedades reais da estrutura, para que o comportamento dinâmico modelado seja fidedigno ao comportamento genuíno da estrutura.

Esses parâmetros podem ser obtidos por meio de ensaios em protótipos ou modelos de escala reduzida. No caso de estudo de estruturas já edificadas, através da realização de ensaios “in situ”.

A análise experimental modal permite avaliar “in situ” as propriedades dinâmicas da estrutura, determinando a frequência natural, as configurações e amortecimento dos modos de vibração. Permitindo refinar as técnicas e modelos analíticos, bem como caracterizar as ações dinâmicas e identificar possíveis danos estruturais (RODRIGES e COSTA, 1998), (RAMOS, MARQUES, *et al.*, 2010).

Os testes modais se baseiam no fenômeno da ressonância, onde se observa que quando as forças atuantes induzem o sistema a vibrar numa frequência próxima da sua frequência natural, amplitude de vibração aumenta significativamente.

Ao excitar uma estrutura em ressonância a resposta do sistema apresenta dois fenômenos que são descritos por (INMAN , 2001):

- Conforme a frequência se aproxima da frequência natural, a amplitude da vibração tende rapidamente ao seu valor máximo, para taxas de amortecimento $\xi < 0.5$;
- O ângulo de fase de resposta muda em 180° na ressonância.

Esse fenômeno é utilizado para identificar as frequências próprias de uma estrutura, por meio de medições da resposta da estrutura variando a frequência por

uma ampla gama de valores, de forma que todas os modos de vibração sejam excitados.

4.1. Técnicas experimentais

De acordo com (RAMOS, 2007) podem-se distinguir três grupos de técnicas experimentais para identificação: (a) teste input-output, onde as forças de excitação e a resposta de vibração são medidas; (b) teste output-only, onde somente a resposta do sistema é mensurada, são também chamados de Análise Modal Operacional (OMA, na nomenclatura anglo-saxônica), onde a resposta é medida durante as condições de serviço dos sistemas, e (c) testes de vibração livre, onde é induzido no sistema uma deformação inicial e, em seguida, liberado rapidamente.

De acordo com a (ISO 14963, 2003), os testes de vibração input- output, são denominados ensaios de vibração forçada produzida artificialmente, onde uma excitação controlada é aplicada em determinados pontos da estrutura. São ensaios que demandam equipamentos robustos dependendo da rigidez e distribuição de massa da estrutura, para que consiga excitar a faixa de frequências de interesse, tendo um custo considerável e muitas vezes é necessário interromper a utilização da estrutura.

Os ensaios com melhor custo-benefício para estruturas já em utilização são os ensaios do tipo output-only, mais conhecidos como ensaios de vibração ambiente, que segundo a (ISO 14963, 2003) é um ensaio de vibração forçada produzida naturalmente pelas condições ambientais e de operação.

Para utilização de ensaios de vibração ambiente considera-se que a estrutura no seu uso corrente é excitada suficientemente pelas cargas dinâmicas incidentes na estrutura, como vento, tráfego, microterremotos, indústrias, etc., para que se possa mensurar a resposta a essas excitações dinâmicas, e posteriormente identificar os parâmetros modais da estrutura. Este tipo de técnica possui a vantagem de não interromper o uso da estrutura e não ser necessário um equipamento de excitação, reduzindo assim os custos do ensaio já que os equipamentos de excitação, são geralmente caros.

Nos ensaios de excitação livre, é imposto na estrutura um deslocamento e/ou velocidade inicial, (por meio de uma ação impulsiva por meio da liberação repentina de uma força exterior ou pela aplicação de uma força de impacto), que faz a estrutura

vibrar entrar em vibração livre, sendo esta caracterizada pela vibração que persiste após a ação excitadora cessar. Esses ensaios são num geral utilizados na determinação dos coeficientes de amortecimento modais. Também podem ser complementares aos ensaios de vibração forçada, quando a vibração forçada não excita adequadamente a estrutura na faixa de frequências de interesse.

4.2. Sistemas de medição de vibração

(PROENÇA e AZEVEDO, 1999) descrevem um sistema geral de medição composto por quatro subsistemas: excitação, controlador, medição e conversão/tratamento de sinal, sendo que os três últimos subsistemas constituem o sistema de aquisição de dados ou Data Acquisition (DAQ) (NATIONAL INSTRUMENTS, 2017).

O mecanismo de excitação é responsável por aplicar um estímulo controlado em termos de intensidade, frequência, entre outras características. Nos ensaios dinâmicos comuns em engenharia civil são utilizados equipamentos de excitação como excitadores mecânicos, martelos de impacto e sistemas de queda de peso. Cada mecanismo oferece vantagens e desvantagens, dependendo do tipo de resposta esperada da estrutura. Por exemplo, os excitadores mecânicos são utilizados para estudar respostas dinâmicas estacionárias, enquanto os outros sistemas servem para estudar respostas transitórias (RAMOS, 2007).

O controlador é o responsável pela gestão do ensaio, geralmente é um microcomputador com software programável que controla a excitação, a aquisição dos sinais de resposta e a estimativa dos valores discretos das funções de resposta em frequência, permitindo processar, armazenar e visualizar os dados. Segundo a (NATIONAL INSTRUMENTS, 2017) o software de um sistema DAQ é composto pelos softwares de driver e de aplicação. O software de driver permite a comunicação do dispositivo DAQ com o software de aquisição e análise de sinal, que permite que o usuário possa facilmente adquirir, analisar e apresentar os dados mensurados experimentalmente.

O subsistema de medição é encarregado de mensurar simultaneamente os sinais da excitação e da resposta, através transdutores de resposta, que são sensores capazes de transformar uma quantidade física, que geralmente define a resposta do sistema, como deslocamentos, velocidades, acelerações, deformações, forças, etc.,

em um sinal elétrico proporcional, pronto para ser processado pelo dispositivo de aquisição de dados (RAMOS, 2007).

A resposta de vibração é geralmente mensurada por meio da sua aceleração, por transdutores de resposta nomeados acelerômetros, que capturam a mudança de velocidade no tempo, representando-a como um sinal elétrico (NATIONAL INSTRUMENTS, 2018). Na escolha do acelerômetro a utilizar devem ser considerados alguns requisitos, tendo em vista as características do sinal de resposta esperado e as especificações de cada acelerômetro. Assim a (NATIONAL INSTRUMENTS, 2017) listou alguns aspectos fundamentais a serem verificados, são eles:

- Amplitude de vibração: cada acelerômetro trabalha dentro de uma faixa de amplitudes de vibração, se o sinal de saída for superior a essa faixa poderá ocorrer distorção da resposta;
- Sensibilidade: é a relação de conversão entre vibração e diferença de potencial para uma frequência de referência, é especificada em mV/g ou mV/ (m/s²);
- Quantidade de eixos: é possível adquirir dados de medição em um único eixo, utilizando um acelerômetro uniaxial, ou adquirir dados em três eixos, nomeadamente com um acelerômetro triaxial, (tendo a vantagem de poder definir o tipo de vibração, se é translacional, rotacional ou transversal);
- Peso: esse fator deve ser observado em relação a estrutura ensaiada, o peso deve ser significativamente menor que o da estrutura, para não alterar as características, pois carregar a estrutura pode afetar a massa, a rigidez ou o amortecimento da mesma (DØSSING, 1988).

No âmbito da engenharia civil os transdutores de aceleração, nomeadamente acelerômetros são amplamente utilizados, podendo ser encontrado no mercado diversos tipos de acelerômetros. Entre os mais representativos para o campo da engenharia civil, estão os piezoelétricos, piezoresistivos e capacitivos e do tipo force-balance.

O acelerômetro piezoelétrico é basicamente um sistema amortecedor-massa-mola. Baseia-se no efeito decorrente da aplicação de uma pressão em certos tipos de cristais produzindo sinais proporcionais à aceleração numa banda de frequência

abaixo da sua frequência de ressonância. Não necessitando de energia externa, ou seja, são transdutores ativos, além disso são considerados estáveis, com uma boa relação sinal-ruído e são lineares em uma ampla faixa de frequência dinâmica (RAMOS, 2007). De acordo com a (NATIONAL INSTRUMENTS, 2017) esses acelerômetros necessitam de um condicionamento de sinal³, que pode estar embutido no acelerômetro ou ser externo a este.

Quando se trata de acelerômetros do tipo piezoresistivo são baseados em elementos de flexão sustentando uma massa sísmica na extremidade livre, a configuração mais comum do elemento é uma viga em balanço engastada (GATTI e FERRARI, 1999). Extensômetros são instalados na parte superior e inferior do elemento, esses acelerômetros podem medir acelerações uniformes e são passivos, necessitando de uma fonte externa de energia (RAMOS, 2007).

Semelhante aos acelerômetros piezoresistivos, os capacitivos são formados por dois capacitores de placa paralelo que atuam de modo diferencial, em um circuito de ponte, que juntamente com dois capacitores fixos fazem com que a saída diferencial mensurada seja proporcional a aceleração (RAMOS, 2007). Os acelerômetros do tipo capacitivo medem o deslocamento interno relativo y , detectando a diferença de capacitância entre a armação estacionária e a armação acoplada a massa sísmica.

Um outro modelo de acelerômetro formado por um sistema massa-mola do tipo passivo, é denominado acelerômetro force-balance, são em sua maioria robustos, mas com alta sensibilidade (RAMOS, 2007).

De acordo com a (NATIONAL INSTRUMENTS, 2017) usualmente utilizam-se acelerômetros de baixa sensibilidade para medir sinais de alta amplitude e acelerômetros de alta sensibilidade para medir sinais de baixa amplitude. Assim para definição do acelerômetro a ser utilizado nos ensaios é imprescindível que se preveja a gama de amplitudes que o sistema gerará como resposta.

O dispositivo ou hardware DAQ efetua a conversão do sinal, faz o registro da excitação e os sinais de resposta através de uma série de tempo discreta, ou seja, faz a conversão do sinal analógico (contínuo) para o digital (discreto), sendo muitas vezes necessário a utilização do sistema de conversão e tratamento de sinal que condiciona

³ Condicionamento de sinal é a conversão adequada de um sinal eletrônico, em um formato que possa ser lido facilmente.

o sinal, ou seja, prepara o sinal para o processamento, a grande maioria dos DAQ disponíveis no mercado já possuem o condicionador de sinal.

4.3. Análise modal operacional

Neste trabalho trataremos apenas de ensaios de vibração ambiente, pois estes apresentam vantagens significativas quando comparados aos ensaios de vibração forçada, tanto com relação ao custo quanto a facilidade de execução do ensaio, principalmente em estruturas civis, como é o caso das pontes em arco de alvenaria, que são geralmente difíceis de excitar.

A aplicação de ensaios de vibração ambiente em pontes já se dá desde o século passado, com os primeiros trabalhos apresentados por McLamore, Hart and Stubbs em 1971, que utilizaram uma extensão da técnica espectral desenvolvida por Crawford e Ward (1964), Rainer e Van Selst em 1977, Abdel-Ghaffar e Scanlan em 1978 e 1985, Gades e Smith (1984), Brownjohn et al. em 1986, 1989 e 1992, Higashihara e Moriya (1987), Stiemer et. Al. (1988) dentre outros trabalhos listados em (RODRIGES e COSTA, 1998) incluindo este.

(BRINCKER, VENTURA e ANDERSEN, 2003) apresentam alguns requisitos para a utilização da técnica output-only, principalmente ressaltando que as técnicas de identificação são formuladas para entradas múltiplas, ou seja, quando o carregamento se move ao longo da estrutura, sendo o carregamento distribuído num comprimento pequeno comparado com o da estrutura. Assim, para o caso das pontes pode-se considerar que há múltiplas entradas, pois, a passagem de um veículo excita diversos pontos da estrutura, sendo o tipo ideal de excitação, possibilitando que todos os modos sejam excitados.

Outro requisito a se considerar na aplicação de ensaios output-only é a caracterização do carregamento como aleatório no tempo e no espaço (BRINCKER, VENTURA e ANDERSEN, 2003). Esses processos podem ser caracterizados como ruído branco (LOPES, GUEDES, *et al.*, 2010) e (FARRAR e JAMES III, 1997).

O ruído branco é um sinal que possui em todas as frequências um conteúdo energético de igual intensidade, assumindo que a amplitude do sinal tem uma distribuição de probabilidades Gaussiana com média zero, ou seja, uma distribuição normal padrão. (GATTI e FERRARI, 1999) definem a vibração produzida por tráfego contínuo como um processo estacionário aleatório e ergódico, podendo ser

considerado ruído branco, justificando-se assim a utilização de ensaios de vibração ambiente em pontes.

As técnicas de análise de sinais do tipo output-only, podem ser agrupadas em técnicas de análise no domínio do tempo, utilizando-se para isso equações diferenciais, ou no domínio da frequência, utilizando funções de transferência (ou FRF).

4.3.1. Métodos de identificação no domínio do tempo

Os métodos de identificação no domínio do tempo são baseados em modelos paramétricos. De acordo com (HERRERA, 2014) os modelos mais comuns na engenharia utilizam equações diferenciais lineares de 2ª ordem, enquanto que as de 1ª ordem, são mais utilizadas na engenharia de controle e monitorização. Quando tratamos de identificação output-only, as primeiras técnicas utilizadas foram baseadas no domínio do tempo (BRINCKER, VENTURA e ANDERSEN, 2003).

Para (CAETANO, CUNHA e MAGALHÃES, 2010) esses métodos podem ser aplicados diretamente nas histórias temporais, ou podem ser aplicadas às funções de correlação. (CUNHA, CAETANO, *et al.*, 2005) e (BRINCKER, VENTURA e ANDERSEN, 2003) destacam que quando se utiliza o ajuste nas funções de correlação, há a possibilidade de aplicar métodos baseados nas funções de respostas impulsivas, sendo referidos os métodos Ibrahim Time Domain (ITD), Multiple Reference Ibrahim Time Domain (MRITD), Least-Squares Complex Exponential (LSCE), Polyreference Complex Exponential (PRCE) e Covariance-Driven Stochastic Subspace Identification (SSI-COV), relata também que a técnica Data-Driven Stochastic Subspace Identification (SSI-DATA) permite a aplicação direta a história temporal. Essas duas últimas técnicas são extensivamente documentadas em (PEETERS, 2000).

(CAETANO, 1992) e (RAMOS, 2007) afirmam que as técnicas no domínio do tempo são importantes ferramentas para análise de frequências que estão espalhadas em uma ampla gama e em estruturas que apresentam grande número de modos de vibração, contudo são técnicas mais complexas e mais morosas.

4.3.2. Métodos de identificação no domínio da frequência

Os algoritmos de identificação no domínio da frequência são chamados métodos não paramétricos, apresentando como principal vantagem a rapidez de processamento (RAMOS, 2007) e (HERRERA, 2014).

(CUNHA, CAETANO, *et al.*, 2005) relatam que as técnicas no domínio da frequência são evoluções e aprimoramentos de umas das primeiras técnicas desenvolvidas chamada “peak-picking” cuja fundamentação teórica é apresentada por (BENDAT e PIERSOL, 1980). Embora tenha sido aplicada em alguns estudos desde 1964, foi só com a sistematização dessa técnica por (FERBER, 1993) que se generalizou o uso de técnica, pois permitiu a implementação em softwares de análise, facilitando o processo.

4.3.2.1. Método básico no domínio da frequência (BFD)

A BFD também conhecida como “peak-picking”, é a técnica mais simples de identificação de parâmetros modais (CAETANO, CUNHA e MAGALHÃES, 2010) (HERRERA, 2014). Esse método baseia-se na seleção das frequências naturais pelos picos nos espectros de potência, obtidos pela conversão da história de tempo em um espectro, utilizando as transformadas de Fourier (ver no capítulo 3). Assume também que a resposta da estrutura próxima a sua frequência natural é dominada pelo modo ressonante, não possuindo influência de outros modos não ressonantes (RAMOS, 2007). Esta técnica é utilizada para a análise dos dados de vibração ambiental apresentadas neste trabalho.

Quando analisamos a equação (3.24), considerando a excitação $F(\omega)$ como ruído branco, significa que $F(\omega)$ é tomado como constante e os picos da função de transferência $H(\omega)$ correspondem aos picos da resposta $U(\omega)$ (LOPES, GUEDES, *et al.*, 2010). Portanto, as frequências naturais podem assim ser identificadas pelos picos dos PSD, sendo que podem ser realizadas médias de vários PSDs para melhor identificação das frequências naturais (FERBER, 1993).

O cálculo dos espectros normalizados médios (ANPSD) é descrito por (FERBER, 1993) como a média de um grupo de PSDs normalizados, chamados (NPSD- Normalized Power Spectra Densities) que são calculados de acordo com a equação (4.34). A ANPSD é calculada de acordo com a equação (4.35) e segundo

(RODRIGUES, 2004) permite agrupar as informações de todos os espectros obtidos no ensaio, suavizando os picos que aparecem somente em um espectro e evidenciando os que aparecem em todos.

$$NPSD_i(\omega_n) = \frac{PSD_i(\omega_n)}{\sum_{n=0}^N PSD_i(\omega_n)} \quad (4.34)$$

$$ANPSD_i(\omega_n) = \frac{1}{l} * \sum_{i=1}^l NPSD_i(\omega_n) \quad (4.35)$$

Onde:

ω_n – é a n ésima frequência discreta

n – é o número de frequências discretas

l – é o número total de graus de liberdade (i) instrumentados

Apesar da simplicidade deste método ele só é válido se as frequências de cada modo de vibração forem suficientemente afastadas para que perto da frequência ressonante se possa representar o comportamento dinâmico por uma FRF de um sistema SDOF com a mesma frequência ω_n e o mesmo coeficiente de amortecimento ξ_n que o modo ressonante, (para coeficientes de amortecimento inferiores a 0,05) (RAMOS, 2007) (CAETANO, 1992) (PEETERS, 2000).

4.3.2.2. Método de decomposição no domínio da frequência (FDD)

O FDD (Frequency Domain Decomposition) é um aprimoramento da técnica BFD descrita anteriormente. Baseia-se também na obtenção de funções de PSD, aplicando-se o agora o método de decomposição em valores próprios ou valores singulares (SVD – Singular Value Decomposition).

Segundo (RODRIGUES, 2004) e (PEETERS, 2000), o método SVD consiste na diagonalização da matriz de densidade espectral. Foi inicialmente apresentado no trabalho de Prevostro (1982), sendo aplicado as FRF no trabalho de (SHIH, TSUEI, et al., 1988) e inicialmente nomeado Complex Mode Indication Function (CMIF), somente no ano 2000 que foi designado FDD no trabalho de (BRINCKER, ZHANG e ANDERSEN, 2000) que sistematizou a técnica. Apresenta vantagens relativamente a técnica BFD, na identificação de frequências de modos próximos e separação dos modos acoplados, sem ser limitada pela resolução de frequência da estimação de densidade espectral, permitindo a estimação do amortecimento modal.

A aplicação deste método fundamenta-se nas hipóteses estabelecidas para o método BFD, a excitação deve ser ruído branco, amortecimento reduzido e os modos com frequências próximas são independentes (ortogonais) (BRINCKER, ZHANG e ANDERSEN, 2000). Matematicamente, a aplicação do algoritmo SVD faz a decomposição de uma matriz qualquer no produto de outras 3 matrizes, que conforme demonstrado por (BRINCKER, VENTURA e ANDERSEN, 2003) quando aplicada a matriz de funções de densidades espectrais, faz a diagonalização da mesma, decompondo-a em um conjunto de sistemas SDOF (PEETERS, 2000), onde os valores singulares são estimativas da densidade espectral de cada um dos sistemas e os vetores singulares estimam as deformadas modais (VENTURA, LORD e SIMPSON, 2001).

Segundo (RODRIGUES, 2004) após realizar a decomposição da matriz, deve-se analisar os espectros de valores singulares e selecionar os picos que correspondem aos modos de vibração, avaliando posteriormente através dos vetores singulares as componentes modais consoante aos graus de liberdade analisados.

4.3.2.3. Método de decomposição no domínio da frequência melhorado (EFDD)

O método EFDD (Enhanced Frequency Domain Decomposition) é uma complementação do método descrito anteriormente, que permite a estimar os coeficientes de amortecimento modal (VENTURA, LORD e SIMPSON, 2001).

Os procedimentos iniciais desse método são idênticos aos estabelecidos para o FDD, sendo que posteriormente aplica-se uma Transformada rápida de Fourier Inversa (IFFT) em cada função de densidade espectral extraída dos espectros de valores singulares, obtendo-se assim a função de auto correlação de um sistema SDOF submetido a vibração livre. Desta forma as frequências ressonantes e os coeficientes de amortecimento são estimados no domínio do tempo (RAMOS, 2007) (RODRIGUES, 2004).

Tomando como base as pontes selecionadas por (JESUS, 2013) foram selecionadas todas as estruturas “nomeadas” como pontes, totalizando 34 pontes e 3 passagens hidráulicas, destacadas em amarelo na figura 8, obtendo-se assim a amostra para realização da campanha de ensaios de identificação dinâmica in-situ, com o objetivo de determinar frequências próprias na direção vertical das estruturas. Contudo dessa amostra verificou-se que 3 destas pontes estão atualmente submersas, conforme averigua-se na figura 9 . A ponte número 13 foi substituída por uma nova estrutura não sendo possível a realização dos ensaios. Além, disso optou-se pela não realização dos ensaios na ponte número 30, pois como observamos na Figura 10 esta apresenta uma grande camada de solo sobre a estrutura, incluindo o crescimento de plantas que interfeririam nos resultados.

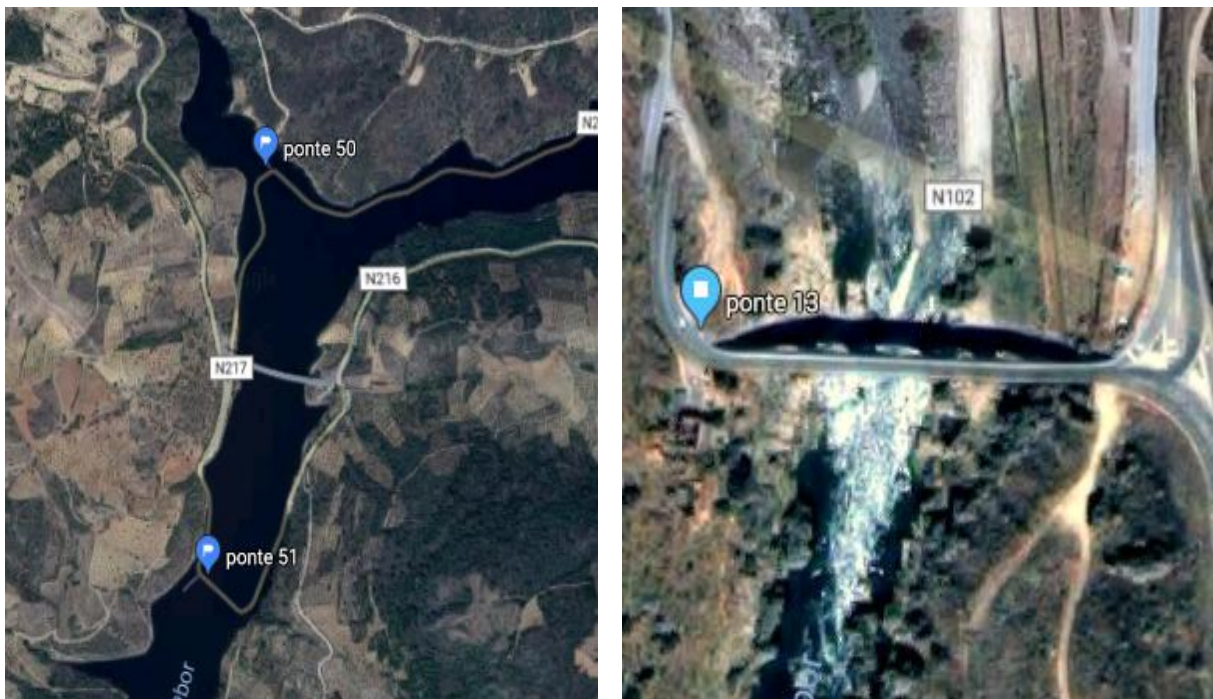


Figura 9 - Localização das pontes submersas
Fonte: (Google Earth, 2018)

Assim, o total de estruturas analisadas corresponde a 30 pontes e 3 passagens hidráulicas, listadas no anexo I. Sendo aplicada a utilização de ensaio de vibração ambiente por todas as suas vantagens já estabelecidas em (4.3), sendo que segundo (RODRIGUES, 2004) e (RAMOS, 2007) diversos estudos já comprovaram a eficiência deste tipo de ensaio quando comparados com ensaios de vibração forçada.



Figura 10 - Ponte número 30
Fonte: Autoria própria

5.1. Descrição geral das pontes ensaiadas

As pontes em arco de alvenaria que fazem parte da amostra correspondem quase que em sua totalidade em pontes construídas no final do século XIX e início do século XX durante o período contemporâneo. Apenas duas pontes datam do período medieval e uma da época romana, possuindo características arquitetônicas e geométricas destoantes das construídas no período contemporâneo. Assim conforme ressalta (JESUS, 2013) a amostra é representativa apenas para pontes do período contemporâneo, contudo existe um grande número de pontes que datam do período Romano e Medieval que se situam fora da rede de estradas nacionais que não fazem parte deste estudo.

Com relação ao material constituinte da alvenaria das pontes listou-se a utilização principalmente de pedra de granito e xisto, sendo aplicados em conjunto ou isoladamente, fato este que se deve a abundância desses materiais na região transmontana.

(JESUS, 2013) estabeleceu também classificações quanto ao tipo de arco, o número e comprimento de vãos em cada ponte, sendo esses dados considerados importantes na determinação do setup dos ensaios e para a posterior análise do conjunto de dados. Dos tipos de arco apresentados (ver figura 3), na tabela 1 ressalta-

se que o tipo semicircular representa mais de 75% das pontes e aproximadamente 18% são do tipo segmentado. As análises posteriores são assim mais representativas para estes tipos de pontes do que para o tipo abatido e ogiva, que apenas possuem uma amostra de cada.

| Tipo de arco | Segmentares | | | Ogiva |
|--------------|-------------|---------------|---------|-------|
| | Segmentado | Semi-circular | Abatido | |
| Nº de pontes | 6 | 25 | 1 | 1 |
| % | 18.2% | 75.8% | 3.0% | 3.0% |

Tabela 1 - Distribuição das pontes da amostra de acordo com o tipo de arco
Fonte: Autoria própria

No que tange a questão do número de vãos constata-se que as pontes com apenas um arco representam mais de 60 % da amostra. As restantes, pontes de 2 até 7 arcos, distribuídos consoante com a tabela 2.

| Número de vãos | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
|----------------|-------|------|------|------|------|------|------|
| Nº de pontes | 21 | 3 | 3 | 0 | 3 | 2 | 1 |
| % | 63.6% | 9.1% | 9.1% | 0.0% | 9.1% | 6.1% | 3.0% |

Tabela 2 - Distribuição das pontes da amostra de acordo com o número de arcos
Fonte: Autoria própria

5.2. Instrumentação

A campanha de ensaios de vibração ambiente nas pontes do distrito de Bragança foi realizada com um sistema de aquisição de dados composto por um computador portátil com software de processamento e análise de sinal NI SignalExpress 2013 instalado. O SignalExpress é um software de registro de dados interativo, que permite a rápida aquisição, análise e apresentação de dados, compatível com diversos dispositivos e instrumentos de aquisição de dados, sem necessidade de programação, além disso permite a integração com LabVIEW sendo ambos os softwares produzidos pela National Instruments.

Para aquisição dos dados utilizou-se uma placa de aquisição de dados NI USB-4431 com 4 canais de entrada, resolução ACD 24 bits, taxa de amostragem de 1 kS/s à 102,4 kS/s e resolução 2,10 mS/s (S = "sample", pontos amostrados), conforme se visualiza na figura 11 (a).

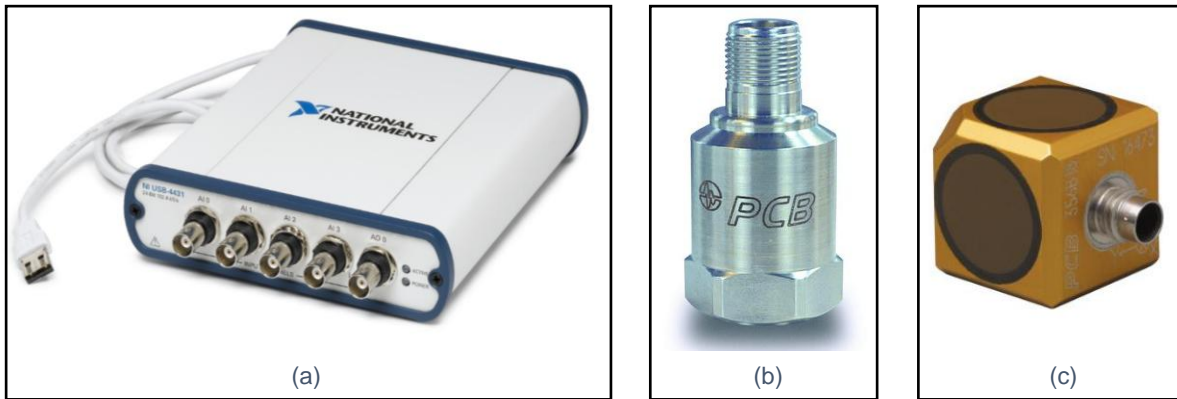


Figura 11 - (a) Placa de aquisição de dados NI USB-4431; (b) Acelerômetro ICP 393A03; (c) Acelerômetro triaxial ICP 356B18
 Fonte: (NATIONAL INSTRUMENTS, 2017)

Considerando o tipo de estrutura e os requisitos estabelecidos em (4.2), todos os ensaios foram realizados com um acelerômetro sísmico uniaxial ICP® modelo 393A03 (figura 11 (b)), com sensibilidade 1000 mV/g, faixa de frequência de 0,5 à 2000 Hz. No entanto em 7 pontes (ponte na estrada de Vinhais (nº 2), ponte antiga de Quintanilha (nº 23), ponte nova de Gimonde (nº 26), ponte de Santa Maria sobre o rio Sabor (nº 27), ponte sobre o rio Fresno (nº 28), ponte do Parâmio sobre o rio Baceiro (nº 43) e a ponte da Ranca (nº 71)), utilizou-se também um acelerômetro triaxial piezoresistivo ICP® modelo 356B18 (figura 11 (c)), com sensibilidade de 1000 mV/g, faixa de frequência de 0,5 à 3000 Hz.

A utilização de acelerômetros ICP® produzidos pela PCB Piezotronics é justificada pela tecnologia dos sensores que oferecem alta voltagem, com baixa saída de impedância, apropriada para a condução de cabos longos, não produzindo quase nenhum aumento do ruído de baixa frequência, a carga capacitiva do cabo longo pode distorcer ou filtrar os sinais de frequência mais alta, contudo essas frequências mais elevadas encontram-se fora da gama de frequência de interesse para pontes rígidas e robustas como as de alvenaria. (IMI DIVISION - DIVISÃO DE INSTRUMENTAÇÃO DE MONITORAMENTO, 2016)

Os acelerômetros são acoplados rigidamente na estrutura, para evitar ruído e fenômenos de ressonância associada à montagem (ISO 14963, 2003), além disso seguindo as recomendações da (ISO 5348, 1998) a montagem dos acelerômetros deve ser feita de forma que o eixo sensível do acelerômetro esteja alinhado com a direção da medição pretendida. Para evitar erros consideráveis de leitura é essencial que o método de montagem seja escolhido adequadamente. No caso de pontes, em particular nas de alvenaria, verifica-se que no plano de instalação dos acelerômetros,

geralmente no tabuleiro, apresentam superfícies irregulares e não necessariamente planas. Desta forma, utilizou-se uma argamassa de secagem rápida, conforme verifica-se na figura 12, que permite a planificação da superfície e o acoplamento rígido do acelerômetro com a utilização de cola instantânea.



Figura 12 - Detalhe do acoplamento dos acelerômetros utilizando argamassa de secagem rápida
Fonte: Autoria própria

Na figura 13 podemos observar todo o equipamento de medição instalado sobre o tabuleiro da ponte nova de Gimonde (nº 26).



Figura 13 - Equipamento de medição durante realização de ensaio triaxial e uniaxial
Fonte: Autoria própria

5.3. Procedimento de ensaio

Descreve-se detalhadamente procedimento de ensaio para a ponte nova de Gimonde (nº 26). Para demais pontes o procedimento é idêntico.

Para realizar a mensuração da resposta global de uma estrutura de acordo com os procedimentos da (ISO 14963, 2003) é necessário efetuar medições ao longo de

toda a estrutura ou de seus elementos. Como, em geral (o número de acelerômetros é inferior ao número de pontos onde se devem executar medições), não se consegue medir simultaneamente todos os pontos, é possível realizar diversos ensaios com diferentes configurações de locação dos acelerômetros para cada teste. Essas configurações são denominadas “setups”. Definiu-se a locação dos acelerômetros sobre um dos arcos principais como observa-se no exemplo da figura 14 (a) na ponte de Gimonde, realizando o ensaio em ambos os lados da ponte, conforme figura 14 (b).



(a) Locação longitudinal



(b) Locação transversal

Figura 14 - Locação dos acelerômetros
Fonte: Autoria própria

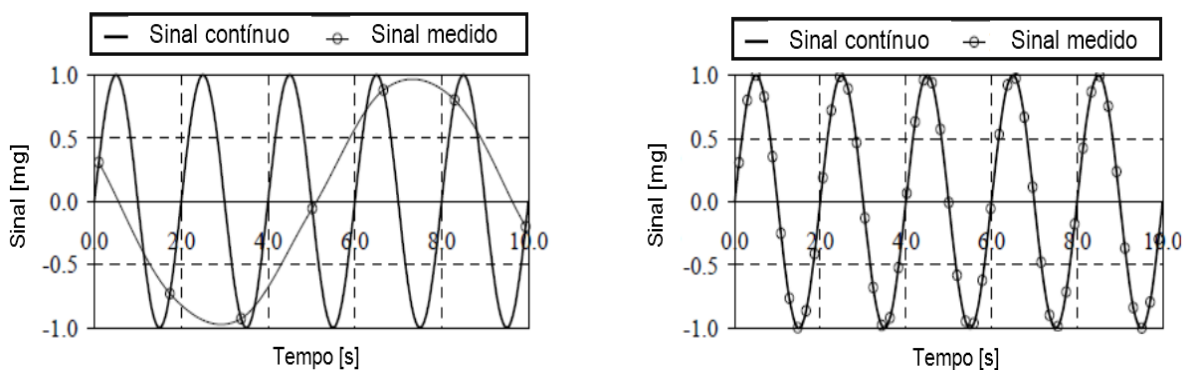
Durante a instalação do equipamento verificava-se a intensidade de tráfego sobre a estrutura. Em muitas pontes localizadas em estradas nacionais com a presença de autoestrada próxima o tráfego era de baixa intensidade, passando um ou dois carros por hora. Essa baixa intensidade de tráfego pode afetar significativamente os resultados, pois não se consegue garantir que a estrutura seja adequadamente

excitada. Buscando contornar isso, optou-se por realizar a excitação da estrutura com o veículo de transporte do Laboratório da ESTIG – IPB, deslocando-o sobre a estrutura pelo menos 12 vezes em cada ensaio, visando garantir assim a excitação de toda a estrutura.

Após a instalação do equipamento em cada ponte, verificou-se a existência de possíveis erros nos sinais, como por exemplo a má conexão de um cabo ou a não gravação do sinal pelo software.

Os ensaios foram pré-configurados no software SignalExpress utilizando os dados dos acelerômetros e estabelecendo-se alguns parâmetros necessários à aquisição de dados. O primeiro parâmetro estabelecido foi o modo de aquisição, definido como amostras contínuas, ou seja, a aquisição de dados ocorrerá de maneira contínua até o término do ensaio.

O segundo parâmetro estabelecido foi a taxa de amostragem, isto é, quantos pontos do sinal analógico (contínuo) serão coletados em uma unidade de tempo, para posteriormente serem conectados para representar graficamente esse sinal. A definição da taxa de amostragem deve ser realizada com cuidado, pois o número de pontos amostrados influencia significativamente a representação do sinal. Sendo possível que dois sinais diferentes correspondam a um mesmo sinal medido. Conforme verificamos na figura 15 (a), com uma baixa taxa de amostragem não é possível representar adequadamente o sinal causando assim uma distorção do sinal representado, sendo esse fenômeno denominado erro de “aliasing”.



(a) Baixa taxa de amostragem com aliasing

(b) Taxa de amostragem ideal

Figura 15 - Exemplo de erro de aliasing

Fonte: Adaptado de (RAMOS, 2007)

Para evitar a ocorrência do “aliasing”, o teorema de amostragem de Nyquist - Shannon (5.36) deve ser obedecido. De acordo com esse teorema para que um sinal medido possa ser reconstruído adequadamente a taxa de amostragem (f_s) mínima

deve ser pelo menos duas vezes a frequência máxima de interesse, sendo denominada frequência de Nyquist (f_{Nyq}) (RAMOS, 2007) (RODRIGUES, 2004). A frequência de Nyquist representa assim o valor superior da faixa de frequências que podem ser representadas fielmente do sinal original.

$$f_s = \frac{1}{\Delta t} \geq 2 \cdot f_{Nyq} \quad (5.36)$$

O software SignalExpress aceita uma taxa de amostragem mínima de 1000 Hz. Desta forma, considerando o teorema (5.36) a f_{Nyq} máxima de interesse é de 500 Hz, sendo superior à frequência máxima de interesse expectável para os ensaios propostos, que será especificada posteriormente. Portanto utilizou-se a taxa de amostragem mínima do software $f_s = 1000 \text{ Hz}$ que fornece um $\Delta t = 1 \times 10^{-3} \text{ s}$

O último parâmetro a ser definido foi o tempo de ensaio. Como não existe uma definição exata do tempo ideal de ensaio, (RODRIGUES, 2004) apresenta uma regra empírica para estimar o tempo total de ensaio, onde deve-se considerar como 2000 vezes o maior período de interesse (associado à menor frequência). Ressalta-se, contudo, que é apenas um ponto de partida, não devendo ser tomado como definitivo.

Como nas pontes em arco de alvenaria os modos verticais estão, em geral, associados a frequências elevadas, assim tomou-se como definida a frequência mais baixa em torno de 4 Hz, que leva a um tempo de ensaio de 500 segundos. Entretanto, (RAMOS, 2007) apresenta que o tempo mínimo de ensaio deve ser de 10 minutos (600 s) para cada setup. Optou-se assim, por realizar os ensaios com duração de 600 s em cada lado da ponte numa mesma seção transversal.

5.4. Processamento e análise de sinal

A análise das funções de densidade espectral, conforme descrito em (3.2) utiliza todo o sinal de resposta. Porém segundo (RODRIGUES, 2004) isso faz com que se obtenham PSDs com uma elevada variância. Uma opção é a aplicação do método de WELCH, que se baseia na estimação de espectros utilizando as transformadas discretas de Fourier em séries temporais divididas em segmentos (WELCH, 1967).

Todavia, é preciso observar que segundo (RAMOS, 2007), a divisão de um sinal em inúmeros segmentos, pode gerar uma diminuição na resolução em frequência. Para minimizar esse problema e permitir um processamento mais rápido do sinal (WELCH, 1967), propõe a utilização de sobreposição de sinal, aumentando o tamanho dos segmentos.

O processo descrito em (WELCH, 1967) consiste na divisão de uma série temporal em n segmentos, que podem ser sobrepostos. É aplicado então uma “janela” a cada segmento e calculado o periodograma⁴ modificado para cada segmento por meio da aplicação da transformada de Fourier, obtém-se assim n periodogramas modificados. Para a representação do espectro final é computada a média dos n espectros.

Neste método é necessário, primeiramente definir qual o tamanho ideal para os segmentos e para a porcentagem de sobreposição. Como estamos tratando de sinais aleatórios, os erros normalizados dos espectros podem ser obtidos pela equação (5.37) onde n é o número de amostras independentes. Todavia quando se utiliza a técnica da sobreposição em 50%, o erro pode ser calculado de acordo com equação (5.38) proposta por (DELAUNAI *et al*, 1999 apud (RODRIGUES, 2004)).

$$\varepsilon_r[G_{XX}(\omega)] = \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (5.37)$$

$$\varepsilon_r[G_{XX}(\omega)] = \sqrt{\frac{6 \cdot n - 1}{8 \cdot n^2}} \quad (5.38)$$

Assim, optou-se pela utilização de sobreposição dos sinais em 50 % e subdivisão em 60 segmentos, gerando um erro relativo $\varepsilon_r = 11,16\%$ com uma resolução de frequência $\Delta f = 0,1$ Hz.

O passo seguinte consiste na decimação do sinal ou reamostragem, esse procedimento permite diminuir o número de pontos amostrados em um sinal, diminuindo a frequência de amostragem e agilizando o processo de identificação sem que ocorra a perda de qualidade do sinal. Optamos pela utilização de decimação com fator 10. Conforme vemos na figura 16 há uma significativa diminuição no número de pontos do sinal. Neste caso utilizou-se uma interpolação linear para a obtenção do

⁴ Periodograma é a estimativa de um espectro de potência

novo sinal, onde cada ponto do novo sinal é uma interpolação linear entre os dois pontos mais próximos a este no tempo (NATIONAL INSTRUMENTS, 2018).

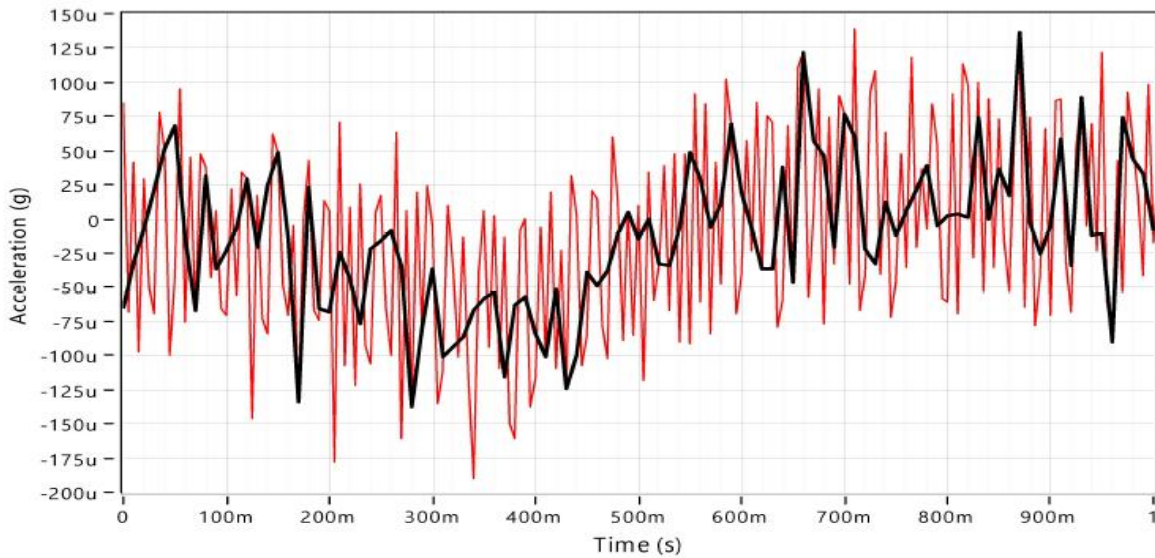


Figura 16 - Processamento de sinal domínio do tempo. (Sinal vermelho é a aceleração mensurada, em preto o sinal decimado)
Fonte: Autoria própria

Quando se recorre a aplicação da decimação é preciso se ter em atenção que ocorre a redução da frequência máxima que se consegue identificar. Assim teremos uma nova frequência de Nyquist. (RODRIGUES, 2004) (RAMOS, 2007) sugerem que para que não ocorra o erro de “aliasing” a frequência máxima de interesse passa a ser 40% da nova frequência de amostragem. Assim, como a nova frequência de amostragem é $f_s=100$ Hz, a frequência máxima de interesse será 40 Hz.

Para limitarmos essa frequência no sinal aplica-se um filtro ao sinal de forma a eliminar as frequências acima da frequência de interesse. A filtragem de um sinal permite eliminar do sinal frequências que não são de interesse ou para correção de sinais de apresentem tendências espúrias, que segundo (RODRIGUES, 2004) podem ser do tipo linear ou condizentes com sinais de frequência muito baixa.

Na análise dos sinais no software SignalExpress aplicamos um filtro de resposta impulsiva infinita (IIR – infinite impulsive response). Esse é um filtro digital recursivo que atua nos sinais de entrada e saída correntes e antigos, sendo mais rápido e eficiente que um filtro de resposta impulsiva finita (FIR – finite impulse response) (NATIONAL INSTRUMENTS, 2018). Existem diversos tipos de filtros de acordo com as frequências de interesse, dentre eles:

- Passa - baixo: permite a passagem de frequências baixas e atenua as altas, eliminando as frequências acima da frequência de corte estipulada;
- Passa – alto: ao contrário do filtro anterior, este filtro elimina as frequências abaixo da frequência de corte, atenuando as frequências baixas e passando as frequências altas;
- Passa – banda: esse filtro permite escolher uma banda de frequência de interesse, eliminando as frequências abaixo da frequência de corte inferior e acima da frequência de corte superior, podendo ser considerado uma convolução dos dois filtros anteriores;
- Corta – faixa: esse filtro atenua uma banda de passagem especificada, eliminando-a, é obtido pela soma de um filtro passa-baixa e um passa-alta.

Nos primeiros ensaios realizados obtiveram-se sinais com frequências muito baixas, conforme se analisa na figura 17 que não condizem com o comportamento dinâmico esperado para as pontes em arco de alvenaria, para vibrações verticais. Para verificar se a presença dessas frequências tinha alguma correspondência física ou se eram apenas espúrios do sinal, optou-se pela realização de um novo ensaio na ponte nova de Gimonde com a utilização do acelerômetro uniaxial e triaxial, para posterior comparação dos resultados.

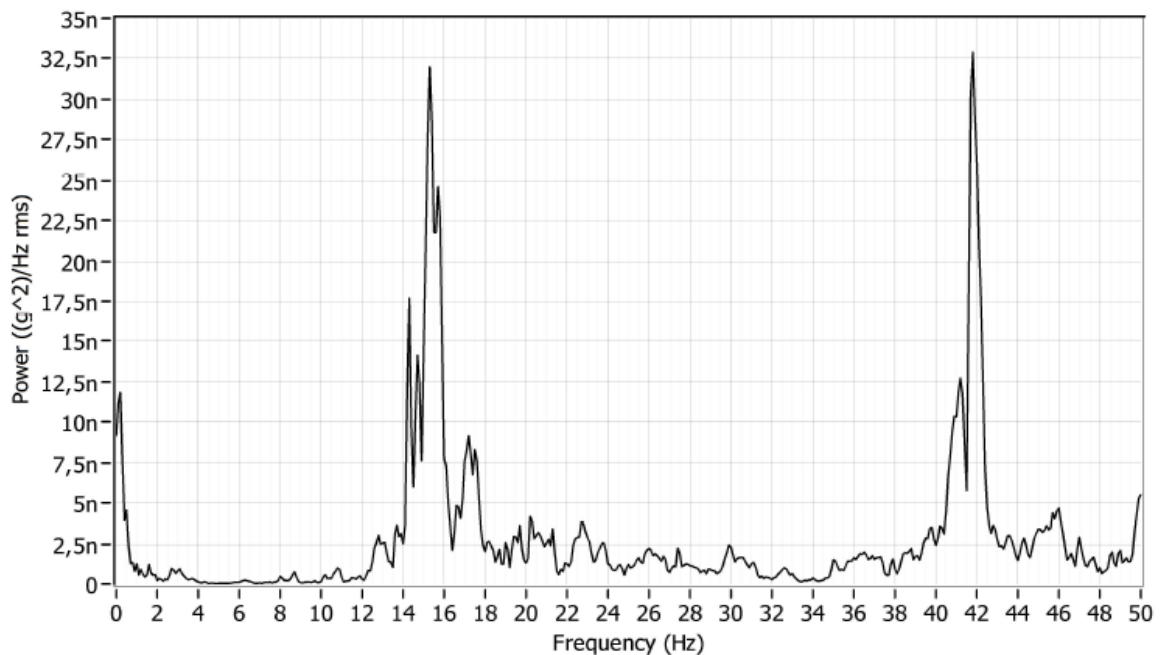
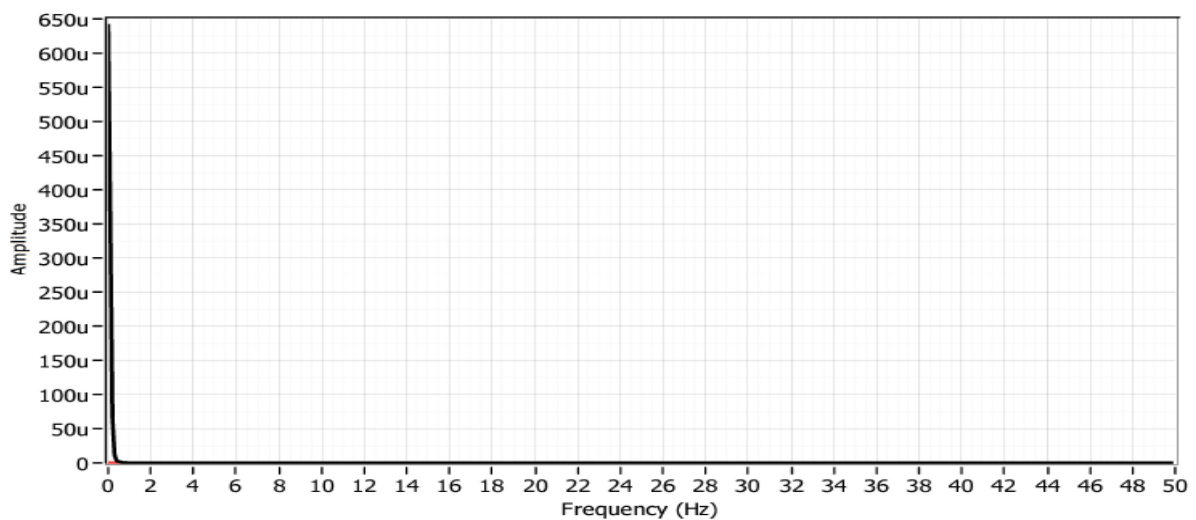


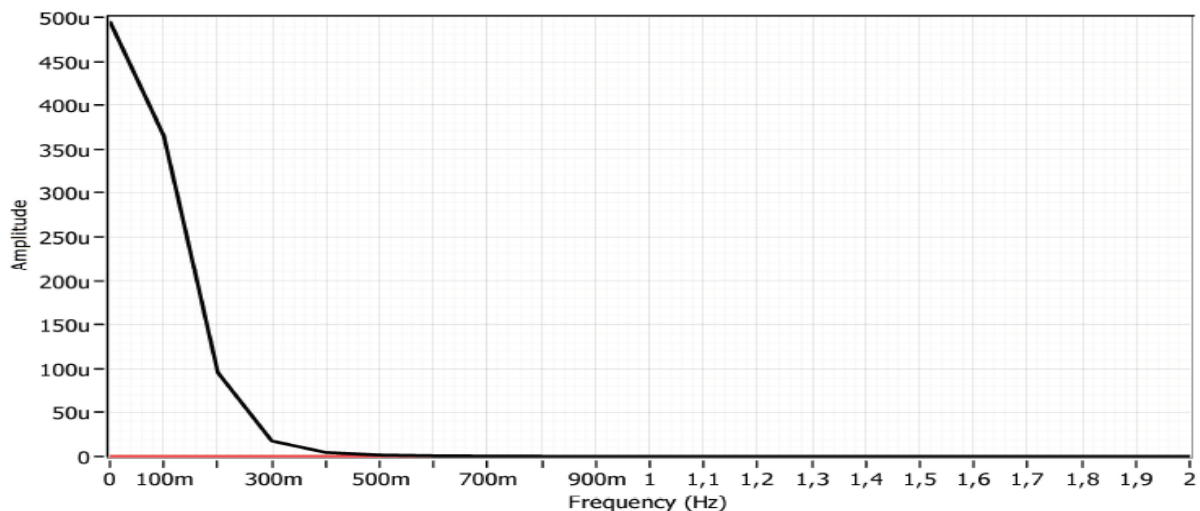
Figura 17 - PSD do sinal mensurado na ponte de nova de Gimonde
Fonte: Autoria própria

Na figura 17 podemos verificar que os sinais adquiridos pelo acelerômetro uniaxial apresentam frequências muito baixas na faixa de frequência de 0 à 0,5 Hz, que se devem ao comportamento não linear dos acelerômetros de acordo com as especificações do fabricante, que define a faixa de comportamento linear entre 0,5 Hz e 3000 Hz.

Quando se analisa os espectros de potência do ensaio utilizando o acelerômetro uniaxial e triaxial, sem a utilização de algum filtro percebe-se claramente o comportamento não linear dos acelerômetros. Na figura 18 (a) apenas consegue-se observar um pico inicial com frequência abaixo de 2Hz não sendo possível identificar nenhuma outra frequência.



(a) PSD total

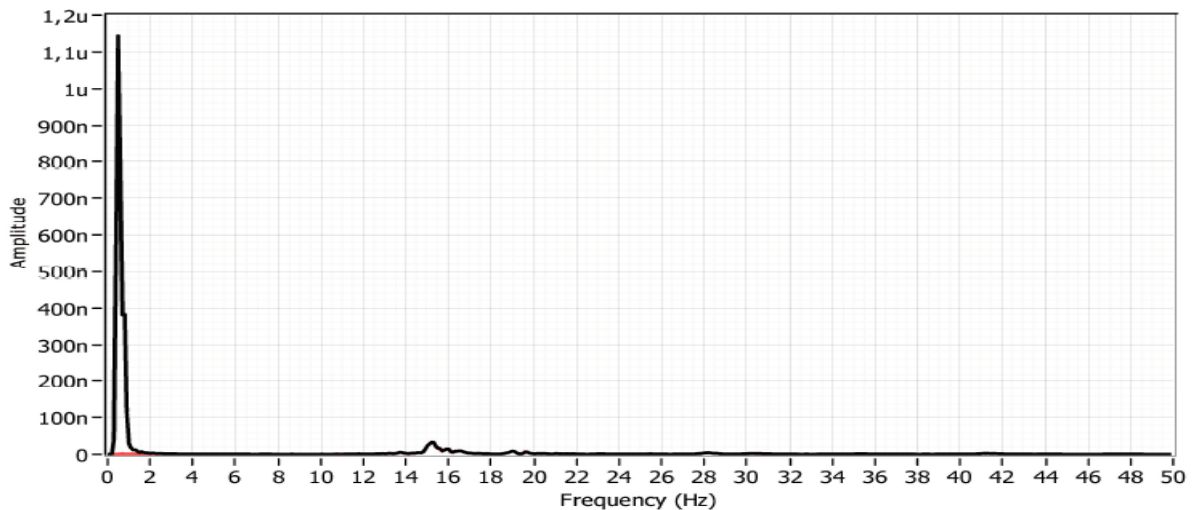


(b) Zoom

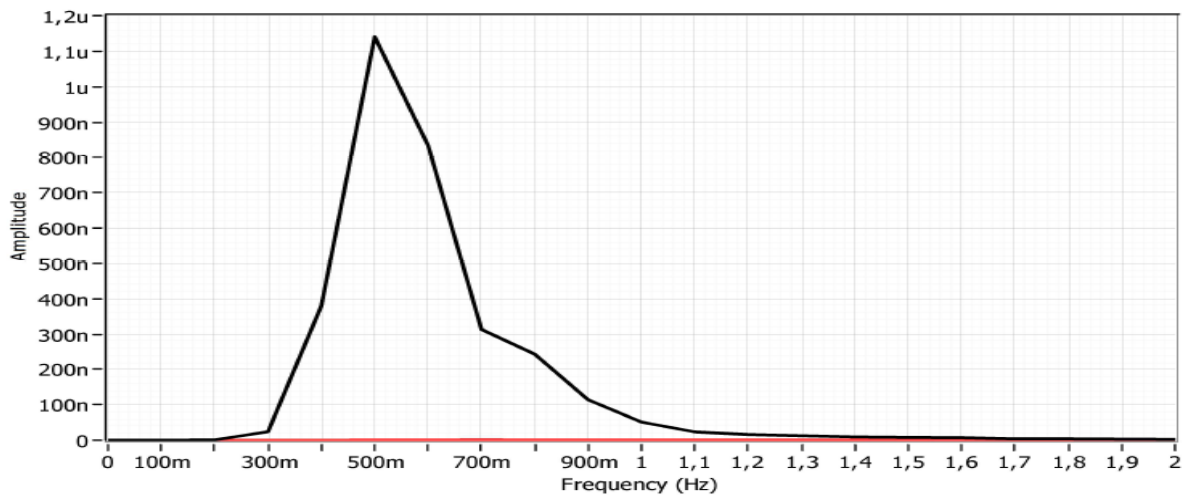
Figura 18 - PSD ensaio ponte nova de Gimonde, o sinal preto corresponde a frequência vertical mensurada pelo acelerômetro triaxial e o sinal vermelho do uniaxial

Fonte: Autoria própria

Quando se analisaram os mesmos sinais utilizando um filtro passa-alto com frequência de corte em 0,5 Hz para eliminar a interferência do comportamento não linear, conseguiu-se observar algumas frequências como na figura 19 (a). Contudo percebe-se que o pico inicial ainda possuía forte influência no sinal, sendo que se visualiza claramente (figura 19 (b)) que o pico está localizado na frequência 0,5 Hz, sendo esta a frequência limite a partir do qual o acelerômetro deve ter comportamento linear.



(a) PSD total



(b) Zoom

Figura 19 - PSD ensaio ponte nova de Gimonde com filtro passa-alto 0,5 Hz, o sinal preto corresponde a frequência vertical mensurada pelo acelerômetro triaxial e o sinal vermelho do uniaxial
Fonte: Autoria própria

A análise do mesmo sinal foi refeita utilizando agora um filtro passa-alto com frequência de corte em 1 Hz. Conforme mostrado na figura 20, é possível observar distintamente as frequências em ambos os sinais. Nas figuras 18 e 19 o sinal do acelerômetro uniaxial em (vermelho) é praticamente nulo em amplitude, já na figura

20 aparece nitidamente, com uma amplitude muito menor nas frequências abaixo de 4 Hz, sendo que a partir 8 Hz os dois espectros são praticamente idênticos.

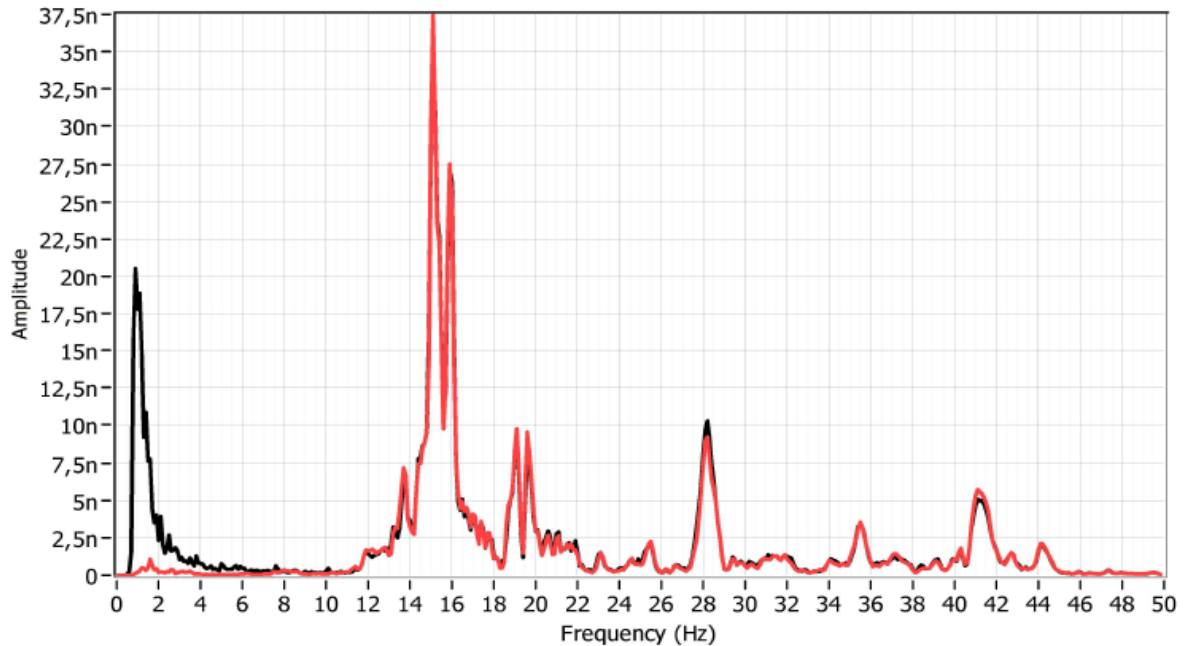
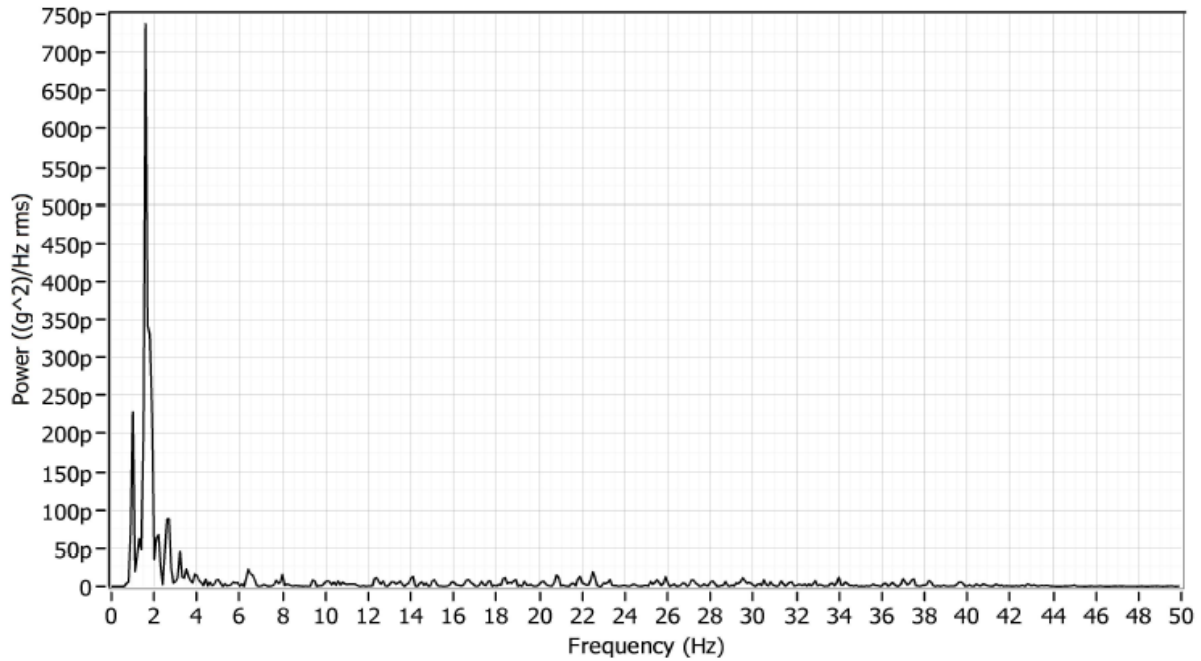


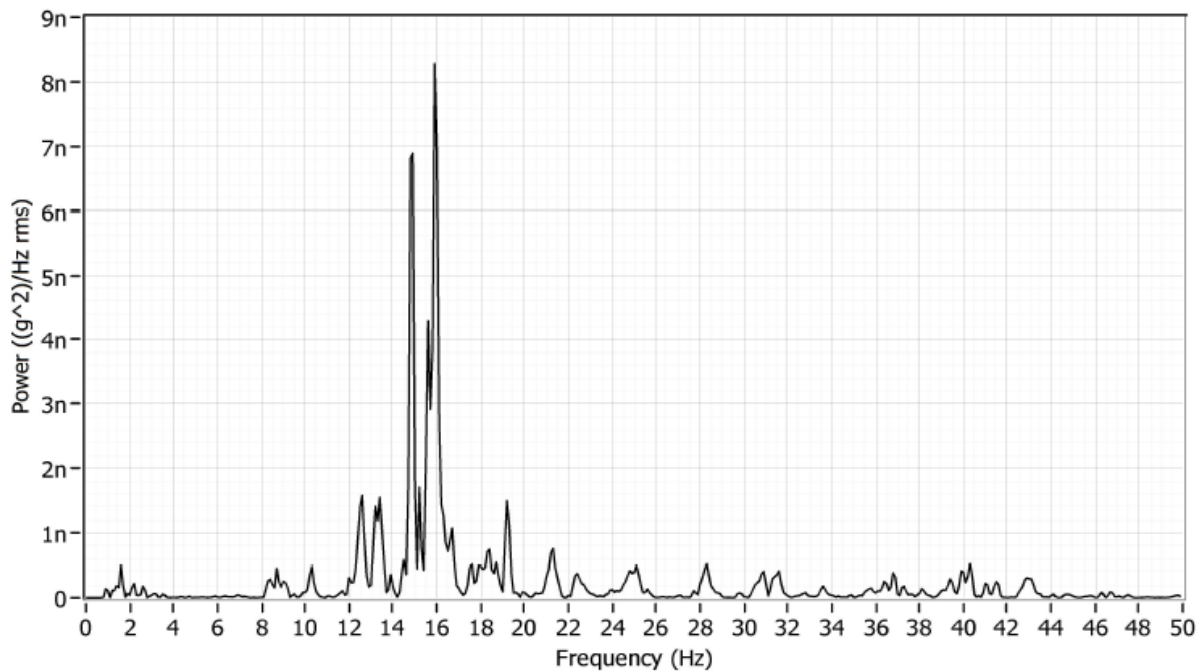
Figura 20 - PSD ensaio ponte nova de Gimonde com filtro passa-alto 1 Hz, o sinal preto corresponde a frequência vertical mensurada pelo acelerômetro triaxial e o sinal vermelho do uniaxial
Fonte: Autoria própria

Para compreender melhor o fenômeno associado as frequências mais baixas compararam-se dois segmentos sendo que, um não havia excitação da estrutura por passagem de veículo (figura 21 (a)) e no outro a incidência da passagem de veículo (figura 21 (b)). Percebeu-se então que a presença dessas frequências baixas só ocorria quando a estrutura não estava sendo excitada adequadamente, considerando que o tráfego nem sempre é contínuo, principalmente nas pontes em estudo, que fazem parte de rodovias secundária, e que para o cálculo do espectro de potência final é computada a média de todos os segmentos, a presença dessas frequências baixas pode ocorrer como representação de ruído e não do comportamento propriamente da estrutura.

Com o intuito de contornar esse fenômeno aplica-se uma filtragem passa-alto para remover essas componentes de baixa frequência. Portanto o filtro que melhor se aplica aos sinais de interesse neste trabalho, é o filtro do tipo passa-banda, com uma frequência de corte inferior em 1 Hz e frequência de corte superior, em 40 Hz congruente com a frequência máxima para que não ocorra “aliasing” no sinal.



(a) Sem passagem de veículo



(b) Com passagem de veículo

Figura 21 - PSD de um segmento

Fonte: Autoria própria

É necessário definir também qual o design do filtro IIR, sendo o que melhor se aplica é a tipologia Butterworth, que possui uma resposta em frequência suave, monotônica e decrescente. Conforme ilustrado na figura 22 quando aplicado um filtro Butterworth ao sinal vermelho, este passa a ter um comportamento mais centrado na amplitude zero, sinal em preto. Para aplicação do filtro a ordem do filtro deve ser estabelecida. A ordem representa o quão íngreme será a transição entre a banda de

passagem e banda de corte. Na figura 23 pode-se observar que quanto maior a ordem mais inclinada é a linha na banda de transição.

No presente trabalho os dados foram filtrados com filtro IIR, passa-banda (1 – 40 Hz) com design Butterworth e ordem 8.

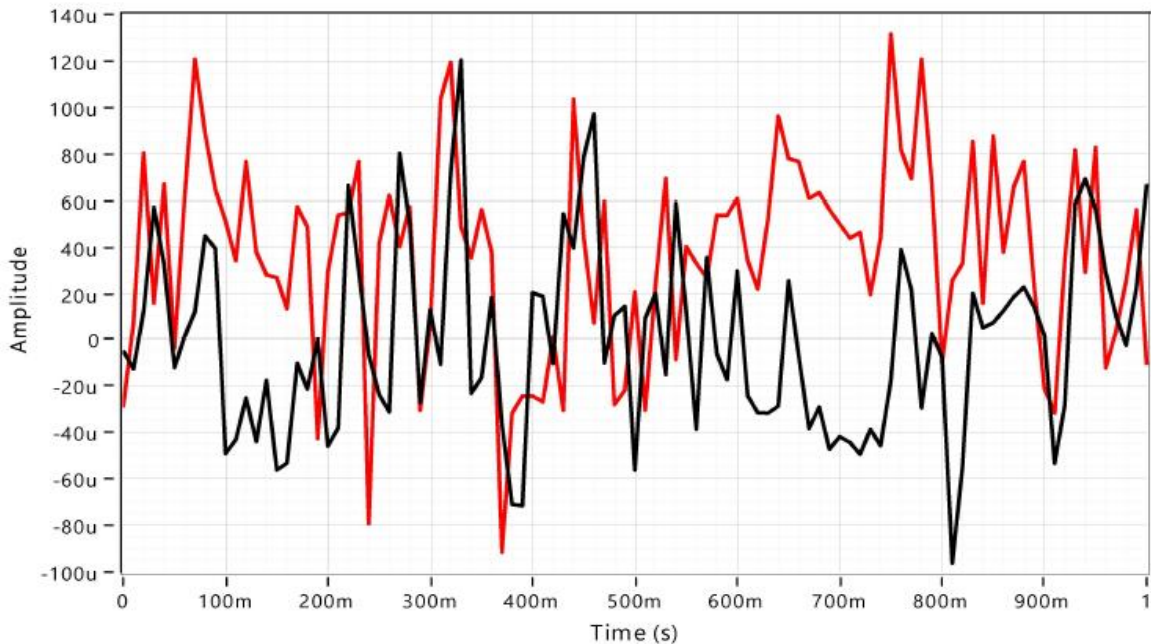


Figura 22 - Aplicação de filtro IIR, tipologia Butterworth de ordem 8.
Fonte: Autoria própria

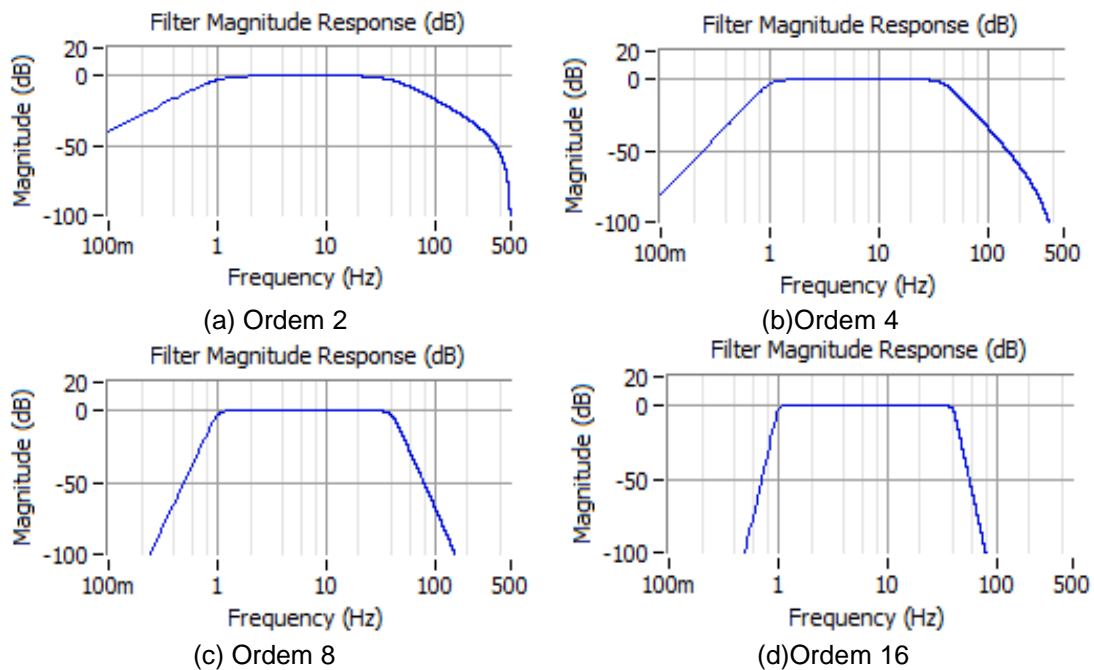


Figura 23 - Representação da banda de transição
Fonte: (NATIONAL INSTRUMENTS, 2018)

A última etapa antes aplicação da transformada de Fourier é a aplicação de janelas de dados aos sinais, com o intuito de reduzir os efeitos de escorregamento ou erros de dispersão (leakage error).

O erro de dispersão ocorre quando um sinal amostrado é truncado no meio de um período, o ideal seria que o sinal fosse cortado num múltiplo inteiro desse período, porém, para sinais complexos não se consegue definir exatamente qual o tempo de medição que será múltiplo do período do sinal (INMAN , 2001) (RAMOS, 2007). Esse erro implica numa dispersão da frequência em diversas frequências fictícias em torno da mesma, como podemos observar na figura 24 (b) onde o sinal apresenta diversas frequências fictícias próximas a frequência correta.

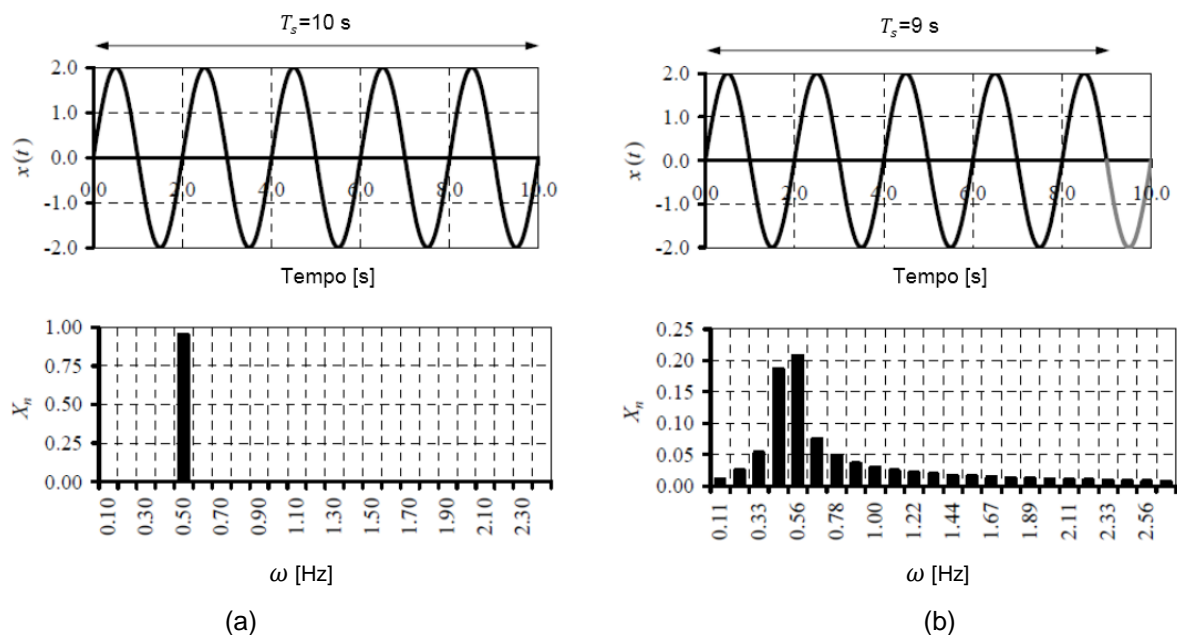


Figura 24 - Erro de dispersão (a) sinal e o espectro correspondente quando o tempo de medição é um múltiplo inteiro do período do sinal; e (b) sinal e o espectro correspondente quando o tempo de medição T_s não é um múltiplo inteiro do período de sinal, produzindo erro de dispersão

Fonte: Adaptado de (RAMOS, 2007)

Uma das maneiras de minimizar os efeitos desse erro, é a aplicação de uma função janela ao sinal. Segundo (RAMOS, 2007) basicamente o sinal $x(t)$ é multiplicado por uma função de tempo $w(t)$, assim as séries temporais são reescaladas. Existem diversas funções de tempo que podem ser aplicadas (MCCONNELL, 1995) apresenta algumas principais, porém no âmbito deste trabalho abordaremos apenas a função do tipo Hanning, pois é a que mais se adequa a sinais aleatórios (BROWN, EWINS e ALLEMANG, 1999). Além disso (WELCH, 1967) propõe a possibilidade de utilização de dois tipos janelas, sendo a primeira delas com forma similar a janela Hanning (ou a janela arco cosseno espectral) e a segunda opção

possui a forma da janela espectral de Parzen. Assim a janela do tipo Hanning, atende as demandas de (WELCH, 1967) e (BROWN, EWINS e ALLEMANG, 1999).

Na figura 25 podemos observar a aplicação da janela Hanning ao sinal anteriormente exemplificado na figura 24 (b), comparando o espectro final da figura 24 (b) com o espectro da figura 25 (d), percebemos a suavização e minimização da dispersão das frequências em torno da frequência correta.

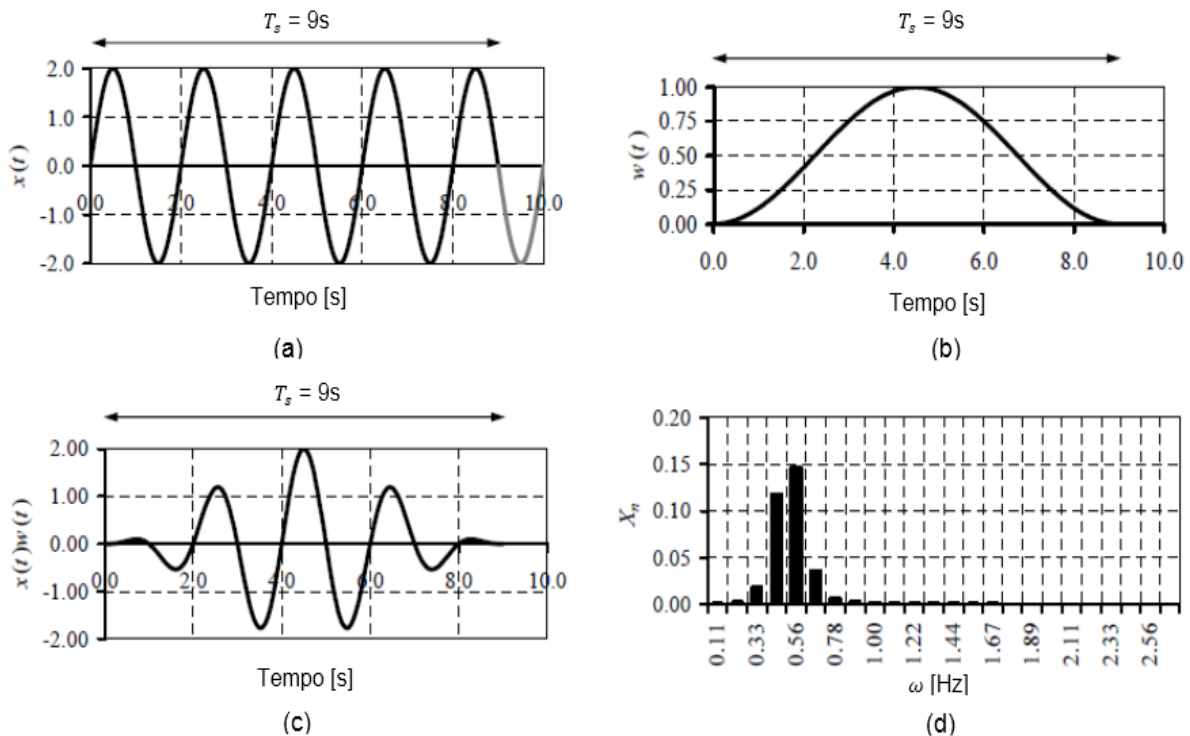


Figura 25 - Exemplo de aplicação de janela Hanning: (a) sinal medido quando o tempo de amostragem não é um múltiplo inteiro do período do sinal; (b) janela de Hanning; (c) o sinal de janela; e (d) o espectro final do sinal da janela

Fonte: Adaptado de (RAMOS, 2007)

Na figura 26 observamos a aplicação da janela Hanning num segmento de um sinal adquirido na ponte nova de Gimonde, onde é evidenciada a suavização do sinal nos limites do segmento.

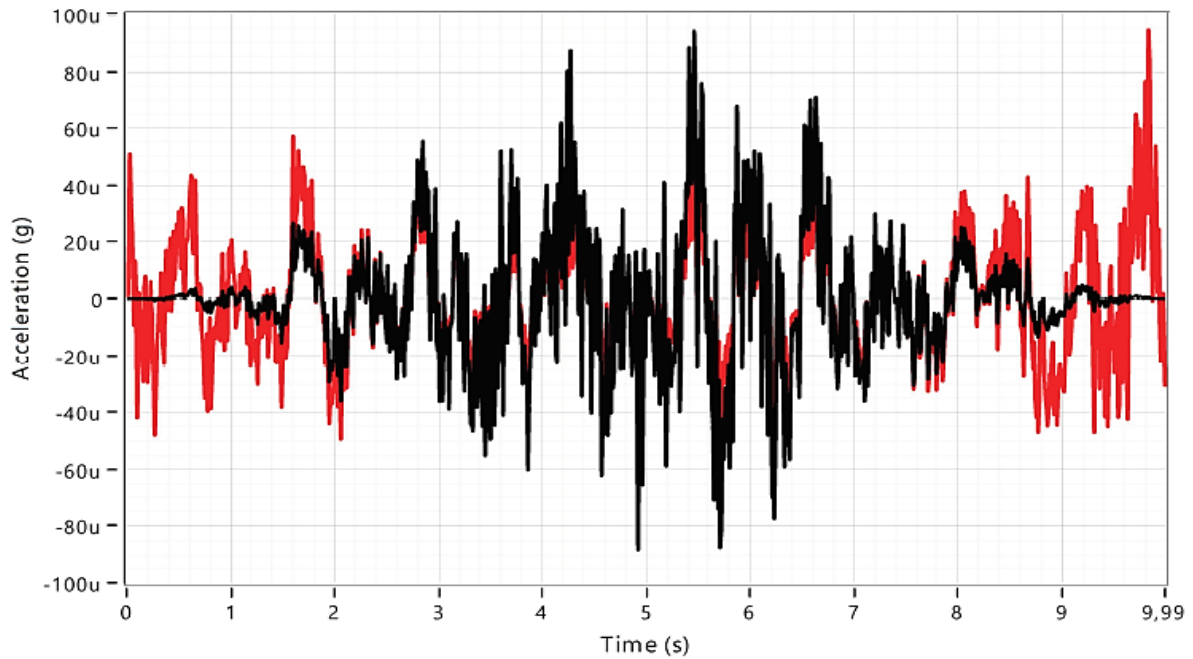


Figura 26 - Aplicação de janela Hanning. Em vermelho o sinal sem aplicação da função janela e em preto com aplicação da função
Fonte: Autoria própria

O sinal agora está pronto para a aplicação da transformada rápida de Fourier (FTT) e obtenção dos espectros de potência (PSDs), por meio do software SignalExpress, utilizando o modo de média chamado peak hold. Neste modo a média é computada em cada linha de frequência individualmente, mantendo os níveis de picos de uma FFT para a próxima (NATIONAL INSTRUMENTS, 2018).

Na figura 27 apresentam-se os espectros de potência para um conjunto de segmentos. Observa-se claramente que a passagem de veículos inicia no segmento 48, sendo que até este não houve excitação suficiente na estrutura. A partir do segmento 48, consegue-se visualizar alguns picos de frequência que são mantidos e/ou ampliados conforme ocorre a passagem de veículos diversos, excitando também outras frequências. Ao final do processamento é apresentado um espectro de potência conforme a figura 28 que representa o espectro do conjunto de segmentos, com informações da média de todos os espectros. Assim finaliza a aplicação do método de Welch.

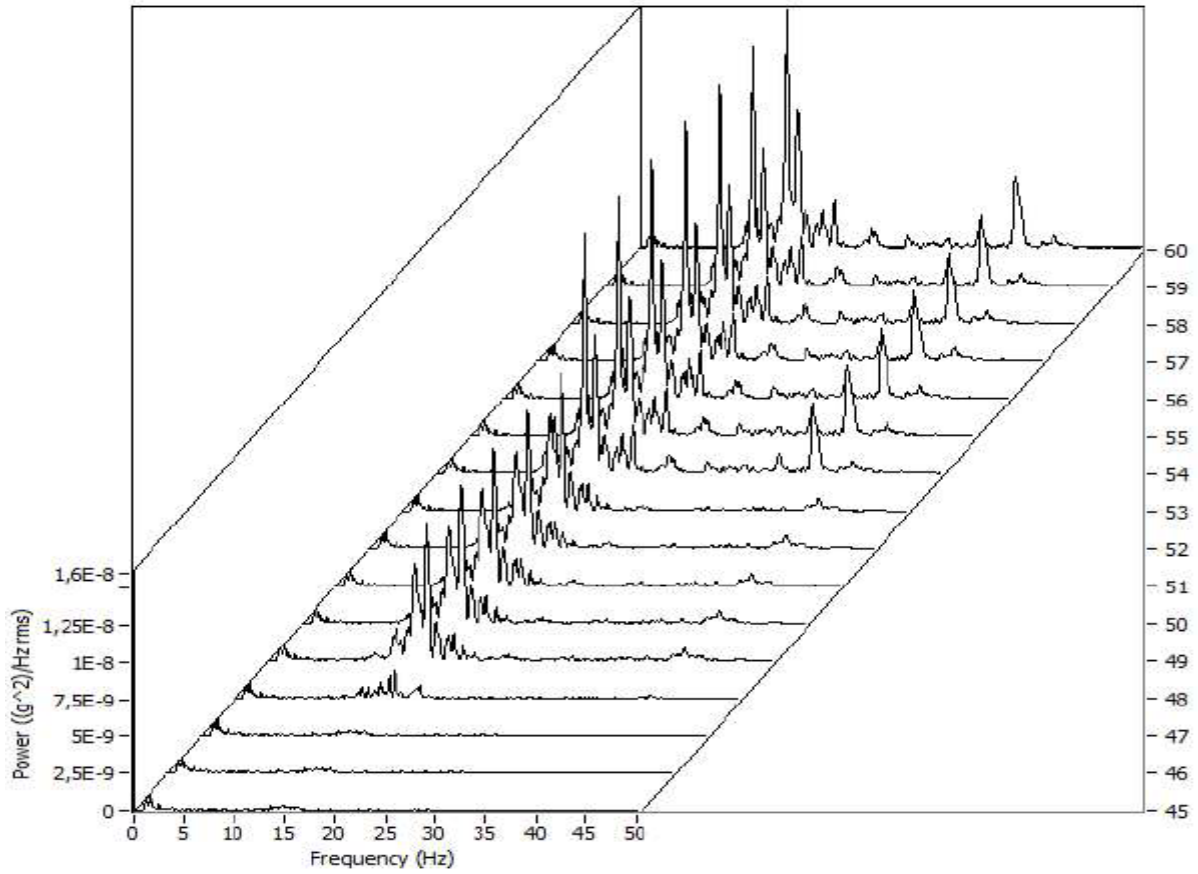


Figura 27 - Representação parcial dos espectros de potência dos segmentos de sinal adquirido na ponte nova de Gimonde
 Fonte: Autoria própria

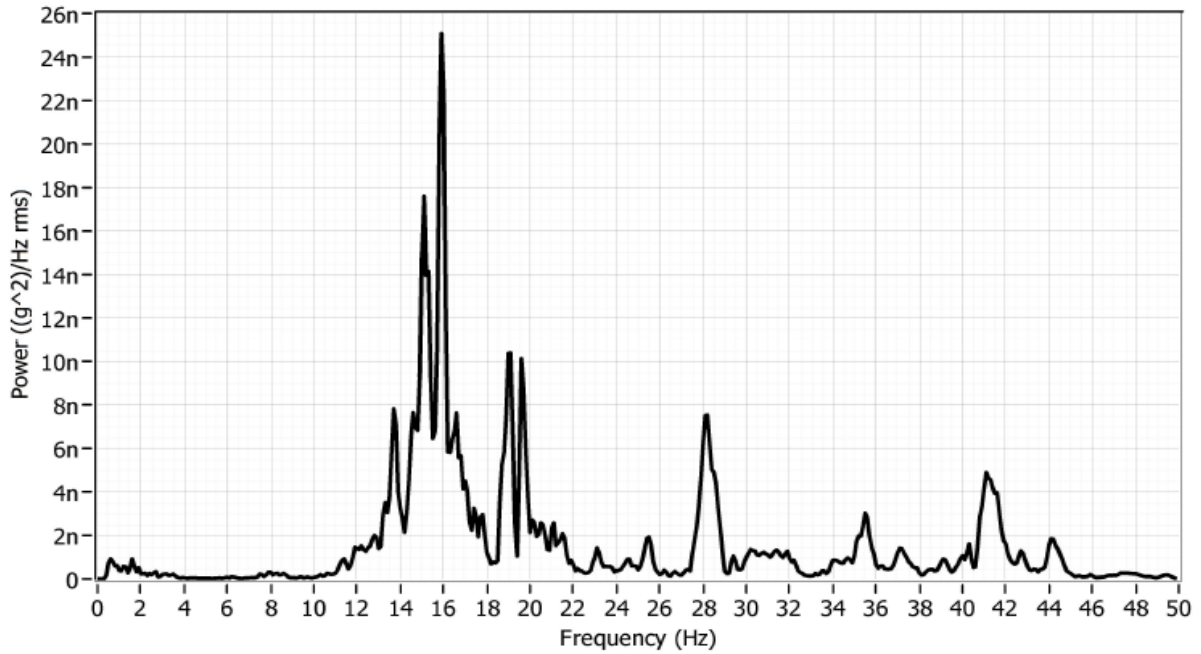


Figura 28 - Densidade espectral de Potência final (método de Welch)
 Fonte: Autoria própria

Os dados obtidos através do software SignalExpress foram transportados para o software Microsoft Excel para melhor análise dos mesmos, sendo realizada a média entre os espectros obtidos de cada lado da estrutura (Ensaio 1 e 2), conforme representado na figura 29 para posterior seleção das frequências próprias verticais.

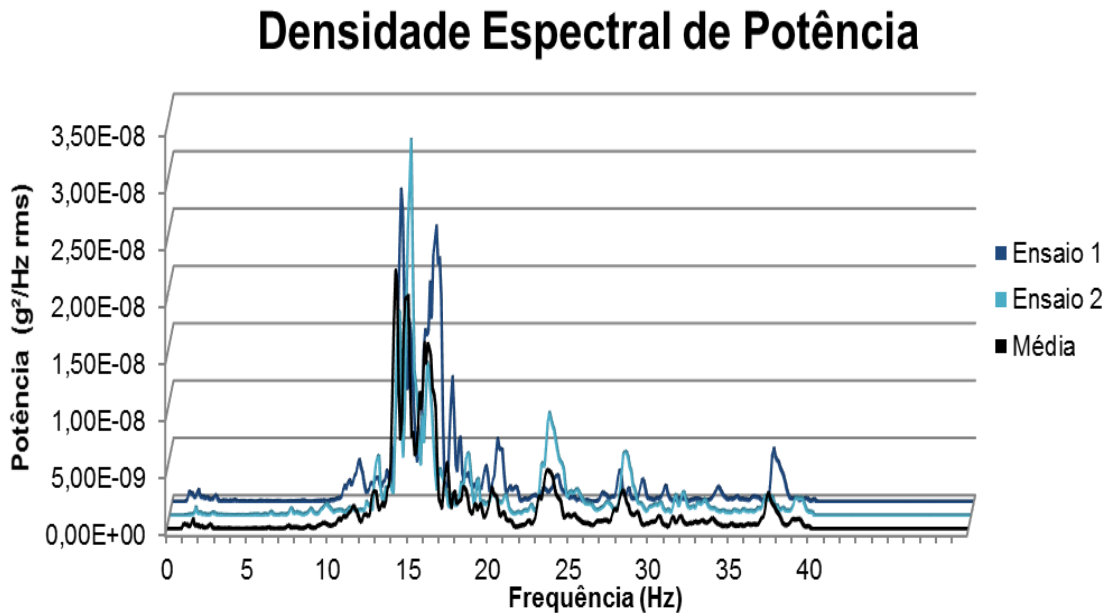


Figura 29 - PSD ponte nova de Gimonde
Fonte: Autoria própria

O procedimento acima descrito foi implementado em todos os ensaios realizados em cada ponte, e os respectivos espectros de potência obtidos são apresentados nas folhas do anexo II, juntamente com algumas características gerais das estruturas que são importantes para as análises posteriores, conforme observa-se na Figura 30 os resultados relativos a ponte nova de Gimonde.

Utilizou-se o mesmo procedimento acima descrito para os ensaios realizados com acelerômetro triaxial, sendo os resultados apresentados no anexo III.

CARACTERÍSTICAS GERAIS

| | |
|---|---|
| Nome da ponte: Ponte nova de Gimonde sobre o rio Sabor | Ponte nº: 26 |
| Localização: EN 218, km 006+971 | Nº EP: 4395 |
| Ano Construção: 1888 | Época de construção: Contemporânea |
| Ano Alteração: -- | |

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|-------------------------------|------|---|-----------------|
| Número de arcos: | 7 | Alvenaria: | Simples |
| Vão Livre (s): | 7,00 | Tipo de arco: | Segmentado |
| Altura do arco (r): | 2,00 | Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Espessura do arco (t): | 0,55 | Classe de profundidade relativa: | Semi-abatido |
| Enchimento (h): | 0,60 | Tipo de espessura: | Irregular |
| Enchimento total (h¹): | 0,75 | Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|-------------------------|
| Data de ensaio | 14/06/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Média | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 11,6 | 9,24% | 2,09E-09 |
| 2 | 12,8 | 14,61% | 3,31E-09 |
| 3 | 14,2 | 100,00% | 2,26E-08 |
| 4 | 15,0 | 90,25% | 2,04E-08 |
| 5 | 16,0 | 72,16% | 1,63E-08 |
| 6 | 17,4 | 25,86% | 5,86E-09 |
| 7 | 18,4 | 16,49% | 3,73E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 14,2 | 100,00% | 2,26E-08 |

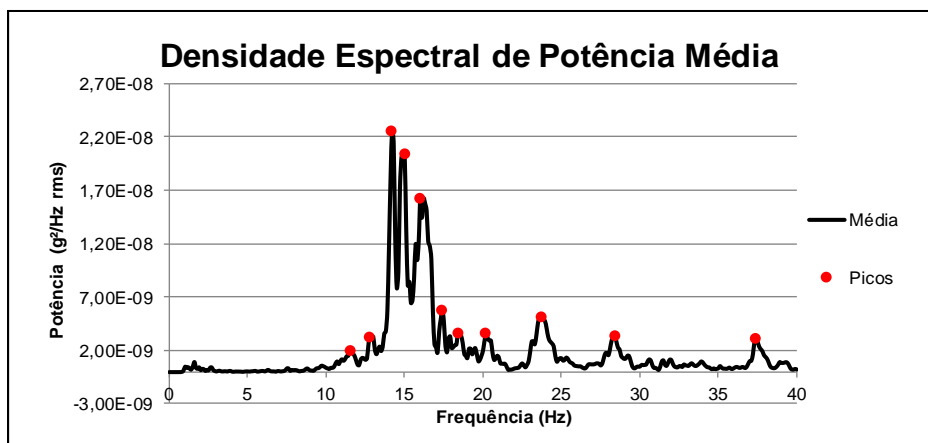
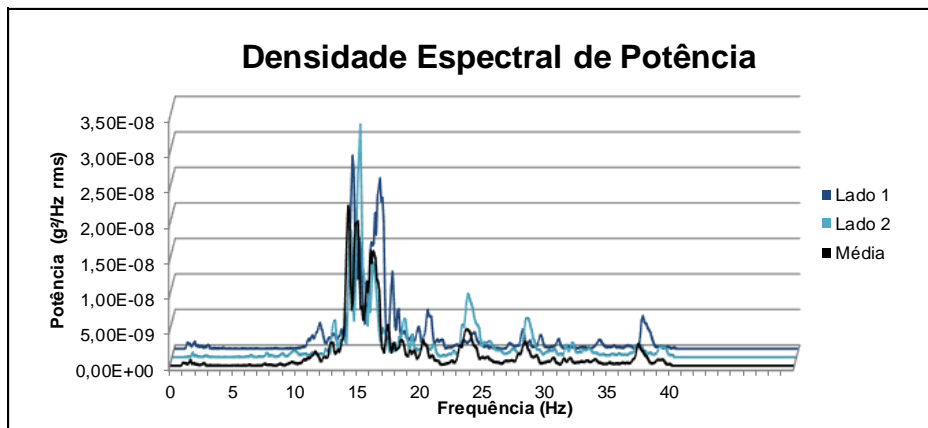


Figura 30 - Folha de resultado de ensaio de vibração ambiental na direção vertical para ponte Nova de Gimonde
Fonte: Autoria própria

6. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados da primeira frequência vertical de cada uma das 33 pontes ensaiadas estão compilados na tabela 3. Um quadro mais completo com as principais características das pontes, é apresentado no anexo I.

| Ponte n^{o5} | Tipo/Local | Frequência vertical (Hz) |
|-----------------------------|--|---------------------------------|
| 1 | Ponte sobre o Rio Rabaçal | 12,4 |
| 2 | Ponte na estrada de Vinhais | 16,2 |
| 3 | Ponte sobre o Rio Tuela | 16,4 |
| 4 | Ponte sobre Rio Baceiro em Vinhais | 13,8 |
| 5 | Ponte Ribeira da Granja | 25,5 |
| 7 | Ponte da Feteira | 19,3 |
| 15 | Ponte sobre o Ribeiro de Bem Saúde | 12,2 |
| 16 | Ponte do Cavaco | 17,4 |
| 17 | Ponte da Freixeda | 16,6 |
| 18 | Ponte de Lassa | 13,4 |
| 19 | Ponte da Cal sobre a Ribeira da Cal | 18,4 |
| 20 | Passagem hidráulica Ribeira da Veiga | 19,8 |
| 21 | Ponte sobre Rio Sabor em França | 15,4 |
| 22 | Ponte Ribeira do Portelo | 20,2 |
| 23 | Ponte Internacional de Quintanilha | 7,1 |
| 26 | Ponte de Gimonde sobre o rio Sabor | 11,6 |
| 27 | Ponte de Santa Maria sobre o Rio Sabor | 8,1 |
| 28 | Ponte sobre o Rio Fresno | 18,2 |
| 37 | Ponte do Mosteiro | 11,7 |
| 39 | Ponte do Franco | 11,5 |
| 40 | Ponte | 15,9 |
| 43 | Ponte do Parâmio sobre o Rio Baceiro | 19,6 |
| 48 | Ponte sobre o Rio Penacal | 14,9 |
| 49 | Ponte de Gralhós | 15,5 |
| 55 | Ponte em Frechas | 11,0 |

⁵ Numeração das pontes em correspondência com a numeração utilizada por (JESUS, 2013).

| | | |
|----|--|------|
| 57 | Ponte em Vieiro, concelho de Vila Flor | 21,1 |
| 59 | Ponte da Pedra sobre o Rio Tuela | 11,3 |
| 60 | Ponte | 9,4 |
| 61 | Ponte da Formigosa | 6,2 |
| 68 | Passagem hidráulica | 13,7 |
| 69 | Ponte sobre o rio Maçãs | 16,7 |
| 70 | Ponte velha de Gimonde | 11,7 |
| 71 | Ponte da Ranca em Nunes | 17,2 |

Tabela 3 - Pontes ensaiadas e frequência identificada na direção vertical
Fonte: Autoria própria

Verifica-se na tabela 3 que as frequências identificadas para a direção vertical das pontes variam de 6,2 à 25,5 Hz. Porém, é entre a faixa de frequências de 10 à 15 Hz que é preciso se ter atenção, pois de acordo com ((SAYERS et.al ,1996) apud (CALÇADA, 2001)) essa é a gama de frequências naturais dos veículos relacionada a frequência de vibração dos eixos dos veículos, e a tendência é que o ocorra uma amplificação dos efeitos dinâmicos (ressonância) quando há uma aproximação entre as frequências naturais das pontes e dos veículos (CALÇADA, 2001).

Assim, para as pontes com frequências na banda de 10 à 15 Hz, cerca de 36% das pontes de acordo com o gráfico da figura 31, justificar-se-ia um estudo complementar para determinação dos comprimentos de onda das irregularidades do pavimento do tabuleiro, semelhante ao realizado por (COSTA, 2009).

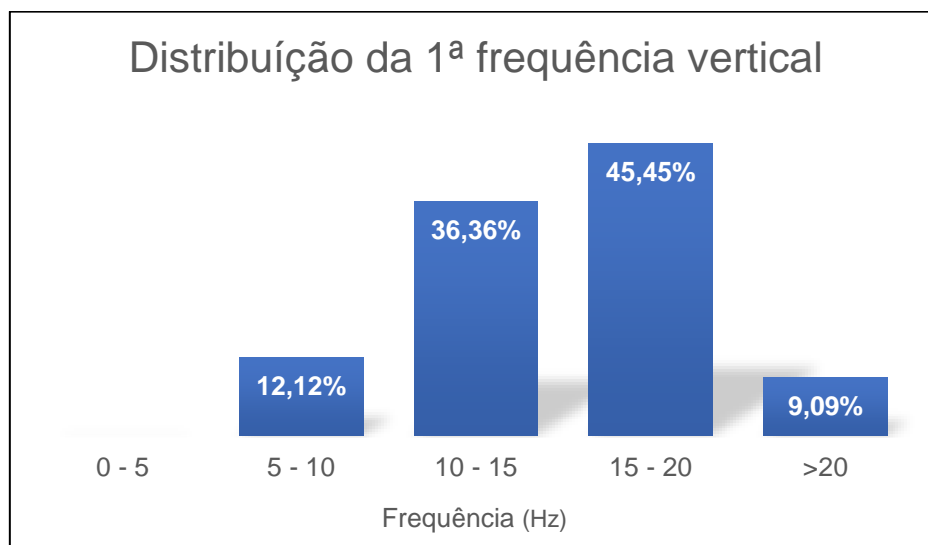


Figura 31 - Distribuição dos valores de frequência do primeiro modo vertical em categorias
Fonte: Autoria própria

Nos espectros de densidade espectral de potência, apresentados no anexo II, é possível observar as frequências com maior conteúdo de energia, ou seja, a ação do tráfego sobre a estrutura excita mais essas frequências que outras. Assim, para o caso de necessidade de intervenção na estrutura com efeito de diminuição dos níveis de vibração, seria necessário atuar na gama de frequências próxima do maior pico de potência.

6.1. Frequências próprias na direção vertical

Perante a grande dispersão dos resultados expostos na tabela 3, justifica-se o estudo de possíveis correlações entre a frequência e as características geométricas das pontes, nomeadamente por tipologias.

Análises estatísticas foram realizadas na averiguação da existência de correlação entre as características geométricas das estruturas ensaiadas e a frequência vertical do primeiro modo, tendo em vista obter relações matemáticas que permitam estimar a primeira frequência vertical das pontes em arco de alvenaria a partir de suas características geométricas. Os softwares SPSS® (IBM, 2018) e Microsoft Excel foram utilizados com o propósito de encontrar essas correlações.

Para efeito desta análise foram eliminados os dados relativos as pontes 5, 20 e 57, por apresentarem espectros de potência irregulares, presumivelmente decorrentes da dificuldade de excitação adequada da estrutura pelo baixo volume de tráfego corrente e/ou da presença de frequências muito próximas (modos acoplados), em que a identificação de frequências próprias pelo método “peak-picking” não é eficaz.

Mensurar a correlação entre variáveis visa definir qual o grau de relacionamento entre elas, sendo esse grau expresso pelo coeficiente de correlação (R^2). Na figura 32, são apresentados gráficos de dispersão entre a variável dependente (frequência própria do 1º modo de vibração vertical), e as variáveis independentes, as características geométricas (ver figura 33), juntamente com possíveis linhas de tendência. Examinando o coeficiente de correlação (R^2) para as linhas de tendência apresentadas, verifica-se o quão ajustado o modelo matemático está aos dados observados. Assim, o valor de R^2 exprime a quantia de dados da variável dependente que é explicada pelas variáveis independentes do modelo.

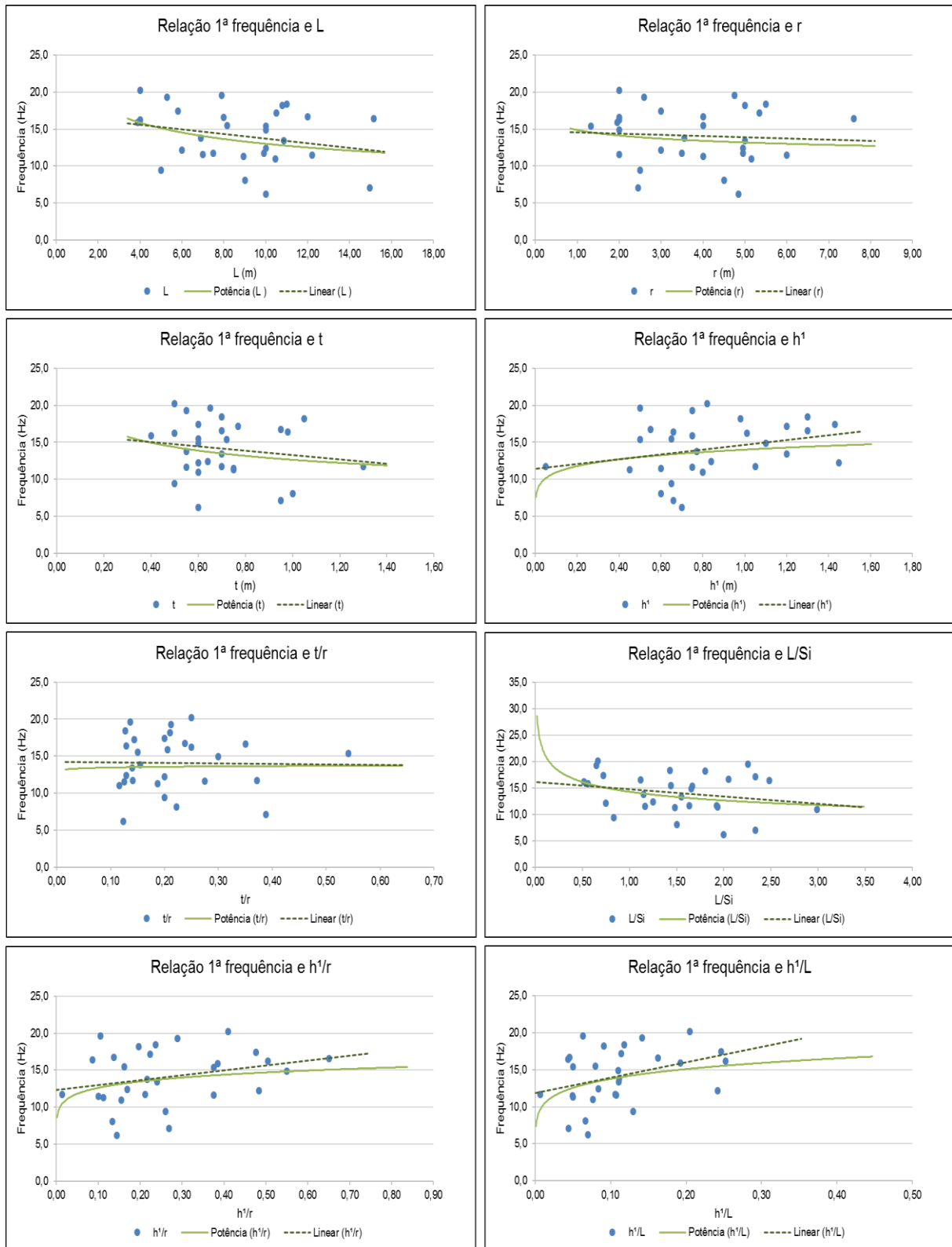


Figura 32 - Relação entre a 1ª frequência vertical e características geométricas das pontes consideradas nas análises.
 Fonte: Autoria própria

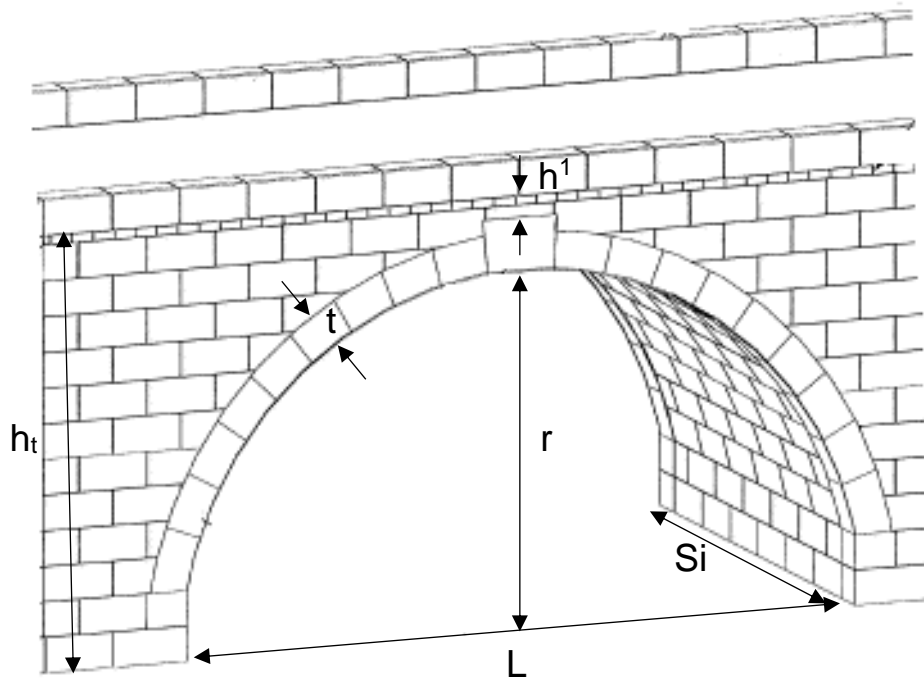


Figura 33 - Esquema de ponte e arco de alvenaria e seus parâmetros geométricos
Fonte: Autoria própria

(OLIVEIRA, 2004) Propõe que a função de correlação mais frequente proposta na literatura é a relação entre a frequência do modo fundamental vertical com o vão (L) da ponte, no seu trabalho uma lei de potência. Contudo, as pontes em arco de alvenaria de acordo com os resultados obtidos por via experimental, ver figura 32, apresentam uma grande dispersão, sendo que a lei de potência do vão (L) apresenta um coeficiente de correlação R^2 de apenas 0,0716, valor este extremamente baixo (ver tabela 4).

Na tabela 4, o valor máximo de R^2 observado é 0,1285 na relação entre a frequência e h^1/L , ou seja, os valores de h^1/L explicam apenas 12,85% dos valores observados para a frequência. Esse valor é muito fraco para um modelo matemático. Contudo, pode-se observar nos gráficos que apesar dos modelos matemáticos de potência ou linear, não explicarem bem os resultados, os dados existentes indicam uma certa tendência que deve ser analisada para uma amostra mais extensa de resultados

| Variável (x) | Potência $y=a.x^b$ | | | Linear $y=c.x+d$ | | |
|--------------------|--------------------|---------|----------------|------------------|--------|----------------|
| | a | b | R ² | c | d | R ² |
| L (m) | 21,416 | -0,2170 | 0,0716 | -0,3149 | 16,885 | 0,0620 |
| r (m) | 14,868 | -0,0750 | 0,0118 | -0,1571 | 14,707 | 0,0041 |
| t (m) | 12,634 | -0,1830 | 0,0257 | -2,9437 | 16,191 | 0,0245 |
| h ¹ (m) | 14,006 | 0,1074 | 0,0782 | 3,2501 | 11,416 | 0,0782 |
| t/r | 13,789 | 0,0105 | 0,0002 | -0,7107 | 14,266 | 0,0003 |
| L/Si | 14,321 | -0,1760 | 0,0784 | -1,3945 | 16,222 | 0,0563 |
| h ¹ /r | 15,693 | 0,0948 | 0,0569 | 6,5843 | 12,371 | 0,0764 |
| h ¹ /L | 18,662 | 0,1323 | 0,1022 | 20,716 | 11,849 | 0,1285 |

Tabela 4 - Análise da correlação entre frequência vertical das pontes e parâmetros geométricos da ponte, onde f_i = frequência (Hz)
Fonte: Autoria própria

Definiu-se então o coeficiente de correlação de Spearman (ρ) entre a variável dependente (f_i) e as variáveis independentes (x), cujos valores são apresentados tabela 5. Este teste de correlação associa apenas 2 variáveis, sendo o mais indicado para casos onde não se garante que exista uma relação linear entre as variáveis ou que a distribuição siga a lei normal (AFONSO e NUNES, 2011), como é o caso. Coeficientes com valores próximos a zero indicam que não há correlação entre as variáveis, quanto mais próximo de 1 maior é a correlação. É apresentada também a significância (sig.) do teste do ponto de vista estatístico, para um intervalo de confiança de 95% então a significância deve ser inferior a 0,05 (5%).

Podemos observar que os parâmetros geométricos que apresentam maior correlação e significância com a frequência vertical são o número de vãos, a relação h^1/t e h^1/L . Porém a correlação é de moderada a baixa.

Como já foi verificado nos gráficos da figura 32, somente com uma variável não é possível obter um bom modelo de previsão matemático para todos os resultados. Assim, segundo (HERRERA, 2014) melhor técnica de análise da correlação de uma variável dependente com outras variáveis independentes, é a regressão linear múltipla.

| Correlações ρ Spearman com a Frequência (Hz) | | |
|---|--------------------------|-------------|
| | ρ | Sig. |
| Nº de Vãos | -0,487** | 0,006 |
| L (m) | -0,138 | 0,467 |
| r (m) | -0,040 | 0,834 |
| t (m) | -0,089 | 0,638 |
| h¹ (m) | 0,298 | 0,110 |
| r/L | 0,283 | 0,129 |
| t/L | 0,294 | 0,114 |
| t/r | 0,071 | 0,708 |
| h¹/r | 0,261 | 0,163 |
| h¹/t | 0,308 | 0,097 |
| h¹/L | 0,376* | 0,041 |
| *. A correlação é significativa no nível 0,05 | | |
| **. A correlação é significativa no nível 0,01 | | |

Tabela 5 - Coeficientes de Spearman considerando as 30 amostras
Fonte: Autoria própria

Essa técnica relaciona n observações da variável dependente com k valores de variáveis independentes, apresentadas na forma da equação (6.39), onde Y é o vetor coluna da variável dependente, X é a matriz das variáveis independentes, β é o vetor dos coeficientes da equação e ε é o erro residual.

$$Y = X\beta + \varepsilon \quad (6.39)$$

Nesse caso o valor do coeficiente de correlação R^2 tende a aumentar congruente com a inserção de variáveis, mesmo que essas não tenham significativa influência sobre a variável dependente. De forma a evitar a incorporação de variáveis não significantes para o modelo é determinado o coeficiente de correlação ajustado (R^2 - ajustado), que considera o número de variáveis incluídas no modelo, facilitando assim a análise e comparação dos modelos matemáticos.

A regressão linear múltipla como o próprio nome diz, analisa a possibilidade da relação linear entre as variáveis. Todavia a literatura internacional utiliza comumente a tendência de potência para previsão de valores de frequência, ou seja, os dados possuem uma tendência não linear, não sendo possível a aplicação direta da regressão linear múltipla. Existem algumas funções que podem ser linearizadas, como é o caso da equação de potência, permitindo assim o uso da regressão linear múltipla numa escala logarítmica.

A função de potência é dada pela equação (616.40) e linearizada de acordo com a equação (616.41).

$$y = a * x^b \quad (616.40)$$

$$\ln y = \ln a + b * \ln x \quad (616.41)$$

Quando computada regressão linear múltipla da 1ª frequência vertical com as variáveis independentes h^1/L e o número de vãos, obtém-se os coeficientes apresentados na tabela 6, com um valor de correlação $R^2 = 0,292$, valor este considerado baixo pois apenas 29,2% dos dados podem ser explicados pela regressão. Não sendo um resultado muito expressivo, pois como foi realizada a linearização da equação o erro também está linearizado, assim erro é bem mais significativo, ou seja, o modelo não é um bom estimador. Além disso, apesar do número de vãos apresentar um coeficiente de correlação moderado com a frequência vertical, este não é adequado para um modelo matemático.

| | | | Coeficientes | | |
|----------------|---------------------------|--------|--------------|-------------------|------------|
| R ² | R ² - ajustado | Erro | A | h ¹ /L | nº de vãos |
| 0,292 | 0,193 | 0,2187 | 2,9183 | 0,066 | -0,466 |

Tabela 6 - Resultados do modelo de regressão linear múltipla para estimar a 1ª frequência vertical
Fonte: Autoria própria

Assim, verifica-se que as relações entre a frequência vertical das pontes em arco de alvenaria possuem baixa correlação com as suas características geométricas. Apesar de todas as estruturas estudadas serem pontes em arco de alvenaria, as suas características geométricas são distintas, o que face aos resultados da convolução obtidos pode justificar a classificação, análise de correlações e regressão por tipologia geométrica.

A primeira categorização consiste na presença ou não de alargamento do tabuleiro. Das 30 pontes, utilizadas nas correlações, 50% apresentam extensão do tabuleiro. A expansão lateral da estrutura em todos os casos consiste na construção de um novo tabuleiro, usualmente em concreto armado, sobre a estrutura de arco já existente que passa por um processo de reforço estrutural (TILLY, 2002) e (COSTA, 2009).

Essas intervenções aumentam o peso da estrutura e podem afetar a sua rigidez, alterando assim as frequências próprias da ponte, outro fator importante, é que os ensaios foram realizados nas extremidades laterais da faixa de rodagem, isto

é, para os casos acima sobre a laje de concreto, assim as frequências identificadas não são exclusivamente da base em alvenaria, podendo haver frequências da estrutura em concreto em interação com a alvenaria.

A segunda categorização é relativa a classe de profundidade relativa do arco, sendo classificados em abatidos, semi-abatidos e profundos, de acordo com a relação entre a profundidade do arco (r) e o vão (L). O arco é o elemento estrutural principal das pontes de alvenaria e o seu formato influencia o comportamento estático e dinâmico.

Assim para o estudo da correlação e aplicação da regressão linear múltipla no software SPSS®, é necessário que haja uma quantidade representativa da amostra. Inicialmente foram utilizadas 2 subamostras, sendo uma constituída pelas pontes com tabuleiro alargado e a outra composta pelas estruturas com tabuleiro original ambas com 15 pontes, correspondente a 50% da amostra inicial.

Na tabela 7 constam os coeficientes de correlação de Spearman e a significância dos testes para a relação com a frequência. Para as pontes alargadas há uma correlação baixa a moderada entre a frequência do 1º modo vertical e os parâmetros geométricos. Contudo para as estruturas com tabuleiro original não é ressaltada nenhuma correlação significativa.

| Correlações ρ Spearman com a Frequência (Hz) | | | | |
|---|-----------------------------------|------------------------------|-----------------------------------|------------------------------|
| | Alargada 15 Amostras | | Simplex 15 Amostras | |
| | ρ Spearman | Sig. (2 extremidades) | ρ Spearman | Sig. (2 extremidades) |
| L (m) | -0,192 | 0,512 | -0,052 | 0,854 |
| r (m) | -0,207 | 0,477 | 0,097 | 0,731 |
| t (m) | -0,203 | 0,487 | -0,052 | 0,854 |
| h¹ (m) | 0,235 | 0,418 | 0,070 | 0,805 |
| r/L | 0,127 | 0,665 | 0,332 | 0,227 |
| t/L | 0,416 | 0,139 | 0,118 | 0,676 |
| t/r | 0,407 | 0,148 | -0,164 | 0,558 |
| h¹/r | 0,433 | 0,122 | 0,007 | 0,980 |
| h¹/t | 0,262 | 0,366 | 0,143 | 0,612 |
| h¹/L | 0,490 | 0,075 | 0,179 | 0,524 |
| * . A correlação é significativa no nível 0,05 | | | | |
| ** . A correlação é significativa no nível 0,01 | | | | |

Tabela 7 - Correlações de Spearman para as subamostras
Fonte: Autoria própria

Desta forma, não é viável a aplicação da regressão linear múltipla as 2 tipologias. Percebemos que para obter resultados expressivos a utilização de regressão linear múltipla, seria ideal que houvesse um maior número de registros dentro de cada tipologia. Assim, as análises seguintes foram realizadas somente com uma variável, no software Excel.

Realizou-se, a categorização das pontes função do vão livre do arco, assim classificam-se as pontes como de pequeno vão quando $L \leq 7,5$ m, de médio vão quando $7,5 \leq L \leq 15,0$ m e de grande vão quando L é superior a 15 m. Conforme proposto no trabalho de (OLIVEIRA, LOURENÇO e LEMOS, 2010) e de (JESUS, 2013).

6.1.1. Pontes alargadas de arco profundo e vão pequeno

As pontes enquadradas nesta tipologia representam 20% das pontes consideradas para realização das correlações.

Na figura 34 são apresentados os gráficos de dispersão dos resultados para essa tipologia de pontes de alvenaria, os valores dos coeficientes para as linhas de tendência são apresentados na tabela 8. Percebendo os dados fornecidos, verifica-se a tendência da frequência diminuir com o aumento do vão livre (L) e com o aumento de altura do arco (r), contudo identifica-se também a diminuição da frequência com o aumento da espessura do arco (t) a priori imaginava-se que o aumento da espessura (t) aumentaria a frequência, porém o comportamento das estruturas em arco de alvenaria é complexo e podem existir outros fatores que influenciem mais o comportamento dinâmico nas pontes de vão profundo e pequeno.

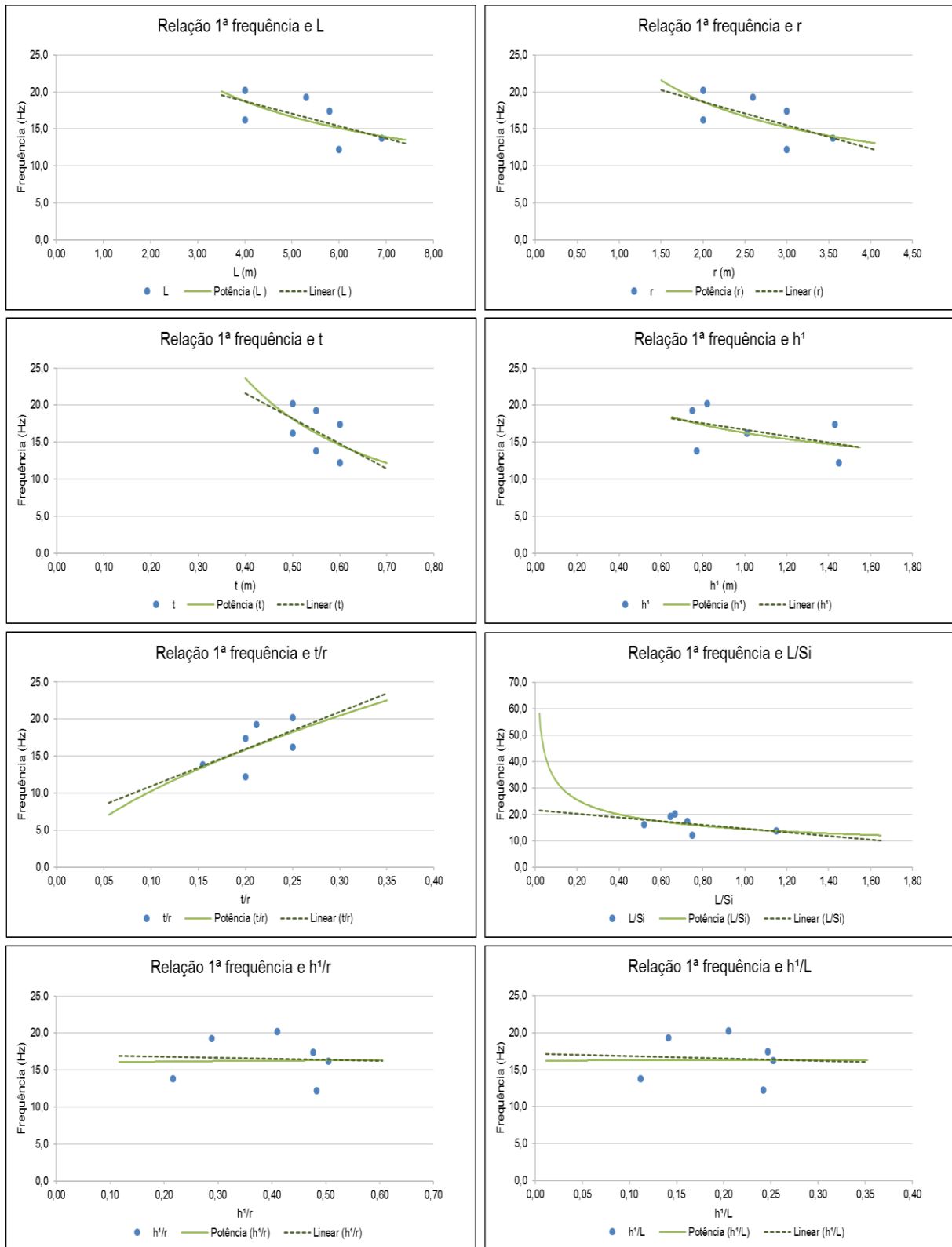


Figura 34 - Relações entre a 1ª frequência vertical e características geométricas das pontes com tabuleiro alargado, de arco profundo e vão pequeno.
 Fonte: Autoria própria

| Variável (x) | Potência $y=a.x^b$ | | | Linear $y=c.x+d$ | | |
|--------------------|--------------------|---------|----------------|------------------|---------|----------------|
| | a | b | R ² | c | d | R ² |
| L (m) | 39,105 | 0,5310 | 0,3699 | -1,694 | 25,5500 | 0,3971 |
| r (m) | 26,500 | -0,5050 | 0,3674 | -3,161 | 25,0230 | 0,3923 |
| t (m) | 7,981 | -1,1850 | 0,2453 | -34,000 | 35,2170 | 0,2398 |
| h ¹ (m) | 16,257 | -0,2890 | 0,2004 | -4,368 | 21,0520 | 0,2084 |
| t/r | 43,602 | 0,6289 | 0,3277 | 50,334 | 5,8901 | 0,3378 |
| L/Si | 14,483 | -0,3540 | 0,2266 | -7,057 | 21,7590 | 0,2388 |
| h ¹ /r | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| h ¹ /L | -- | -- | -- | -- | -- | -- |

Tabela 8 - Parâmetros das leis de potência e linear para modo vertical para pontes de alvenaria com tabuleiro alargado, de arco profundo e vão pequeno, onde f_i = frequência (Hz)
Fonte: Autoria própria

Outro ponto considerado foi o aumento da frequência conforme aumentam a relação entre a t/r, entende-se como normal esse comportamento pois o aumento da relação t/r, tende a aumentar o peso da estrutura, tornando a mesma mais robusta. Para essas estruturas não há uma interferência significativa da espessura de enchimento no seu comportamento, porém o comportamento da frequência é influenciado pela relação entre a largura do vão (L) e a largura do tabuleiro inicial (Si), sendo que conforme aumenta a relação L/Si ocorre o decréscimo da frequência, isso ocorre pois quanto menor for a relação entre a largura do vão do arco com a largura do tabuleiro inicial, mais pesada e rígida a estrutura.

Existem é claro, outros fatores que influenciam a rigidez e o peso de uma ponte, por exemplo quando comparamos duas estruturas com características geométricas praticamente idênticas como as pontes 2 e 22, ocorrendo apenas uma diminuição dos valores de h¹ e da relação L/Si da ponte 2 para a 22., há uma diferença significativa na frequência vertical medida, sendo de $f=16,2$ Hz para ponte 2 e 20,2 Hz para a ponte 22. Em teoria analisando as suas características geométricas a ponte 2 deveria apresentar um valor de frequência superior ao da ponte 22 e não ao contrário. A explicação para essa diferença pode estar no comprimento dos muros de suporte que são maiores na ponte 22 e na presença de elementos acoplados na estrutura conforme verificamos destacado na figura 35 (b).



(a) Ponte 2

(b) Ponte 22

Figura 35 - Parte inferior do arco
Fonte: (JESUS, 2013)

6.1.2. Pontes alargadas de arco profundo e vão médio

As pontes enquadradas nesta tipologia representam 23,33%, das pontes consideradas para as análises. A observação das relações fornecidas na figura 36 para as pontes de arco profundo e vão médio causam certa estranheza pois, apesar de haver pouca dispersão nos resultados, há um incremento na frequência fundamental conforme ocorre o aumento do vão (L) e da profundidade do arco (r), isto é, como já fora referido anteriormente a tendência de acordo com a literatura ocorrer uma diminuição na frequência, com o aumento desses parâmetros. Consequentemente deve haver outros fatores geométricos ou não, que aumentam o peso e/ou a rigidez da estrutura de forma mais significativa que a largura e a profundidade do arco.

Diferentemente das pontes alargadas de arco profundo e vão pequeno, nas pontes de vão médio verifica-se a influência significativa da espessura de enchimento (h^1) no comportamento da frequência, de acordo com os coeficientes de correlação da tabela 9, a lei de potência para espessura de enchimento h^1 consegue explicar 68,09% dos valores de frequência. Ressalta-se que quanto maior for h^1 , maior será a quantidade de material de enchimento da estrutura, se esta for preenchida completamente, elevando assim a rigidez da estrutura e consecutivamente o aumento das frequências. Observa-se também que não há influência significativa da espessura do arco (t) e suas relações, no comportamento da frequência.

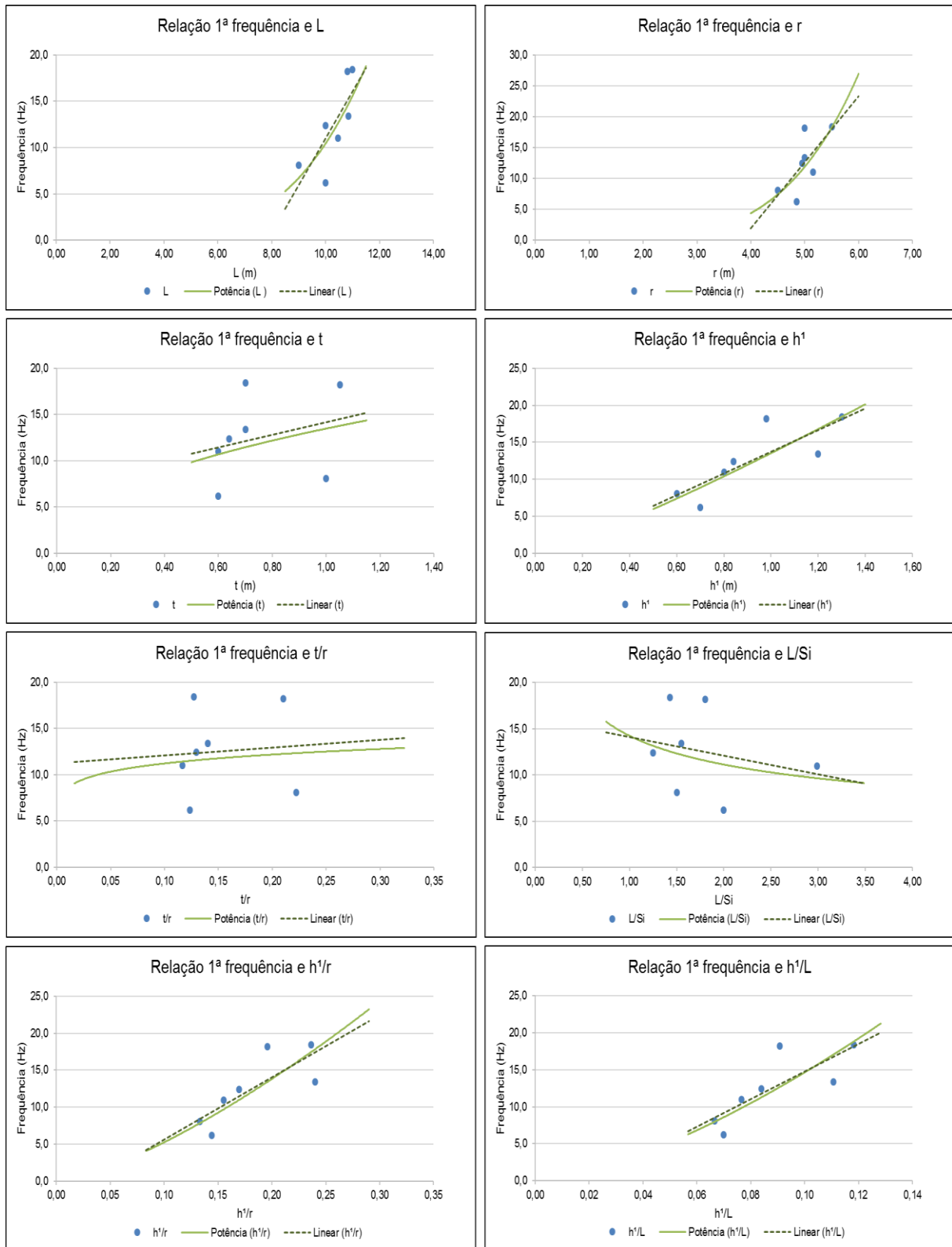


Figura 36 - Relações entre a 1ª frequência vertical e características geométricas das pontes de alvenaria com tabuleiro alargado, de arco profundo e vão médio.
 Fonte: Autoria própria

É necessário referir que como essas estruturas sofreram intervenções de alargamento, elas podem ter sido submetidas inclusive a obras de reforço que

acarretam em alteração do seu comportamento dinâmico. Além disso, algumas estruturas como a ponte 1 e 28, que são em curva podem ser influenciadas significativamente por efeitos de torção, que não são mensurados neste trabalho. Efetivamente quando retiramos as pontes 1 e 28 da amostra, o coeficiente de correlação R^2 aumenta significativamente, conforme averiguamos na tabela 9.

De acordo com figura 37 igualmente as pontes de arco profundo e vão pequeno, as de vão médio também sofrem uma redução da frequência com a extensão da largura do tabuleiro, tanto para amostra total quanto para a amostra sem as pontes 1 e 28.

| Com as pontes 1 e 28 | | | | | | |
|-----------------------------|--------------------------------------|----------|----------------------|------------------------------------|----------|----------------------|
| Variável (x) | Potência $y=a.x^b$ | | | Linear $y=c.x+d$ | | |
| | a | b | R² | c | d | R² |
| L (m) | 0,0007 | 4,2030 | 0,5387 | 0,0086 | 4,4906 | 0,4606 |
| r (m) | 26,500 | -0,5050 | 0,3674 | -3,1609 | 25,023 | 0,3923 |
| t (m) | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| h¹ (m) | 13,530 | 1,1820 | 0,6809 | 14,622 | -0,8815 | 0,6574 |
| t/r | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| L/Si | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| h¹/r | 130,500 | 1,3949 | 0,6605 | 84,676 | -2,8953 | 0,6186 |
| h¹/L | 460,070 | 1,4972 | 0,6706 | 186,330 | -3,8884 | 0,6319 |
| Sem as pontes 1 e 28 | | | | | | |
| Variável (x) | Potência $y=a.x^b$ | | | Linear $y=c.x+d$ | | |
| | a | b | R² | c | d | R² |
| L (m) | 0,0012 | 3,9268 | 0,5485 | 4,6791 | 36,261 | 0,6125 |
| r (m) | 0,0079 | 4,4792 | 0,6117 | 10,771 | 42,433 | 0,6941 |
| t (m) | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| h¹ (m) | 12,289 | 1,1173 | 0,7912 | 14,093 | -1,5454 | 0,8460 |
| t/r | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| L/Si | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| h¹/r | 102,820 | 1,3064 | 0,7468 | 79,843 | -3,1013 | 0,7571 |
| h¹/L | 359,780 | 1,4343 | 0,8141 | 182,330 | -4,6983 | 0,8507 |

Tabela 9 - Parâmetros das leis de potência e linear para modo vertical para pontes de alvenaria com tabuleiro alargado, de arco profundo e vão médio, onde f_i = frequência (Hz)

Fonte: Autoria própria

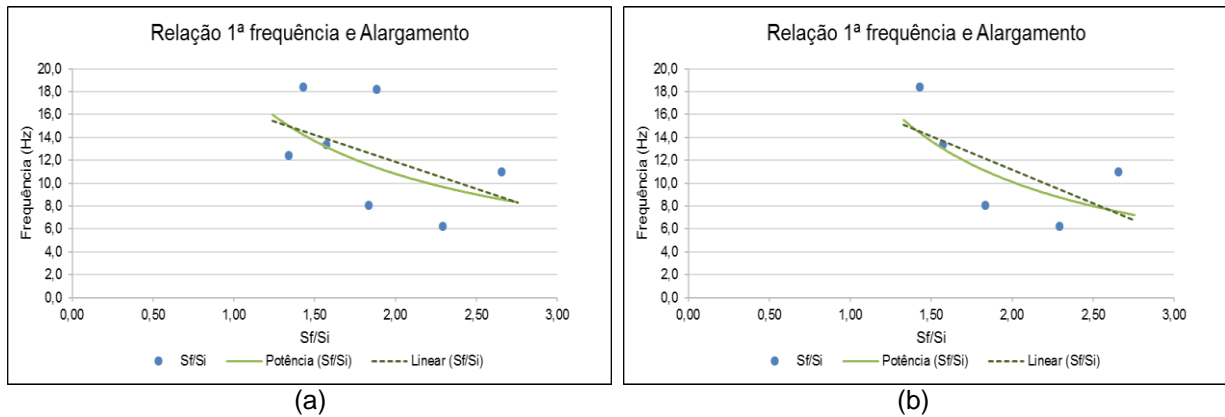


Figura 37 - Relação entre a 1ª frequência e o alargamento das pontes de alvenaria alargada, de arco profundo e vão médio, (a) com e (b) sem as pontes 1 e 28
Fonte: Autoria própria

6.1.3. Pontes com tabuleiro original de arco profundo e vão médio

Para o estudo desta categoria de pontes, eliminou-se das análises a ponte 70, ponte velha de Gimonde, pois esta é a única ponte que ainda preserva o pavimento original, não havendo a presença de pavimento asfáltico sobre o tabuleiro, sendo essa característica presente em todas as outras amostras, além disso segundo (CALÇADA, 2001) a irregularidade do pavimento pode ser considerada como um dos fatores que mais contribuem para a resposta dinâmica da estrutura e para irregularidades no sinal medido. Desta forma, essa tipologia representa 20% das pontes ensaiadas utilizadas nas análises.

Os gráficos da figura 38 apresentam uma grande dispersão de resultados, sendo verificado baixos coeficientes de correlação R^2 na tabela 10. Verifica-se apenas a tendência de diminuição da frequência com o incremento da largura do vão e da espessura do arco (t), contudo nessas estruturas ocorre aumento da frequência com o incremento da relação L/Si , sendo essa última representada pelo maior coeficiente R^2 , fato este que contraria a teoria, entretanto quando analisamos gráfico dessa relação notasse a presença de 2 valores dispersos que podem ser influenciados por fatores para que ocorra um aumento na frequência.

Apesar das relações apresentarem dispersos, quando computamos o gráfico da altura total medida (Ht) composta pelo somatório da altura do arco (r), a espessura do arco (t) e a espessura de enchimento (h^1), encontramos uma relação mais significativa para a determinação da frequência, como podemos observar no gráfico

da figura 39 que apresenta coeficientes R^2 de 0,5318 para lei de potência e 0,6155 para lei linear.

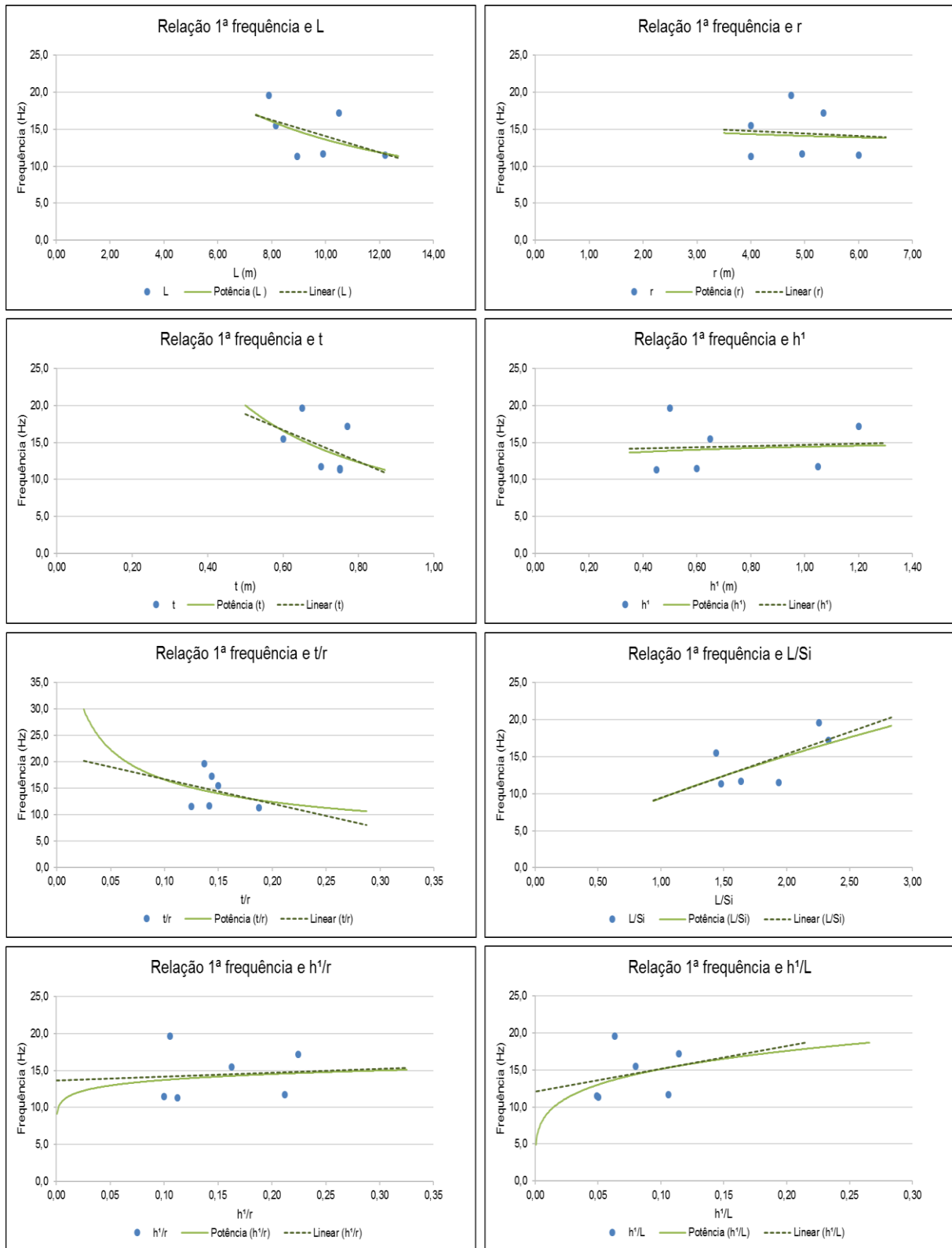


Figura 38 - Relações entre a 1ª frequência vertical e características geométricas das pontes de alvenaria com tabuleiro original, de arco profundo e vão médio.

Fonte: Autoria própria

| Variável (x) | Potência $y=a.x^b$ | | | Linear $y=c.x+d$ | | |
|--------------|--------------------|---------|----------------|------------------|---------|----------------|
| | a | b | R ² | c | d | R ² |
| L (m) | 75,5230 | -0,7450 | 0,2661 | -1,0899 | 24,9290 | 0,2531 |
| r (m) | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| t (m) | 9,7830 | -1,0320 | 0,1807 | -21,2840 | 29,4360 | 0,1648 |
| h' (m) | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| t/r | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| L/Si | 9,4001 | 0,6843 | 0,3666 | 5,9308 | 3,5118 | 0,4344 |
| h'/r | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| h'/L | -- | -- | -- | -- | -- | -- |

Tabela 10 - Parâmetros das leis de potência e linear para modo vertical para p pontes de alvenaria com tabuleiro original, de arco profundo e vão médio, onde f_1 = frequência (Hz)

Fonte: Autoria própria

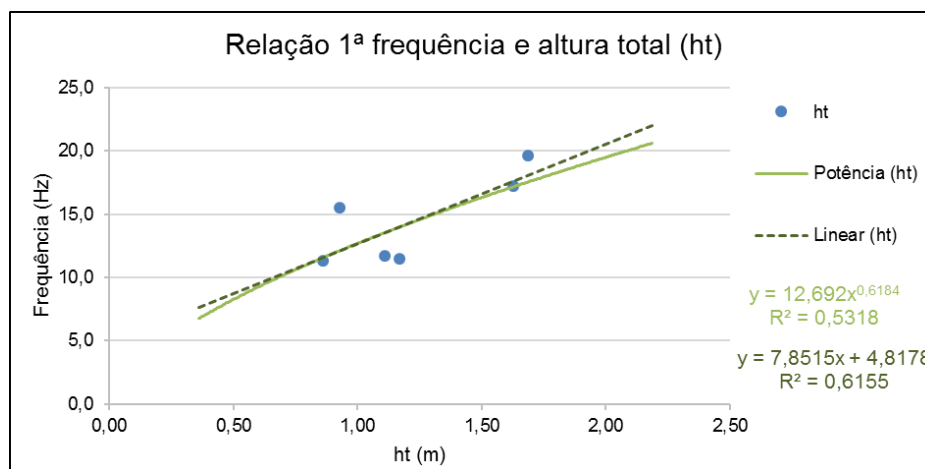


Figura 39 - Relação entre a 1ª frequência vertical e altura total (ht) das pontes de alvenaria com tabuleiro original, de arco profundo e vão médio.

Fonte: Autoria própria

Por fim, algumas categorias de pontes não apresentaram nenhum exemplar ensaiados, ou até dois resultados dentro da amostra, não sendo possível realizar nenhuma análise de relações.

Na tabela 11, são apresentadas os parâmetros da lei de potência de L para as categorias analisadas, percebe-se que algumas categorias apresentam um coeficiente de correlação mais significativo que outras, o mesmo ocorre com os dados apresentados na tabela 12.

| Potência $y=a.L^b$ | | | | | |
|---|----------|---------|---------|---------|----------------|
| Alvenaria | | | a | b | R ² |
| Geral | | | 21,4160 | -0,2170 | 0,0716 |
| Alargada | Profundo | Pequena | 39,1050 | -0,5310 | 0,3699 |
| | | Média | 0,0012 | 3,9268 | 0,5485 |
| Simples | Profundo | Média | 75,5230 | -0,7450 | 0,2661 |
| $y = \text{Frequência (Hz)} \quad L = \text{vão livre (m)}$ | | | | | |

Tabela 11 - Lei de potência de L

Fonte: Autoria própria

| Alvenaria | | | Variável (x) | Potência $y=a.x^b$ | | | Linear $y=c.x+d$ | | |
|------------------------------|----------|---------|-------------------|--------------------|--------|----------------|------------------|---------|----------------|
| | | | | a | b | R ² | c | d | R ² |
| Geral | | | h ¹ /L | 18,6620 | 0,1323 | 0,1022 | 20,7160 | 11,8490 | 0,1285 |
| Alargada | Profundo | Pequena | L (m) | 39,1050 | 0,5310 | 0,3699 | -1,6938 | 25,5500 | 0,3971 |
| | | Média | h ¹ /L | 359,7800 | 1,4343 | 0,8141 | 182,3300 | -4,6983 | 0,8507 |
| Simples | Profundo | Média | ht (m) | 12,6920 | 0,6184 | 0,5318 | 7,8515 | 4,8178 | 0,6185 |
| $y = \text{Frequência (Hz)}$ | | | | | | | | | |

Tabela 12 - Correlações significativas para estimativa da frequência do primeiro modo vertical
Fonte: Autoria própria

Estudos anteriores que consideraram outros tipos de pontes, (que não as de arco de alvenaria), apontam para leis com $f = 95,4 L^{-0,933}$ (Cantieni, 1983 apud (CALÇADA, 2001)) ou $f = 65,455 L^{-0,8109}$ (OLIVEIRA, 2004). Na figura 40 realizou-se a comparação dos valores de frequência medidos com os valores estimados pela lei de potência do vão máximo geral proposta e as leis propostas por aqueles autores. Verifica-se que as leis propostas por Cantieni (1983) e Oliveira (2004), apresentam valores de frequência mais elevados para pontes de vãos pequenos, que a lei $f = 21,4160 L^{-0,217}$ proposta neste estudo. O que já era esperado já que essas relações abrangeram estudos de diversos tipos de estruturas que exibem comportamento consideravelmente diferente do comportamento das pontes de arco de alvenaria.

Verifica-se a necessidade de mais amostras para realizar correlações que sejam mais significativas no que tange as pontes em arco de alvenaria.

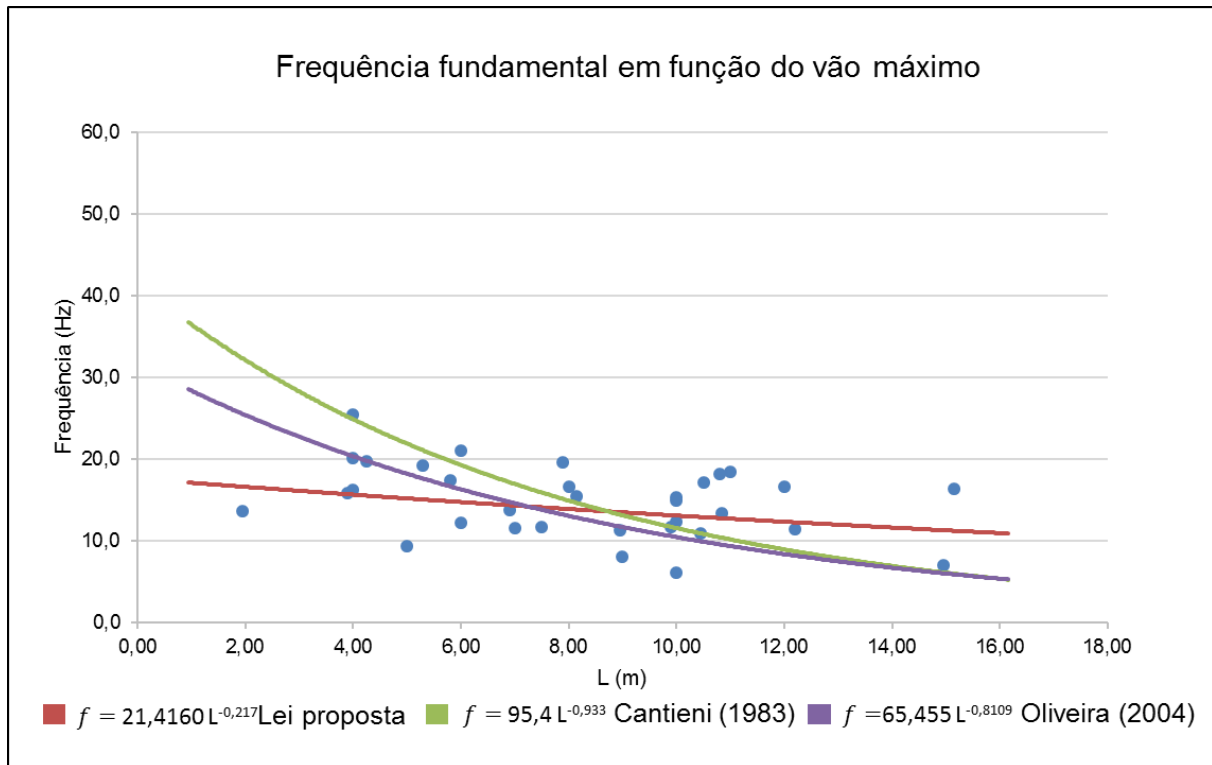


Figura 40 - Frequência fundamental em função do vão máximo
Fonte: Autoria própria

6.2. Frequências próprias nas direções longitudinal e transversal.

Apresenta-se na tabela 13, o resumo dos resultados dos ensaios realizados com o acelerômetro triaxial. Verifica-se que, como seria de prever, as primeiras frequências que ocorrem na estrutura estão associadas a modos transversais. Contudo revela-se que o efeito do tráfego excita mais a estrutura na direção vertical que nas direções transversais ou longitudinais, sendo esta última com menor influência.

Ressalta-se que para os modos longitudinais apenas a ponte do Parâmio sobre o Rio Baceiro (nº 43) apresenta frequência próxima da banda crítica de 10 – 15Hz já citada anteriormente. A ponte Internacional de Quintanilha (nº 23) apresenta 2,7 Hz de frequência transversal e longitudinal, estando dentro da gama de frequências de movimento da caixa dos veículos, que é de 1,6 a 3,3 Hz, conforme (CALÇADA, 2001).

| Ponte nº | Tipo/Local | Primeira Frequência (Hz) | | | | |
|----------|--|--------------------------|--------|-------|------------|---|
| | | Vert. | Trans. | Long. | Maior pico | |
| 2 | Ponte na estrada de Vinhais | 16,2 | 7,6 | 16,2 | 16,2 | V |
| 23 | Ponte Internacional de Quintanilha | 7,1 | 2,7 | 2,7 | 12,3 | V |
| 26 | Ponte de Gimonde sobre o rio Sabor | 11,6 | 7,1 | 8,0 | 14,2 | V |
| 27 | Ponte de Santa Maria sobre o Rio Sabor | 8,1 | 5,2 | 8,1 | 20,3 | V |
| 28 | Ponte sobre o Rio Fresno | 18,2 | 9,7 | 17,6 | 23,2 | V |
| 43 | Ponte do Parâmio sobre o Rio Baceiro | 19,6 | 8,0 | 15,0 | 19,6 | V |
| 71 | Ponte da Ranca em Nunes | 17,2 | 7,5 | 16,6 | 20,1 | V |

Tabela 13 - Quadro resumo dos resultados para ensaio triaxial
 Fonte: Autoria própria

Durante a análise dos dados observou-se que todos os espectros de potência longitudinal e transversal (Anexo III) apresentam um pico inicial em 1 Hz, sendo essa a frequência de corte inferior do filtro passa-banda, a ocorrência desse fenômeno pode ser explicada pela presença de ruído nas frequências mais baixas, sendo que este diminui com o aumento da frequência. Assim, para o caso da ponte Internacional de Quintanilha (nº 23) que apresenta frequências mais baixas, seria ideal a realização de ensaio com aplicação de outras técnicas de ensaio.

7. CONCLUSÕES

O presente trabalho analisou e determinou a frequência natural na direção vertical para um conjunto de 33 pontes de arco de alvenaria, de toda a região do distrito de Bragança, abrangendo os concelhos de Bragança, Freixo de Espada a Cinta, Macedo de Cavaleiros, Mirandela, Miranda Douro, Vila flor e Vinhais.

Relativamente aos ensaios realizados, verificou-se que apesar da facilidade de execução dos ensaios de vibração ambiental, a análise e determinação das frequências próprias por meio da técnica “peak-picking”, sem a utilização de software específico torna-se mais onerosa e pode acarretar erros, já que depende muito da experiência do analisador.

Nota-se que dada a elevada rigidez das pontes em arco de alvenaria, os espectros tendem a apresentar componentes de ruído consideravelmente altos quando comparadas as baixas componentes de aceleração vertical estrutural. Aliando a isso, a ineficácia da técnica “peak-picking” para determinação de frequências em estruturas com modos muito próximos e o fato de também não permitir a determinação dos coeficientes de amortecimento estrutural, seria desejável que a análise dos registros obtidos no presente estudo fosse feito com softwares comerciais que implementam as variantes mais completas do “peak-picking” (como a FDD, EFDD e a SSI) e são as técnicas mais utilizadas em estudos de estruturas por meio de vibrações ambientais.

Existem inúmeros fatores que podem influenciar o comportamento estático e dinâmico das pontes em arco de alvenaria. No capítulo 2, foram tratados os diversos componentes dessas estruturas, sendo estabelecidas relações para alguns parâmetros geométricos, contudo salienta-se que não conhecemos de fato a composição interna dos materiais e da própria geometria interna da estrutura, por exemplo, o material de enchimento pode ser composto por materiais diversos, além de poder haver cavidades no interior da estrutura para a diminuição de peso, a presença de muros de tímpano internos, a forma do muro de tímpano, a existência de pilares maciços ou não, podem influenciar significativamente a massa e a rigidez estrutural.

Nas pontes de tabuleiro alargado é possível que sejam verificadas frequências próprias relativas a plataforma de concreto e não somente da ponte de alvenaria.

Salienta-se que no presente trabalho não foi investigada a presença de danos ou patologias na estrutura. A presença desses pode acarretar numa diminuição da rigidez o que explicaria o comportamento de algumas estruturas.

Em suma, os valores de frequência tendem a diminuir com o aumento do vão livre. Apenas as pontes de tabuleiro alargado de arco profundo e vão médio, contrariam essa tendência, sendo essas estruturas mais influenciadas pela espessura de enchimento (h^1). Sabe-se que a presença de material de enchimento adequado, para além de aumentar o peso da estrutura possui um efeito estabilizador, assim sendo, apesar da estrutura tornar-se mais esbelta com o aumento do vão e da profundidade do arco, há a presença de outros fatores que tornam essa estrutura mais robusta e rígida.

Entre os parâmetros geométricos analisados nota-se que a relação entre o vão do arco e a largura inicial do tabuleiro, exerce influência de redução da frequência. Isso já era de esperado, pois quanto menor for a relação mais pesada a estrutura.

Estabeleceu-se uma correlação direta entre a frequência própria do primeiro modo vertical com o vão livre, com certa significância para as categorias abordadas e referidas no presente trabalho, para além disso, podemos obter uma aproximação do valor dessa frequência por intermédio da equação geral $f = 21,416.L^{-0,2170}$ contudo, esta apresenta uma correlação de apenas 0,0716, não sendo significativa.

Por meio da distribuição em gamas de frequências, observou-se que 36,36% das pontes apresentaram frequências verticais do 1º modo na faixa de 10 – 15 Hz, gama essa que condiz com as frequências dos modos associados ao movimento dos eixos dos veículos, causando preocupação por poder ocorrer significativa amplificação dinâmica das pontes. No que tange aos valores de frequência transversais e longitudinais, dos sete casos ensaiados, apenas 1 estrutura apresentou frequências longitudinais próximas da faixa 10 – 15Hz.

Constatou-se também, que os primeiros modos transversais e longitudinais, ocorrem antes do primeiro modo vertical, contudo os níveis de excitação são muito mais significantes na direção vertical.

Em síntese, verificou-se que grande parte das pontes de arco de alvenaria, estão sujeitas a tráfego de baixa a média intensidade, que em alguns casos não é suficiente para excitar a estrutura. Constatou-se também, que grande parte das pontes da amostra já sofreu intervenções de reabilitação e/ou alargamento da estrutura, fato

este que aumenta a vida útil das estruturas, sendo que podemos considerar essas estruturas com uma elevada vida útil já que há presença de estruturas que datam do período Romano e Medieval.

Com os resultados disponíveis conhecemos melhor as características estruturais dessas pontes históricas, o que contribui para sustentar as intervenções futuras para sua conservação e/ou manutenção colaborando para a conservação do patrimônio histórico e cultural construído na região de Alto-Trás-os-Montes e Douro.

7.1. Sugestões para trabalhos futuros

Como propostas para trabalhos futuros, sugere-se a análise dos sinais de aceleração obtidos nos ensaios em softwares específicos para aplicação de variantes da técnica peak-piking mais avançadas de determinação das frequências, e determinação dos coeficientes de amortecimento, bem como a comparação entre resultados obtidos por técnicas no domínio do tempo e técnicas de determinação no domínio da frequência.

A análise e modelação numérica de algumas dessas pontes, para compreender melhor a influência dos parâmetros geométricos na frequência natural.

Pode-se ainda realizar estudo aprofundado dos danos e patologias presentes nessas pontes, para posterior análise da influência desses danos na frequência própria e ainda ampliar a amostra para representatividade estatística dos resultados obtidos, assim capaz de obter maior correlações dos resultados.

REFERÊNCIAS

AFONSO, A.; NUNES, C. **Estatística e Probabilidades - Aplicações e Soluções em SPSS**. Lisboa: Escolar, 2011.

ÁLAMO, J. A. M. **Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de Comprobación**. Universidad Politécnica de Madrid. Madrid. 2001.

ASSEMBLEIA DA REPÚBLICA. **Resolução da Assembleia da República nº47/2008 de 12 de Setembro**. Convenção de Faro-Convenção-Quadro do Conselho da Europa relativa ao valor do Património Cultural para a sociedade. Faro, 2008. p. 6640 - 6652.

BENDAT, J. S.; PIERSOL, A. G. **Engineering applications of correlation and spectral analysis**. New York: Wiley- Interscience, 1980.

BENDAT, J. S.; PIERSOL, A. G. **Random Data: Analysis and Measurement Procedures**. 4. ed. New Jersey: John Wiley & Sons, v. 729, 2011.

BRAUN, M. **Differential equations and their applications: An Introduction to Applied Mathematics**. 3rd Edition. ed. New York: Springer-Verlag, v. Volume 15, 1941.

BRENCICH, A.; COLLA, C. **The influence of construction technology on the mechanics of masonry railway bridges**. 5th Int. Conference Railway Engineering. London, p. 17. 2002. (6).

BRINCKER, R.; VENTURA, C. E.; ANDERSEN, P. **Why output-only modal testing is a desirable tool for a wide range of practical applications**. Proceedings of Imac-21: A Conference on Structural Dynamics, February 3-6, 2003, the Hyatt Orlando. Kissimmee, Florida: Society for Experimental Mechanics. 2003. p. 265-272.

BRINCKER, R.; ZHANG, L.; ANDERSEN, P. **Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition**. IMAC 18, the International Modal Analysis Conference. San Antonio, TX, USA: 2000. p. 625 - 630.

BROWN, D. L.; EWINS, D. J.; ALLEMANG, R. J. **Modal Analysis: Theory and Applications**. Kissimmee, USA: IMAC XVII Pre-Conference Course, , 1999.

BROWN, G.; PRETLOVE, A. J.; ELLICK, J. C. A.; HOGG, V.; CHOO, B. S. **Changes in the dynamic characteristics of a masonry arch bridge subjected to monotonic loading to failure**. In: MELBOURNE, C. Arch Bridges: Proceedings of the First International Conference on Arch Bridges, Held at Bolton, UK on 3-6 September 1995. Thomas Telford , 1995. p. 693.

BRÜEL & KJÆR. Dinamiche Strutturali. **Brüel & Kjær**, 2018. Disponível em: <<https://www.bksv.com/it-IT/Applications/product-vibration/structural-dynamics>>.

Acesso em: 24 Junho 2018.

CAETANO, E. D. S. **Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais**. Tese de doutorado. FEUP. Porto, 1992.

CAETANO, E.; CUNHA, A.; MAGALHÃES, F. **Novas perspectivas na análise do comportamento dinâmico de estruturas**. Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, v. 18, n. ISSN 1646-7078, 2010.

CALÇADA, R. **Avaliação experimental e numérica de efeitos dinâmicos de cargas de tráfego em pontes rodoviárias**. Tese de doutorado. FEUP. Porto, 2001.

CHOPRA, R. **Dynamics of Structures Theory and Applications to Earthquake Engineering**. New Jersey: Prentice Hall, 1995.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of structures. Civil Engineering**. 3ª. ed. Computers & Structures, Inc., 2003. 752 p.

COHEN, R. D. **Movement and Motion**. London: Troubador Publishing Ltd, 2014. Disponível em: <<https://books.google.pt/books?id=e4FpBgAAQBAJ>>. Acesso em: 02 abr. 2018.

COSTA, C. M. R. **Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto. 2009.

CUNHA, A.; CAETANO, E.; MAGALHÃES, F.; MOUTINHO, C. **From input-output to output-only modal identification of civil engineering structures**. First International Operational Modal Analysis Conference. 2005.

DIAS, A.; MALITE, M.; MUNAIAR, J. **Sistemas Estruturais**. 2ª Ed. ed. Elsevier Brasil, 2015. 232 p.

DØSSING, O. **Structural Testing - Part I: Mechanical Mobility Measurements**. Brüel & Kjær. Nærum. 1988.

EWINS, D. J. **Modal Testing: Theory, practice and application**. Second edition. ed. England: Research Studies Press Ltd., 2000.

FARRAR, C. R.; JAMES III, G. H. System identification from ambient vibration measurements on a bridge. **Journal of Sound and Vibration**, 1997.

FERBER, A. J. **Development of a Hybrid Bridge Evaluation System**. University of British Columbia. Vancouver, Canada, p. 276. 1993.

GATTI, P. L.; FERRARI, V. **Applied Structural and Mechanical Vibrations - Theory, methods and measuring instrumentation**. London: E & FN Spon, 1999.

GOOGLE INC. **Google Earth®**. 2018.

HASER, H.; KASCHNER, R. **Spezielle Probleme bei Brückenbauwerken in den neuen Bundesländern**. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. Bergisch Gladbach. 1994.

HERRERA, M. S. **Uncertainties in the modal estimation from output-only data in civil structures**. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, p. 86. 2014.

HEYMAN, J. **Structural analysis: a historical approach**. Cambridge: Cambridge University Press, 1998.

IBM. **SPSS Statistics®**. 2018.

IMI DIVISION - DIVISÃO DE INSTRUMENTAÇÃO DE MONITORAMENTO. **Manual de Operação de Acelerômetros Piezoelétricos ICP®**. New York. 2016.

INMAN , D. J. **Engineering Vibration**. 2^a. ed. Prentice Hall, 2001.

ISO 14963. **Mechanical Vibration and Shock - Guidelines for dynamic tests and investigations on bridges and viaducts**. International Organization for Standardization. 2003.

ISO 5348. **Mechanical Vibration and Shock - Mechanical mounting of accelerometers**. International Organization for Standardization. Switzerland. 1998.

JESUS, J. J. C. D. **Caraterização Geométrico-Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria na Região de Bragança**. Tese de Mestrado. Instituto Politécnico de Bragança. Bragança. 2013.

JONES, P. **VENI VIDI VICI Tudo o Que Sempre Quis Saber Sobre os Romanos Mas Teve Medo de Perguntar**. Leya, 2016.

KRAMER, S. L. **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice-Hall Inc., 1996.

LOPES, V.; GUEDES, J.; ARÊDE, A.; MILHEIRO, J.; PAUPÉRIO, E.; COSTA, A. **Identificação dinâmica de estruturas**. Congresso PATRIMÓNIO. Porto: FEUP. 2010.

MCCONNELL, K. G. **Vibration Testing: Theory and Practice**. New York: John Wiley & Sons, 1995.

MELBOURNE, C. Design of Arch Bridges. In: RYALL, M. J.; PARKE, G. A. R.; HARDING, J. E. **The Manual of Bridge Engineering**. London: Thomas Telford, 2000.

MIRET, E. T. **Razón y ser de los tipos estructurales**. Madrid: CSIC Press, 2007.

NATIONAL INSTRUMENTS. **Measuring Vibration with Accelerometers**. 2017.

NATIONAL INSTRUMENTS. **NI LabVIEW SignalExpress®**. 2018.

NUNES, A. J. **Pontes Antigas do Concelho de Bragança**. João Azevedo Editor, 1997.

OLIVEIRA, C. S. **Actualização das bases-de-dados sobre frequências próprias de estruturas de edifícios, pontes, viadutos e passagens de peões a partir de medições expeditas in-situ**. SÍSMICA. 2004. p. 575-590.

OLIVEIRA, D. V.; LOURENÇO, P. B.; LEMOS, C. **Geometric issues and ultimate load capacity of masonry arch bridges from the Northwest Iberian Peninsula**. Engineering Structures, v. 32, n. Issue 12, p. 3955-3965, December 2010.

PEETERS, B. **System Identification and Damage Detection in Civil Engineering**. PhD Thesis. ed. Heverlee (Belgium): Katholieke Universiteit Leuven - Faculteit Toegepaste Wetenschappen, 2000.

PROENÇA, J. M. S. F. M.; AZEVEDO, J. J. R. T. D. **Identificação Dinâmica de Sistemas Estruturais - Conceitos Gerais**. IST. 1999.

PROSKE, D.; GELDER, P. V. **Safety of Historical Stone Arch Bridges**. Springer Science & Business Media, 2009.

RAMOS, J. L. F. D. S. **Damage Identification on Masonry Structures Based on Vibration Signatures**. Universidade do Minho. Minho, p. 378. 2007.

RAMOS, L. F.; MARQUES, L.; Lourenço, P. B.; DE ROECK, G.; CAMPOS-COSTA, A.; ROQUE, J. **Monitoring historical masonry structures with operational modal analysis: Two case studies**. Mechanical Systems and Signal Processing, v. 24, n. 5, p. 1291-1305, 2010.

RODRIGES, J.; COSTA, A. C. **Caracterização Dinâmica de Estruturas de Pontes com Base em Ensaios de Vibrações Ambiente**. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), n. 44, Setembro 1998.

RODRIGUES, J. **Identificação Modal Estocástica - Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil**. Universidade do Porto. Porto, p. 456. 2004.

SHIH, C.Y.; TSUEI, Y.G; ALLEMANG, R.J.; BROWN, D. **Complex mode indication function and its applications to spatial domain parameter estimation.** Mechanical Systems and Signal Processing, v. 2, n. 4, p. 367-377, October 1988.

SILVA, C. W. D. **Vibration Damping, control, and design.** Vancouver: Taylor & Francis Group, 2007.

THOMSON, W. T. **Teoria da vibração com aplicações.** Tradução de Cássio Sigaud. Rio de Janeiro: Interciência, 1978. 461 p.

TILLY, G. **Conservation of bridges.** London: Spon Press, 2002.

VENTURA, C. E.; LORD, J.-F.; SIMPSON, R. D. **Effective use of Ambient Vibration Measurements for Modal Updating of a 48 Storey Building in Vancouver - Canada.** Vancouver, Canada, 2001.

WELCH, P. D. **The use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: a Method based on Time Averaging over short Modified Peridograms.** IEEE Transaction on Audio and Electro-Acoustics, AU-15(2), 1967.

ANEXOS

- Anexo I – Quadro resumo das características e parâmetros geométricos das pontes e valores de frequência natural do primeiro modo vertical
- Anexo II – Folhas de resultado de ensaio de vibração na direção vertical
- Anexo III – Folhas de resultado de ensaio de vibração nas direções transversais e longitudinais.

Quadro resumo das características e parâmetros geométricos das pontes e valores de frequência natural do primeiro modo vertical.

| | Tipo/Local | Tabuleiro | Material | Tipo de arco | Classe | Nº de Vãos | L (m) | r (m) | t (m) | h¹ (m) | r/L | t/L | t/r | h¹/r | h¹/t | h¹/L | Si (m) | Sf/Si | L/Si | Frequência (Hz) | |
|----|--|-----------|-----------------|--------------|--------|------------|-------|-------|-------|--------|------|------|------|------|------|------|--------|-------|------|-----------------|------------|
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | Primeira | Maior pico |
| 1 | Ponte sobre o Rio Rabaçal | Alargada | Granito | Profundo | M | 3 | 10,00 | 4,95 | 0,64 | 0,84 | 0,50 | 0,13 | 0,13 | 0,17 | 1,31 | 0,08 | 8,00 | 1,34 | 1,25 | 12,4 | 14,9 |
| 2 | Ponte na estrada de Vinhais | Alargada | Granito e Xisto | Profundo | P | 1 | 4,00 | 2,00 | 0,50 | 1,01 | 0,50 | 0,25 | 0,25 | 0,51 | 2,02 | 0,25 | 7,70 | 1,62 | 0,52 | 16,2 | 16,2 |
| 3 | Ponte sobre o Rio Tuela | Alargada | Granito e Xisto | Profundo | G | 1 | 15,15 | 7,60 | 0,98 | 0,66 | 0,50 | 0,13 | 0,13 | 0,09 | 0,67 | 0,04 | 6,10 | 1,87 | 2,48 | 16,4 | 17,2 |
| 4 | Ponte sobre Rio Baceiro em Vinhais | Alargada | Granito e Xisto | Profundo | P | 2 | 6,90 | 3,55 | 0,55 | 0,77 | 0,51 | 0,16 | 0,15 | 0,22 | 1,40 | 0,11 | 6,00 | 1,91 | 1,15 | 13,8 | 16,3 |
| 5 | Passagem hidráulica | Alargada | Granito e Xisto | Profundo | P | 1 | 4,00 | 2,00 | 0,50 | 0,68 | 0,50 | 0,25 | 0,25 | 0,34 | 1,36 | 0,17 | 5,80 | 1,67 | 0,69 | 25,5 | 37,3 |
| 7 | Ponte da Feteira | Alargada | Granito | Profundo | P | 1 | 5,30 | 2,60 | 0,55 | 0,75 | 0,49 | 0,21 | 0,21 | 0,29 | 1,36 | 0,14 | 8,20 | 1,34 | 0,65 | 19,3 | 27,2 |
| 15 | Ponte sobre o Ribeiro de Bem Saúde | Alargada | Granito e Xisto | Profundo | P | 1 | 6,00 | 3,00 | 0,60 | 1,45 | 0,50 | 0,20 | 0,20 | 0,48 | 2,42 | 0,24 | 8,00 | 1,38 | 0,75 | 12,2 | 16,0 |
| 16 | Ponte do Cavaco | Alargada | Granito | Profundo | P | 1 | 5,80 | 3,00 | 0,60 | 1,43 | 0,52 | 0,21 | 0,20 | 0,48 | 2,38 | 0,25 | 8,00 | 1,36 | 0,73 | 17,4 | 27,7 |
| 17 | Ponte da Freixeda | Alargada | Granito | Abatido | M | 1 | 8,00 | 2,00 | 0,70 | 1,30 | 0,25 | 0,18 | 0,35 | 0,65 | 1,86 | 0,16 | 7,15 | 1,54 | 1,12 | 16,6 | 24,1 |
| 18 | Ponte de Lassa | Alargada | Granito | Profundo | M | 1 | 10,85 | 5,00 | 0,70 | 1,20 | 0,46 | 0,13 | 0,14 | 0,24 | 1,71 | 0,11 | 7,00 | 1,57 | 1,55 | 13,4 | 21,9 |
| 19 | Ponte da Cal sobre a Ribeira da Cal | Alargada | Granito | Profundo | M | 1 | 11,00 | 5,50 | 0,70 | 1,30 | 0,50 | 0,13 | 0,13 | 0,24 | 1,86 | 0,12 | 7,70 | 1,43 | 1,43 | 18,4 | 19,3 |
| 20 | Passagem hidráulica | Alargada | Granito e Xisto | Profundo | P | 1 | 4,25 | 2,00 | 0,48 | 0,90 | 0,47 | 0,23 | 0,24 | 0,45 | 1,88 | 0,21 | 5,80 | 1,67 | 0,73 | 19,8 | 32,6 |
| 21 | Ponte sobre Rio Sabor em França | Original | Granito e Xisto | Abatido | M | 3 | 10,00 | 1,33 | 0,72 | 0,50 | 0,13 | 0,14 | 0,54 | 0,38 | 0,69 | 0,05 | 6,00 | 1,00 | 1,67 | 15,4 | 15,4 |
| 22 | Ponte Ribeira do Portelo | Alargada | Granito e Xisto | Profundo | P | 1 | 4,00 | 2,00 | 0,50 | 0,82 | 0,50 | 0,25 | 0,25 | 0,41 | 1,64 | 0,21 | 6,00 | 1,62 | 0,67 | 20,2 | 27,5 |
| 23 | Ponte Internacional de Quintanilha | Original | Granito | Abatido | M | 5 | 14,95 | 2,45 | 0,95 | 0,66 | 0,16 | 0,13 | 0,39 | 0,27 | 0,69 | 0,04 | 6,40 | 1,00 | 2,34 | 7,1 | 12,3 |
| 26 | Ponte de Gimonde sobre o rio Sabor | Original | Granito e Xisto | Semi-abatido | P | 7 | 7,00 | 2,00 | 0,55 | 0,75 | 0,29 | 0,16 | 0,28 | 0,38 | 1,36 | 0,11 | 6,00 | 1,00 | 1,17 | 11,6 | 14,2 |
| 27 | Ponte de Santa Maria sobre o Rio Sabor | Alargada | Granito e Xisto | Profundo | M | 3 | 9,00 | 4,50 | 1,00 | 0,60 | 0,50 | 0,22 | 0,22 | 0,13 | 0,60 | 0,07 | 6,00 | 1,83 | 1,50 | 8,1 | 20,3 |
| 28 | Ponte sobre o Rio Fresno | Alargada | Granito | Profundo | M | 1 | 10,80 | 5,00 | 1,05 | 0,98 | 0,46 | 0,19 | 0,21 | 0,20 | 0,93 | 0,09 | 6,00 | 1,88 | 1,80 | 18,2 | 23,2 |
| 37 | Ponte do Mosteiro | Original | Granito | Profundo | M | 3 | 9,90 | 4,95 | 0,70 | 1,05 | 0,50 | 0,14 | 0,14 | 0,21 | 1,50 | 0,11 | 6,05 | 1,14 | 1,64 | 11,7 | 11,7 |
| 39 | Ponte do Franco | Original | Granito e Xisto | Profundo | M | 1 | 12,20 | 6,00 | 0,75 | 0,60 | 0,49 | 0,12 | 0,13 | 0,10 | 0,80 | 0,05 | 6,30 | 1,00 | 1,94 | 11,5 | 13,9 |
| 40 | Ponte | Original | Granito e Xisto | Profundo | P | 1 | 3,90 | 1,95 | 0,40 | 0,75 | 0,50 | 0,21 | 0,21 | 0,38 | 1,88 | 0,19 | 7,00 | 1,00 | 0,56 | 15,9 | 19,1 |
| 43 | Ponte do Parâmio sobre o Rio Baceiro | Original | Xisto | Profundo | M | 1 | 7,90 | 4,75 | 0,65 | 0,50 | 0,60 | 0,16 | 0,14 | 0,11 | 0,77 | 0,06 | 3,50 | 1,09 | 2,26 | 19,6 | 19,6 |
| 48 | Ponte sobre o Rio Penacal | Original | Granito e Xisto | Abatido | M | 1 | 10,00 | 2,00 | 0,60 | 1,10 | 0,20 | 0,12 | 0,30 | 0,55 | 1,83 | 0,11 | 6,05 | 1,00 | 1,65 | 14,9 | 26,5 |
| 49 | Ponte de Gralhós | Original | Granito e Xisto | Profundo | M | 1 | 8,15 | 4,00 | 0,60 | 0,65 | 0,49 | 0,15 | 0,15 | 0,16 | 1,08 | 0,08 | 5,66 | 1,00 | 1,44 | 15,5 | 24,2 |
| 55 | Ponte em Frechas | Alargada | Granito | Profundo | M | 1 | 10,45 | 5,15 | 0,60 | 0,80 | 0,48 | 0,11 | 0,12 | 0,16 | 1,33 | 0,08 | 3,50 | 2,66 | 2,99 | 11 | 13,5 |
| 57 | Ponte em Vieiro, concelho de Vila Flor | Original | Granito | Profundo | P | 1 | 6,00 | 3,00 | 0,60 | 1,26 | 0,50 | 0,20 | 0,20 | 0,42 | 2,10 | 0,21 | 8,60 | 1,00 | 0,70 | 21,1 | 37,9 |
| 59 | Ponte da Pedra sobre o Rio Tuela | Original | Granito | Profundo | M | 6 | 8,95 | 4,00 | 0,75 | 0,45 | 0,45 | 0,17 | 0,19 | 0,11 | 0,60 | 0,05 | 6,05 | 1,00 | 1,48 | 11,3 | 15,2 |
| 60 | Ponte | Original | Granito | Profundo | P | 1 | 5,00 | 2,50 | 0,50 | 0,65 | 0,50 | 0,20 | 0,20 | 0,26 | 1,30 | 0,13 | 6,00 | 1,00 | 0,83 | 9,4 | 30,5 |
| 61 | Ponte da Formigosa | Alargada | Xisto | Profundo | M | 5 | 10,00 | 4,85 | 0,60 | 0,70 | 0,49 | 0,12 | 0,12 | 0,14 | 1,17 | 0,07 | 5,00 | 2,29 | 2,00 | 6,2 | 13,2 |
| 68 | Passagem hidráulica | Original | Xisto | Profundo | P | 1 | 1,95 | 0,80 | 0,50 | 3,00 | 0,41 | 0,51 | 0,63 | 3,75 | 6,00 | 1,54 | 6,90 | 1,02 | 0,28 | 13,7 | 19,3 |
| 69 | Ponte do Maçãs | Original | Granito e Xisto | Semi-abatido | M | 2 | 12,00 | 4,00 | 0,95 | 0,55 | 0,33 | 0,16 | 0,24 | 0,14 | 0,58 | 0,05 | 5,85 | 1,00 | 2,05 | 16,7 | 19,1 |
| 70 | Ponte velha de Gimonde | Original | Xisto | Profundo | M | 6 | 7,50 | 3,50 | 1,30 | 0,05 | 0,47 | 0,35 | 0,37 | 0,01 | 0,04 | 0,01 | 3,90 | 1,00 | 1,92 | 11,7 | 16,0 |
| 71 | Ponte da Arranca sobre o rio Tuela | Original | Xisto | Profundo | M | 5 | 10,50 | 5,35 | 0,77 | 1,20 | 0,51 | 0,15 | 0,14 | 0,22 | 1,56 | 0,11 | 4,50 | 1,00 | 2,33 | 17,2 | 20,1 |

Legenda: P (pequeno vão); M (médio vão); G (grande vão); L (vão livre); r (altura do arco); t (espessura do arco); h¹ (espessura de enchimento); ht (altura total); Si (largura original do tabuleiro); Sf (largura atual do tabuleiro).

CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre o Rio Rabaçal Ponte nº: 1
 Localização: EN 103, km 203+575 Nº EP: 4316
 Ano Construção: 1915 Época de construção: Contemporânea
 Ano Alteração: --

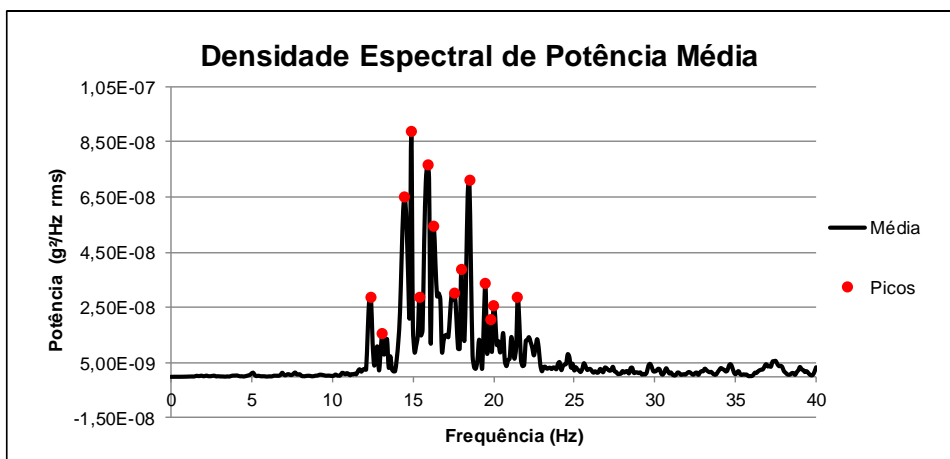
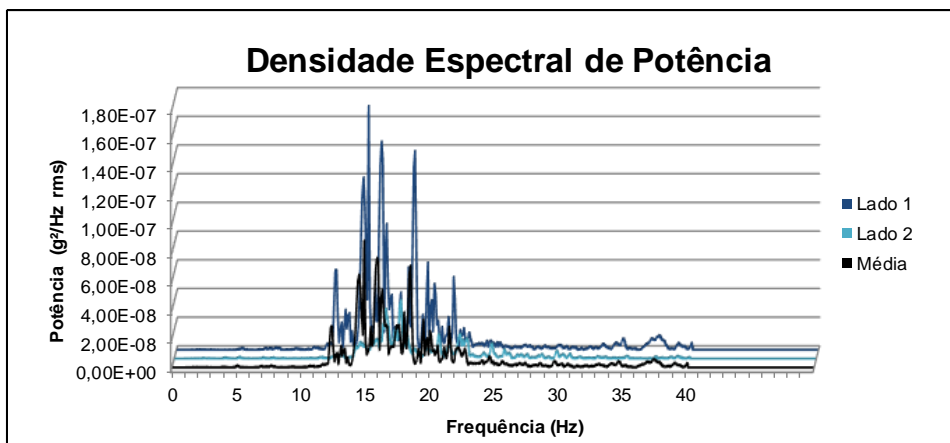
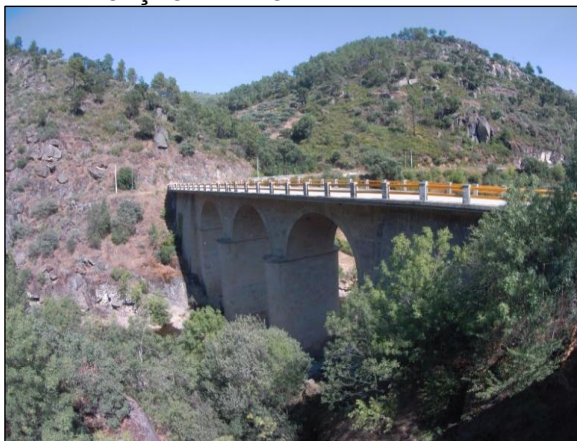
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|-------------------------------------|-------|
| Número de arcos: | 3 |
| Vão Livre (s): | 10,00 |
| Altura do arco (r): | 4,92 |
| Espessura do arco (t): | 0,63 |
| Enchimento (h): | 0,44 |
| Enchimento total (h ¹): | 0,84 |

| | |
|----------------------------------|--------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 07/08/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|-----------------------------------|
| Intensidade de Tráfego | Média | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g ² /Hz rms) |
| 1 | 12,4 | 32,77% | 2,91E-08 |
| 2 | 13,1 | 17,58% | 1,56E-08 |
| 3 | 14,5 | 73,24% | 6,51E-08 |
| 4 | 14,9 | 100,00% | 8,89E-08 |
| 5 | 15,4 | 32,26% | 2,87E-08 |
| 6 | 15,9 | 86,66% | 7,70E-08 |
| 7 | 16,3 | 33,93% | 3,02E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 14,9 | 100,00% | 8,89E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

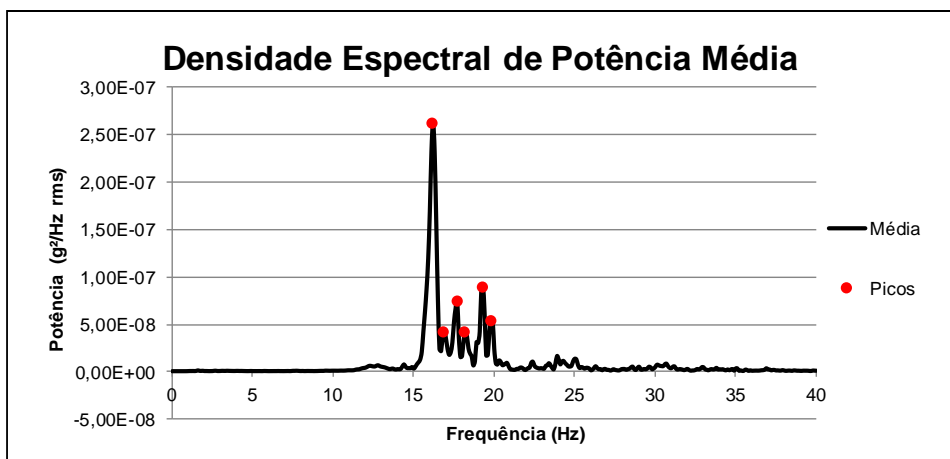
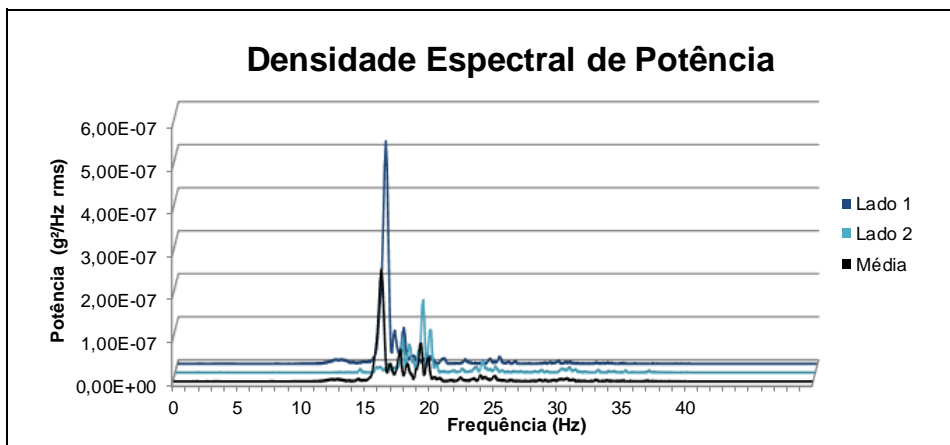
| | |
|---|---|
| Nome da ponte: Ponte na estrada de Vinhais | Ponte nº: 2 |
| Localização: EN 103, km 230+370 | Nº EP: 4333 |
| Ano Construção: 1915 | Época de construção: Contemporânea |
| Ano Alteração: 2002 | |

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|-------------------------------|------|---|-----------------|
| Número de arcos: | 1 | Alvenaria: | Alargada |
| Vão Livre (s): | 4,00 | Tipo de arco: | Semicircular |
| Altura do arco (r): | 2,00 | Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Espessura do arco (t): | 0,50 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 0,54 | Tipo de espessura: | Constante |
| Enchimento total (h¹): | 1,01 | Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|-------------------------|
| Data de ensaio | 12/09/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Baixo | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 16,2 | 100,00% | 2,63E-07 |
| 2 | 16,9 | 16,19% | 4,25E-08 |
| 3 | 17,7 | 28,59% | 7,51E-08 |
| 4 | 18,2 | 16,15% | 4,24E-08 |
| 5 | 19,3 | 34,34% | 9,02E-08 |
| 6 | 19,8 | 20,93% | 5,50E-08 |
| 7 | | | |
| Maior pico de potência | | | |
| | 16,2 | 100,00% | 2,63E-07 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre o rio Tuela na estrada de Vinhais Ponte nº: 3
 Localização: EN 103, km 243+434 Nº EP: 4345
 Ano Construção: 1879 Época de construção: Contemporânea
 Ano Alteração: 1992

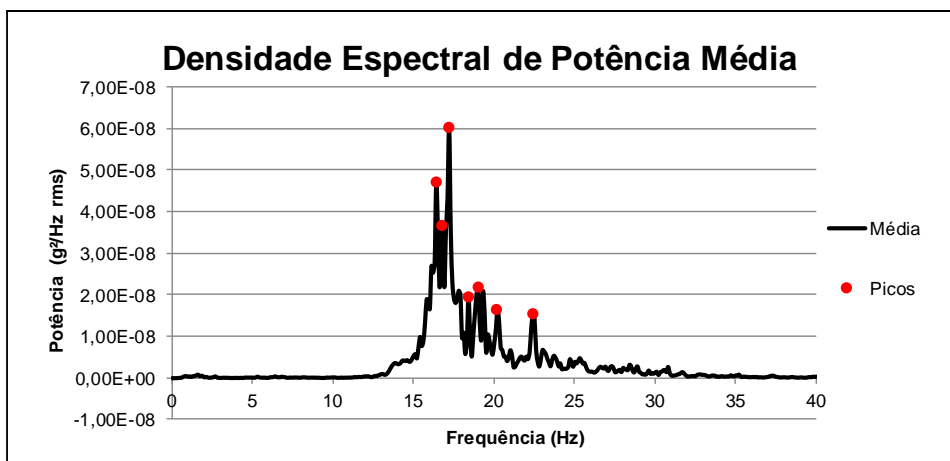
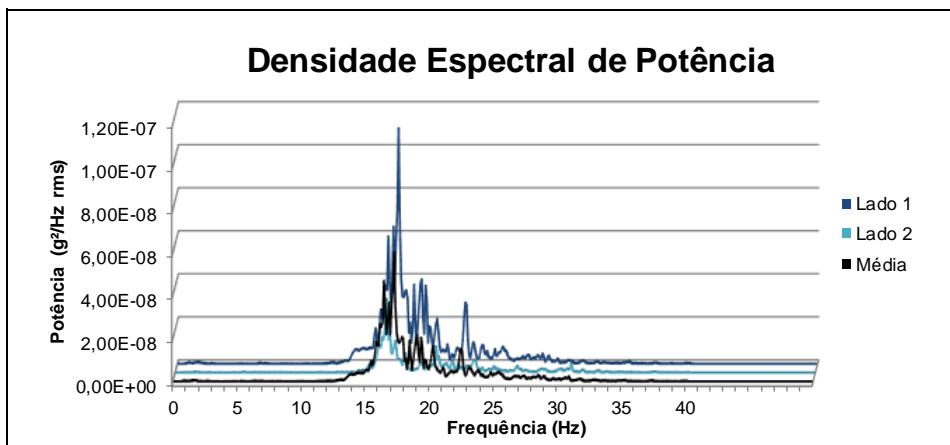
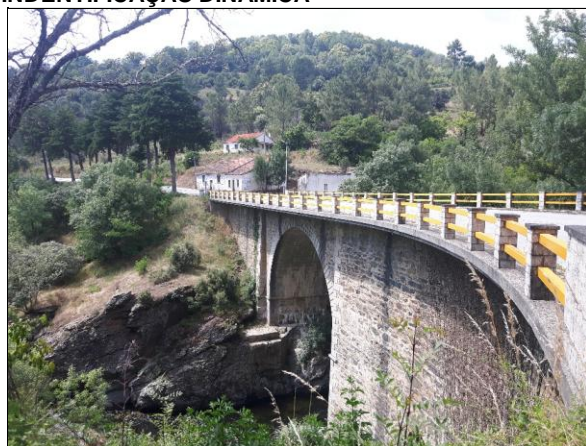
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|-------------------------------------|-------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 15,15 |
| Altura do arco (r): | 7,60 |
| Espessura do arco (t): | 0,98 |
| Enchimento (h): | 0,26 |
| Enchimento total (h ¹): | 0,66 |

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Grande |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 09/07/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|-------------------------------|
| Intensidade de Tráfego | Média | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g ² /Hz) |
| 1 | 16,4 | 77,92% | 4,71E-08 |
| 2 | 16,8 | 61,08% | 3,69E-08 |
| 3 | 17,2 | 100,00% | 6,04E-08 |
| 4 | 18,4 | 32,23% | 1,95E-08 |
| 5 | 19,0 | 36,09% | 2,18E-08 |
| 6 | 20,2 | 27,33% | 1,65E-08 |
| 7 | 22,4 | 25,66% | 1,55E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 17,2 | 100,00% | 6,04E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre o rio Baceiro na estrada de Vinhais **Ponte nº:** 4
Localização: EN 103, km 250+090 **Nº EP:** 4346
Ano Construção: -- **Época de construção:**
Ano Alteração: --

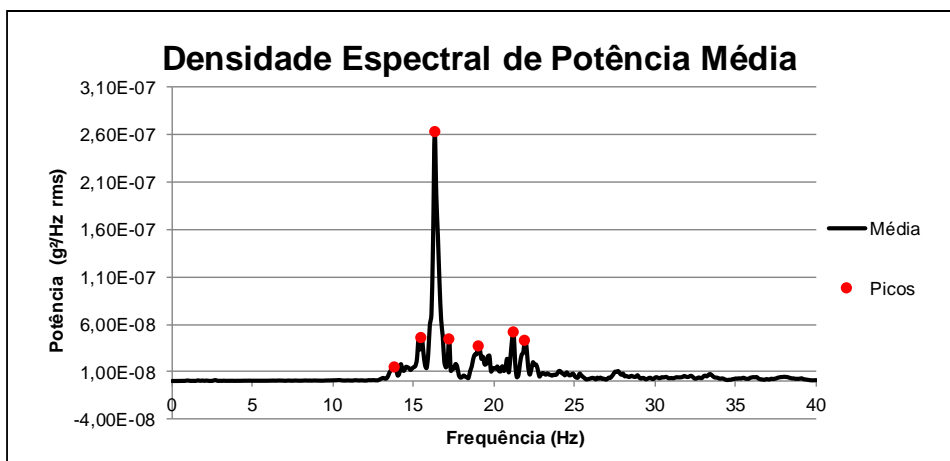
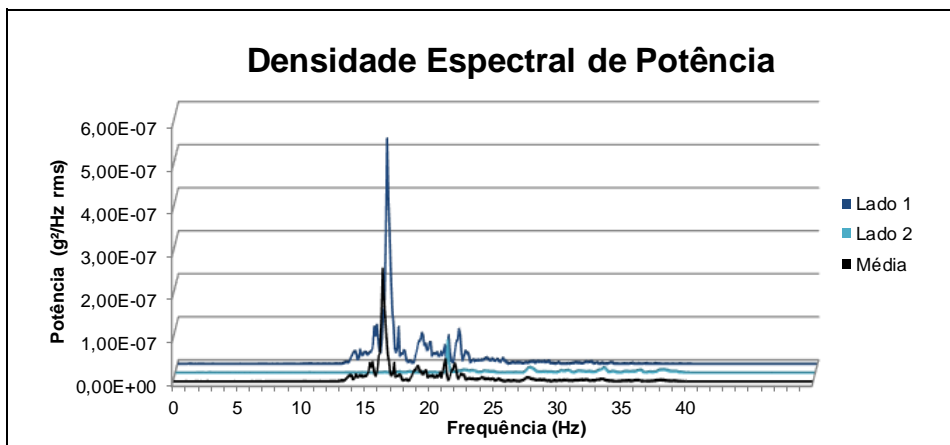
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|-------------------------------|------|
| Número de arcos: | 2 |
| Vão Livre (s): | 6,90 |
| Altura do arco (r): | 3,55 |
| Espessura do arco (t): | 0,55 |
| Enchimento (h): | 0,37 |
| Enchimento total (h¹): | 0,77 |

| | |
|---|-----------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|-------------------------|
| Data de ensaio | 22/06/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Média | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 13,8 | 6,08% | 1,60E-08 |
| 2 | 15,5 | 17,69% | 4,67E-08 |
| 3 | 16,3 | 100,00% | 2,64E-07 |
| 4 | 17,2 | 17,04% | 4,49E-08 |
| 5 | 19,0 | 14,26% | 3,76E-08 |
| 6 | 21,2 | 20,12% | 5,30E-08 |
| 7 | 21,9 | 16,50% | 4,35E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 16,3 | 100,00% | 2,64E-07 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre a ribeira da Granja Ponte nº: 5
 Localização: EN 103-7, km 004+000 Nº EP: 4350
 Ano Construção: -- Época de construção:
 Ano Alteração: 1997

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

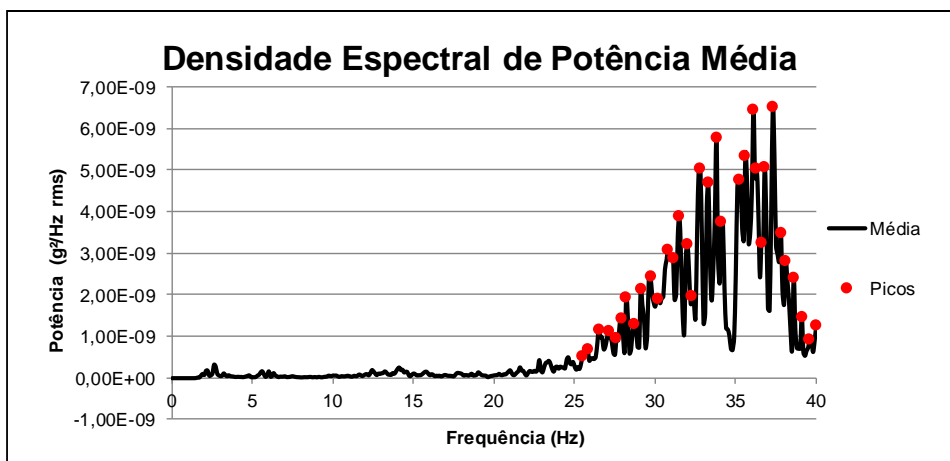
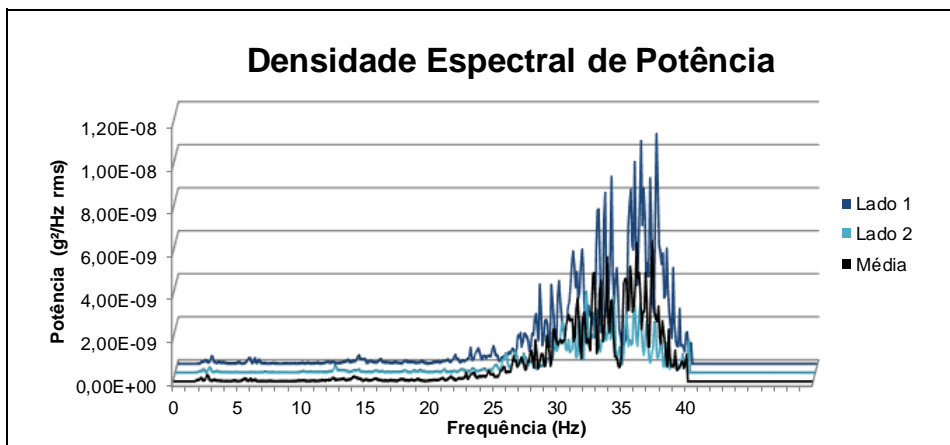
| | |
|------------------------|------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 4,00 |
| Altura do arco (r): | 2,00 |
| Espessura do arco (t): | 0,50 |
| Enchimento (h): | 0,30 |
| Enchimento total (h¹): | 0,68 |

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | |
|------------------------|------------|
| Data de ensaio | 22/06/2018 |
| Intensidade de Tráfego | Baixa |

| Resultados direção Vertical | | | |
|-----------------------------|-----------------|---------|------------------|
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 25,5 | 8,06% | 5,28E-10 |
| 2 | 25,8 | 10,65% | 6,97E-10 |
| 3 | 26,5 | 18,31% | 1,20E-09 |
| 4 | 27,1 | 17,39% | 1,14E-09 |
| 5 | 27,6 | 14,89% | 9,75E-10 |
| 6 | 27,9 | 22,27% | 1,46E-09 |
| 7 | 28,2 | 30,11% | 1,97E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 37,3 | 100,00% | 6,55E-09 |



CARACTERISTICAS GERAIS

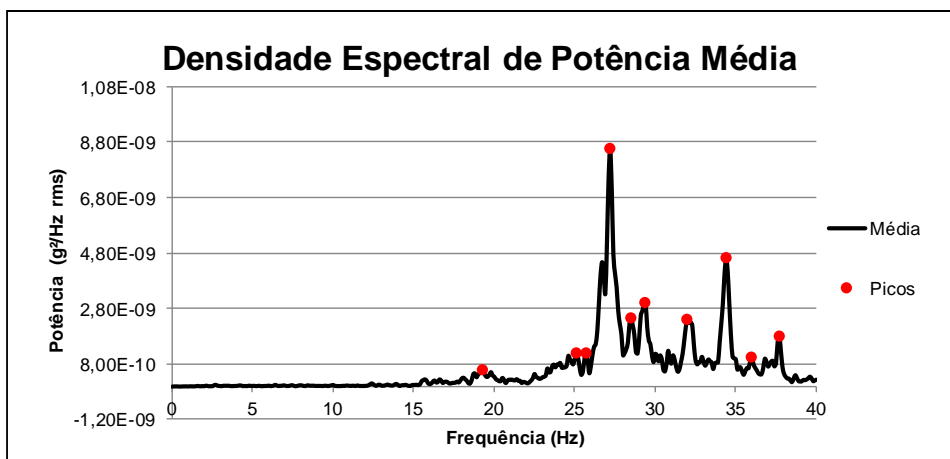
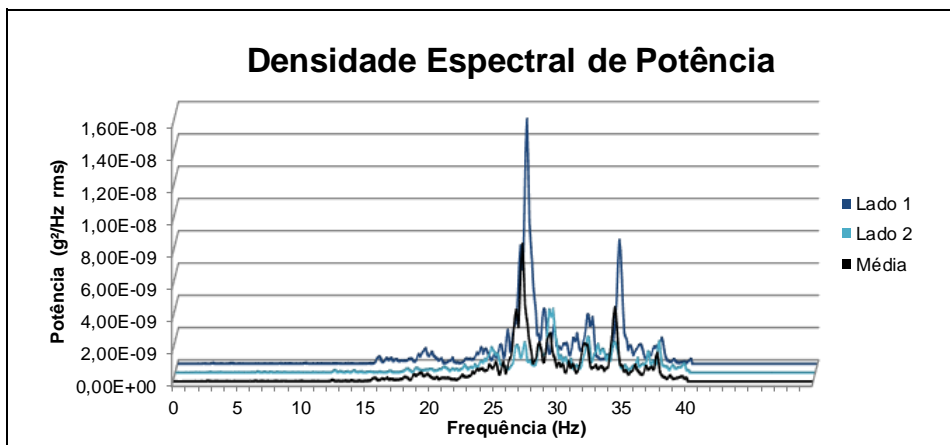
| | |
|--|-----------------------------|
| Nome da ponte: Ponte da Feteira | Ponte nº: 7 |
| Localização: EN 102, km 009+280 | Nº EP: 4362 |
| Ano Construção: -- | Época de construção: |
| Ano Alteração: 1987 | |

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|-------------------------------|------|---|--------------|
| Número de arcos: | 1 | Alvenaria: | Alargada |
| Vão Livre (s): | 5,30 | Tipo de arco: | Semicircular |
| Altura do arco (r): | 2,60 | Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Espessura do arco (t): | 0,55 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 0,50 | Tipo de espessura: | Variável |
| Enchimento total (h¹): | 0,75 | Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|-------------------------|
| Data de ensaio | 10/08/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Alta | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 19,3 | 7,02% | 6,03E-10 |
| 2 | 25,1 | 14,40% | 1,24E-09 |
| 3 | 25,7 | 14,47% | 1,24E-09 |
| 4 | 27,2 | 100,00% | 8,59E-09 |
| 5 | 28,5 | 28,76% | 2,47E-09 |
| 6 | 29,4 | 35,39% | 3,04E-09 |
| 7 | 32 | 28,20% | 2,42E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 27,2 | 100,00% | 8,59E-09 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre o Ribeiro de Bem Saúde Ponte nº: 15
 Localização: EN 102, km 044+729 Nº EP: 4376
 Ano Construção: -- Época de construção:
 Ano Alteração: 1987

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

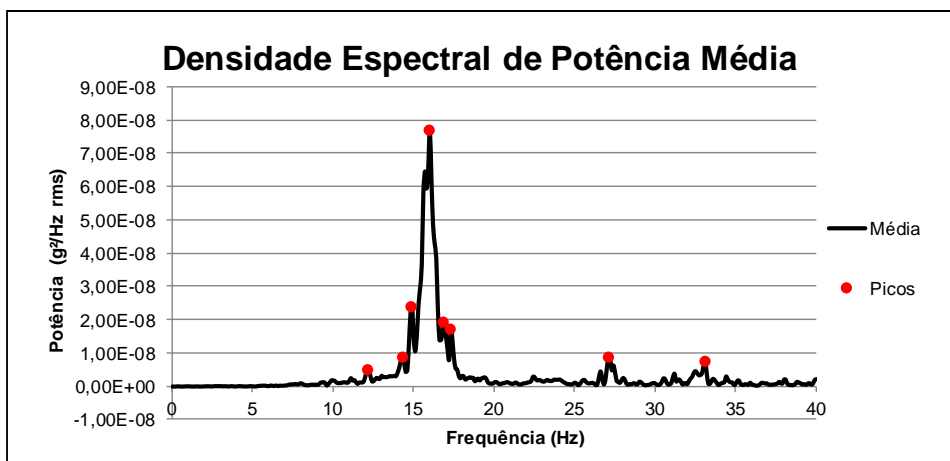
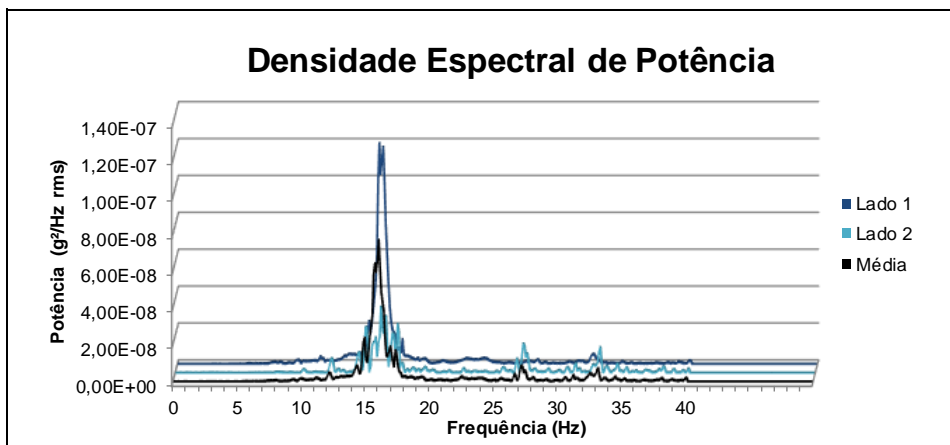
| | |
|-------------------------------------|------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 6,00 |
| Altura do arco (r): | 3,00 |
| Espessura do arco (t): | 0,60 |
| Enchimento (h): | 1,45 |
| Enchimento total (h ¹): | 1,45 |

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Variável |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | |
|------------------------|------------|
| Data de ensaio | 09/08/2018 |
| Intensidade de Tráfego | Baixa |

| Resultados direção Vertical | | | |
|-----------------------------|-----------------|---------|-------------------------------|
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g ² /Hz) |
| 1 | 12,2 | 6,50% | 5,02E-09 |
| 2 | 14,3 | 11,58% | 8,95E-09 |
| 3 | 14,9 | 31,23% | 2,41E-08 |
| 4 | 16,0 | 100,00% | 7,73E-08 |
| 5 | 16,9 | 25,11% | 1,94E-08 |
| 6 | 17,3 | 22,60% | 1,75E-08 |
| 7 | 27,1 | 11,61% | 8,97E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 16,0 | 100,00% | 7,73E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

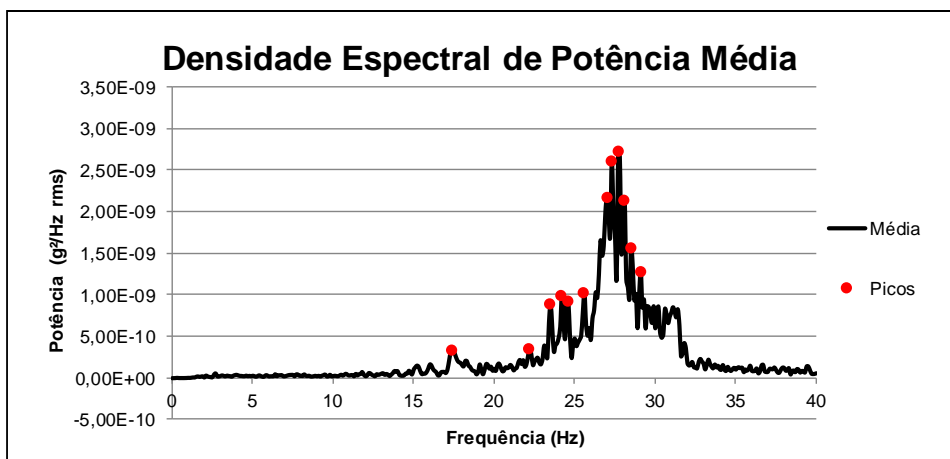
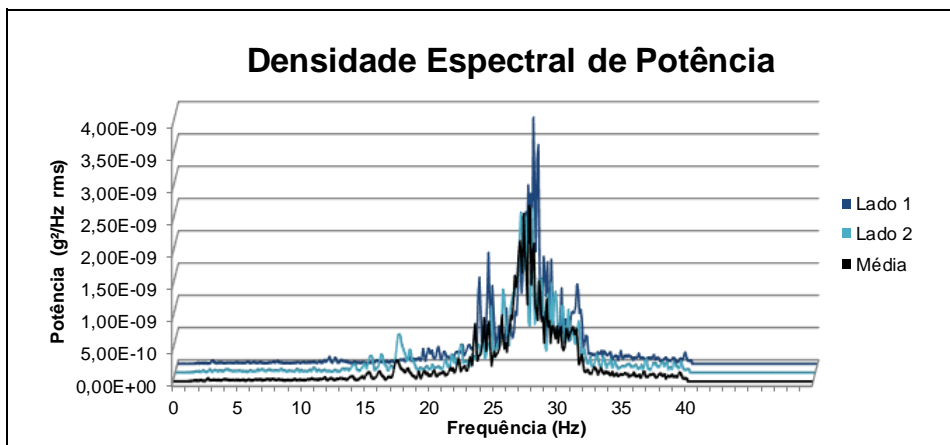
| | |
|--|-----------------------------|
| Nome da ponte: Ponte do Cavaco | Ponte nº: 16 |
| Localização: EN 102, km 034+336 | Nº EP: 4381 |
| Ano Construção: -- | Época de construção: |
| Ano Alteração: 1987 | |

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|-------------------------------|------|---|--------------|
| Número de arcos: | 1 | Alvenaria: | Alargada |
| Vão Livre (s): | 5,80 | Tipo de arco: | Semicircular |
| Altura do arco (r): | 3,00 | Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Espessura do arco (t): | 0,06 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 1,20 | Tipo de espessura: | Variável |
| Enchimento total (h¹): | 1,43 | Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|-------------------------|
| Data de ensaio | 09/08/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Média | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 17,4 | 12,35% | 3,37E-10 |
| 2 | 22,2 | 13,29% | 3,63E-10 |
| 3 | 23,5 | 32,97% | 9,00E-10 |
| 4 | 24,2 | 36,45% | 9,95E-10 |
| 5 | 24,6 | 34,36% | 9,38E-10 |
| 6 | 25,6 | 37,80% | 1,03E-09 |
| 7 | 27,0 | 79,94% | 2,18E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 27,7 | 100,00% | 2,73E-09 |



CARACTERISTICAS GERAIS

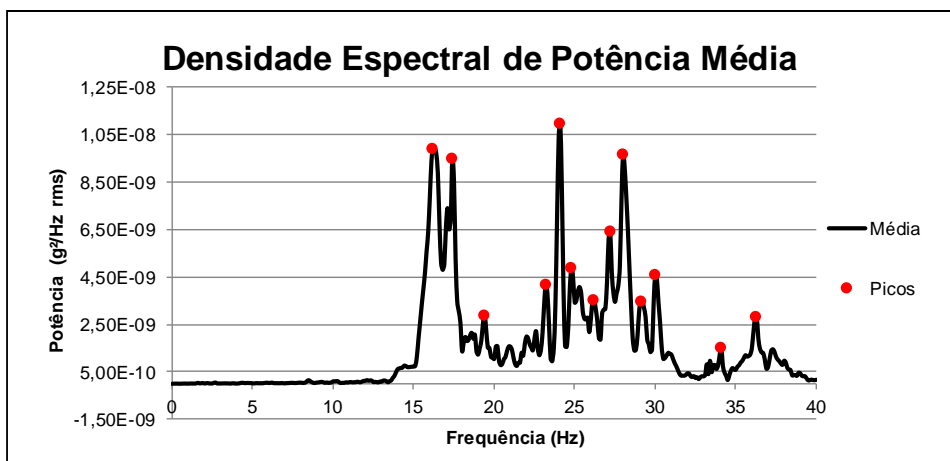
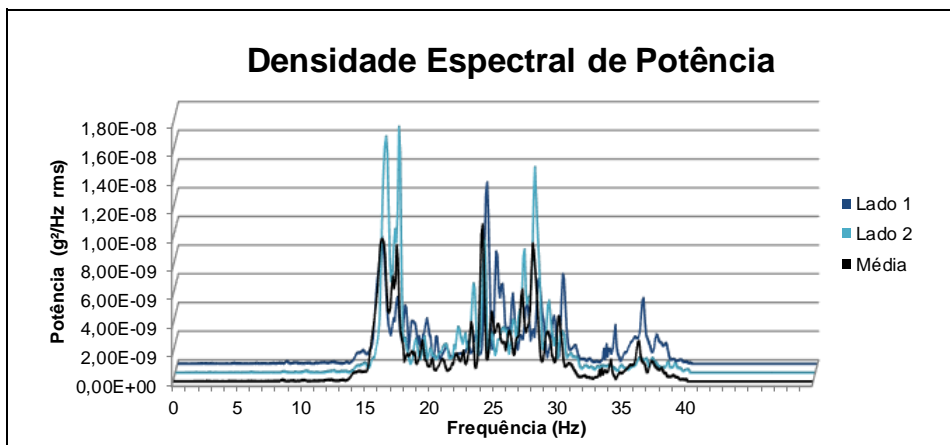
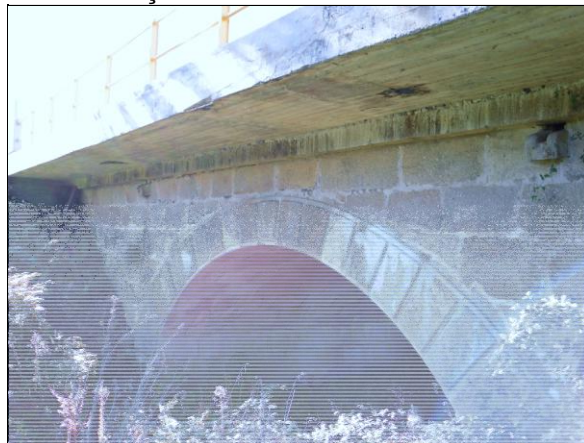
| | |
|---|-----------------------------|
| Nome da ponte: Ponte da Freixeda | Ponte nº: 17 |
| Localização: EN 102, km 035+311 | Nº EP: 4382 |
| Ano Construção: -- | Época de construção: |
| Ano Alteração: 1987 | |

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|-------------------------------|------|---|------------|
| Número de arcos: | 1 | Alvenaria: | Alargada |
| Vão Livre (s): | 8,00 | Tipo de arco: | Segmentado |
| Altura do arco (r): | 2,00 | Categoria em função do vão: | Médio |
| Espessura do arco (t): | 0,70 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 1,02 | Tipo de espessura: | Variável |
| Enchimento total (h¹): | 1,30 | Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|-------------------------|
| Data de ensaio | 09/08/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Média | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 16,6 | 90,42% | 9,95E-09 |
| 2 | 17,4 | 86,74% | 9,54E-09 |
| 3 | 19,4 | 26,48% | 2,91E-09 |
| 4 | 23,2 | 38,17% | 4,20E-09 |
| 5 | 24,1 | 100,00% | 1,10E-08 |
| 6 | 24,8 | 44,68% | 4,91E-09 |
| 7 | 26,2 | 32,44% | 3,57E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 24,1 | 100,00% | 1,10E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

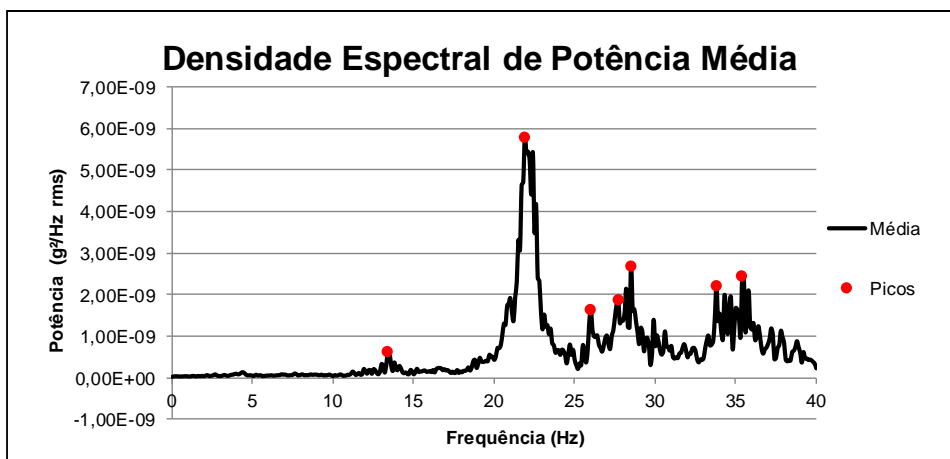
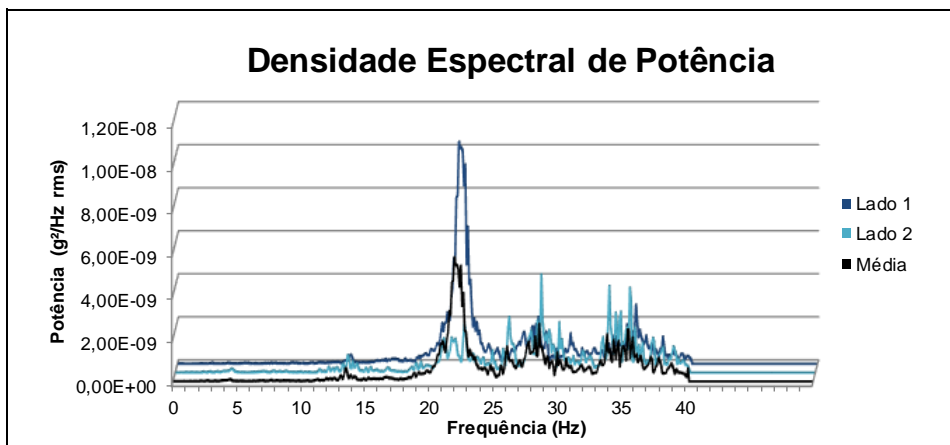
| | |
|--|-----------------------------|
| Nome da ponte: Ponte de Lassa | Ponte nº: 18 |
| Localização: EN 102, km 040+303 | Nº EP: 4384 |
| Ano Construção: -- | Época de construção: |
| Ano Alteração: 1987 | |

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|-------------------------------|-------|---|--------------|
| Número de arcos: | 1 | Alvenaria: | Alargada |
| Vão Livre (s): | 10,85 | Tipo de arco: | Semicircular |
| Altura do arco (r): | 5,00 | Categoria em função do vão: | Médio |
| Espessura do arco (t): | 0,70 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 0,95 | Tipo de espessura: | Variável |
| Enchimento total (h¹): | 1,20 | Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|-------------------------|
| Data de ensaio | 09/08/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Média | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 13,4 | 11,16% | 6,49E-10 |
| 2 | 21,9 | 100,00% | 5,81E-09 |
| 3 | 26 | 28,75% | 1,67E-09 |
| 4 | 27,7 | 32,42% | 1,88E-09 |
| 5 | 28,5 | 46,62% | 2,71E-09 |
| 6 | 33,8 | 38,35% | 2,23E-09 |
| 7 | 35,4 | 42,28% | 2,46E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 21,9 | 100,00% | 5,81E-09 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte da Cal sobre a Ribeira da Cal Ponte nº: 19
 Localização: EN 102, km 041+500 Nº EP: 4385
 Ano Construção: -- Época de construção:
 Ano Alteração: 1987

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

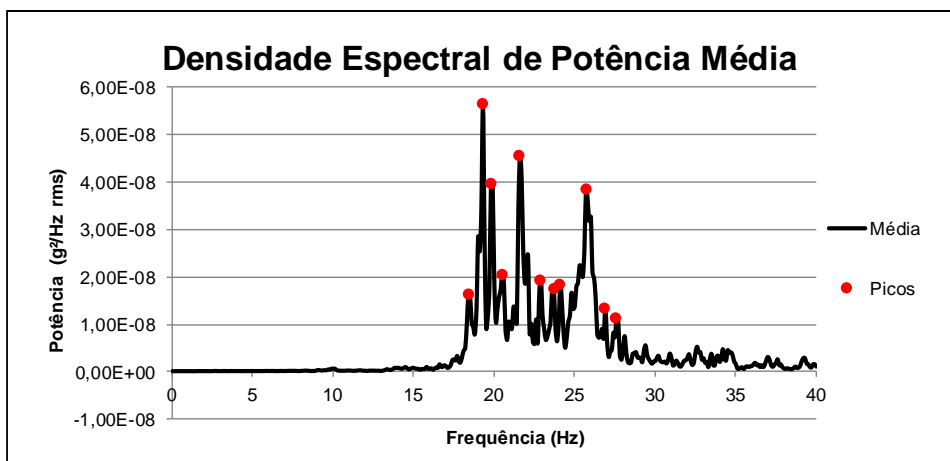
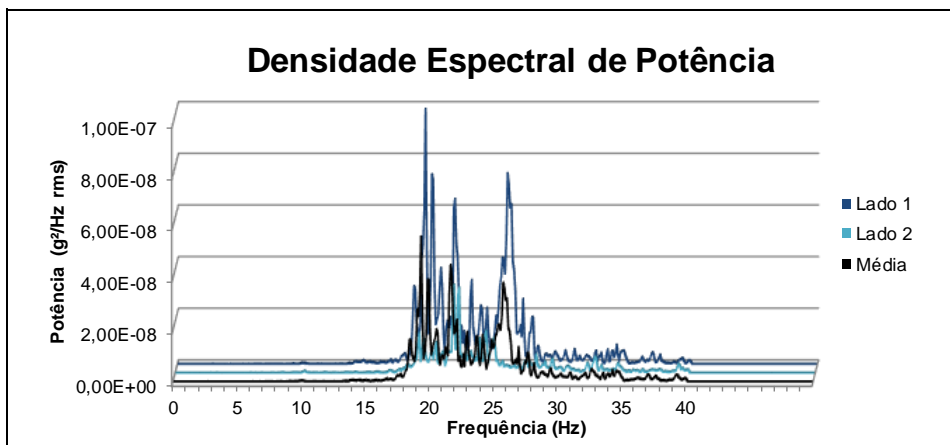
| | |
|-------------------------------------|-------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 11,00 |
| Altura do arco (r): | 5,50 |
| Espessura do arco (t): | 0,70 |
| Enchimento (h): | 1,05 |
| Enchimento total (h ¹): | 1,30 |

| | |
|----------------------------------|--------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Variável |
| Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | |
|------------------------|------------|
| Data de ensaio | 09/08/2018 |
| Intensidade de Tráfego | Média |

| Resultados direção Vertical | | | |
|-----------------------------|-----------------|---------|-------------------------------|
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g ² /Hz) |
| 1 | 18,4 | 29,34% | 1,66E-08 |
| 2 | 19,3 | 100,00% | 5,65E-08 |
| 3 | 19,8 | 70,48% | 3,98E-08 |
| 4 | 20,5 | 36,48% | 2,06E-08 |
| 5 | 21,6 | 80,64% | 4,55E-08 |
| 6 | 22,9 | 34,62% | 1,95E-08 |
| 7 | 23,7 | 31,29% | 1,77E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 19,3 | 100,00% | 5,65E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte Passagem hidráulica ribeira da Veiga Ponte nº: 20
 Localização: EN 103-7, km 009+650 Nº EP: 4387
 Ano Construção: 1897 Época de construção: Contemporânea
 Ano Alteração: --

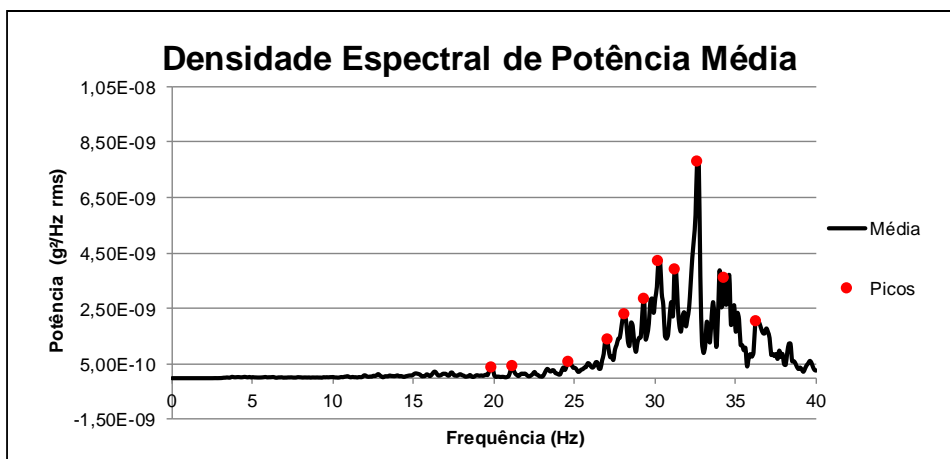
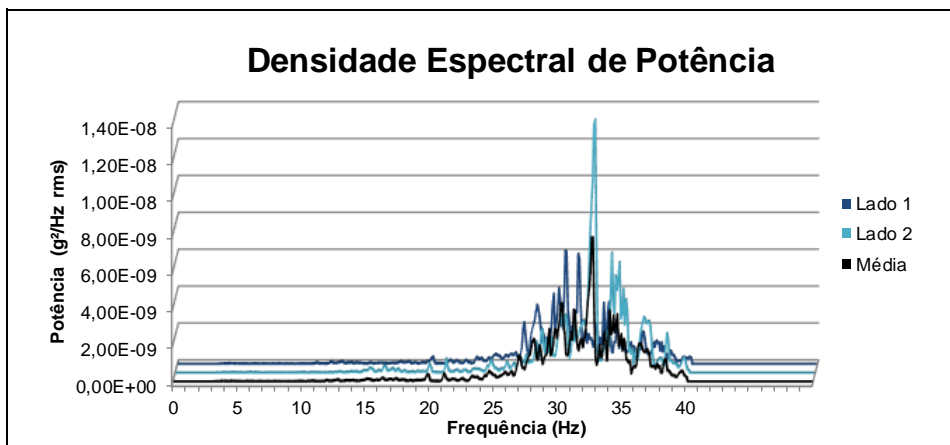
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|------------------------|------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 4,25 |
| Altura do arco (r): | 2,00 |
| Espessura do arco (t): | 0,48 |
| Enchimento (h): | 0,70 |
| Enchimento total (h¹): | 0,90 |

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 22/06/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 19,8 | 5,50% | 4,32E-10 |
| 2 | 21,1 | 6,05% | 4,75E-10 |
| 3 | 24,6 | 7,82% | 6,14E-10 |
| 4 | 27,0 | 18,18% | 1,43E-09 |
| 5 | 28,1 | 29,89% | 2,35E-09 |
| 6 | 29,3 | 36,78% | 2,89E-09 |
| 7 | 30,2 | 54,35% | 4,27E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 32,6 | 100,00% | 7,86E-09 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre o rio Sabor em França Ponte nº: 21
 Localização: EN 103-7, km 0014+960 Nº EP: 4388
 Ano Construção: 1897 Época de construção: Contemporânea
 Ano Alteração: --

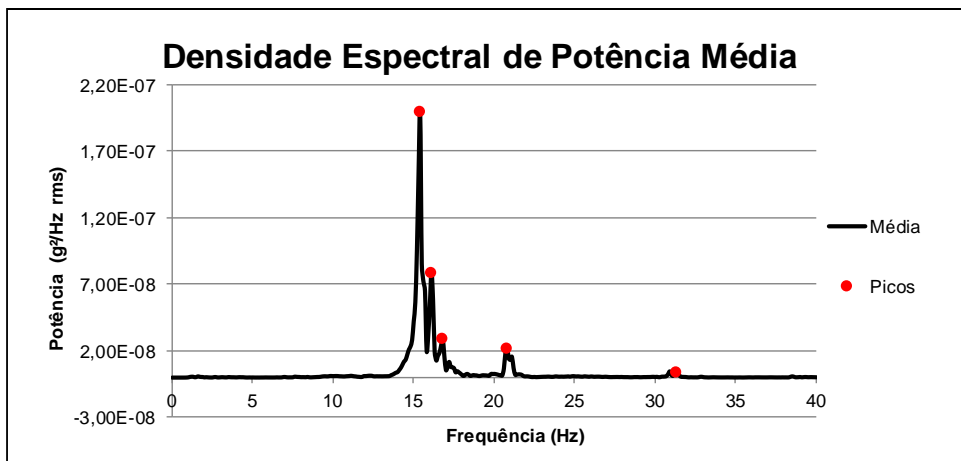
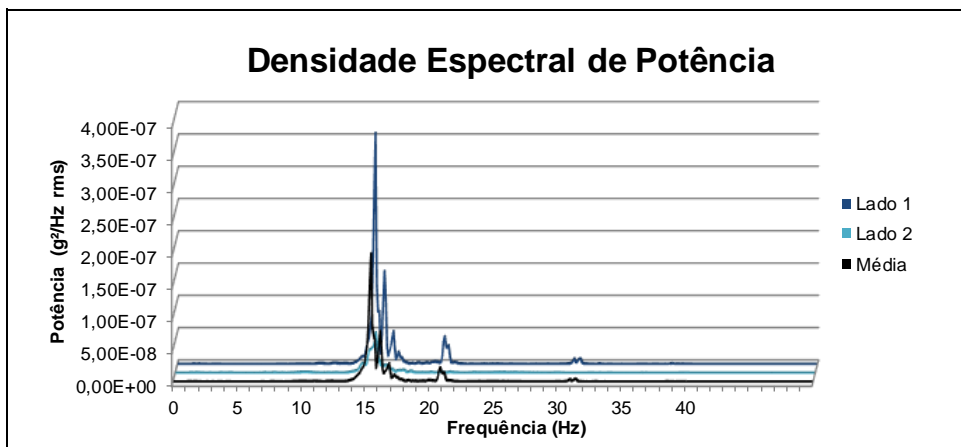
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|------------------------|-------|
| Número de arcos: | 3 |
| Vão Livre (s): | 10,00 |
| Altura do arco (r): | 1,33 |
| Espessura do arco (t): | 0,72 |
| Enchimento (h): | 0,25 |
| Enchimento total (h¹): | 0,50 |

| | |
|----------------------------------|----------------------|
| Alvenaria: | Simplex |
| Tipo de arco: | Segmentado |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Abatido |
| Tipo de espessura: | Variável e Irregular |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 18/06/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 15,4 | 100,00% | 2,00E-07 |
| 2 | 16,1 | 39,71% | 7,95E-08 |
| 3 | 16,8 | 14,75% | 2,95E-08 |
| 4 | 20,8 | 11,49% | 2,30E-08 |
| 5 | 31,3 | 2,35% | 4,70E-09 |
| 6 | | | |
| 7 | | | |
| Maior pico de potência | | | |
| | 15,4 | 100,00% | 2,00E-07 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre a ribeira do Portelo Ponte nº: 22
 Localização: EN 103-7, km 0018+700 Nº EP: 4389
 Ano Construção: 1890 Época de construção: Contemporânea
 Ano Alteração: 1993

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

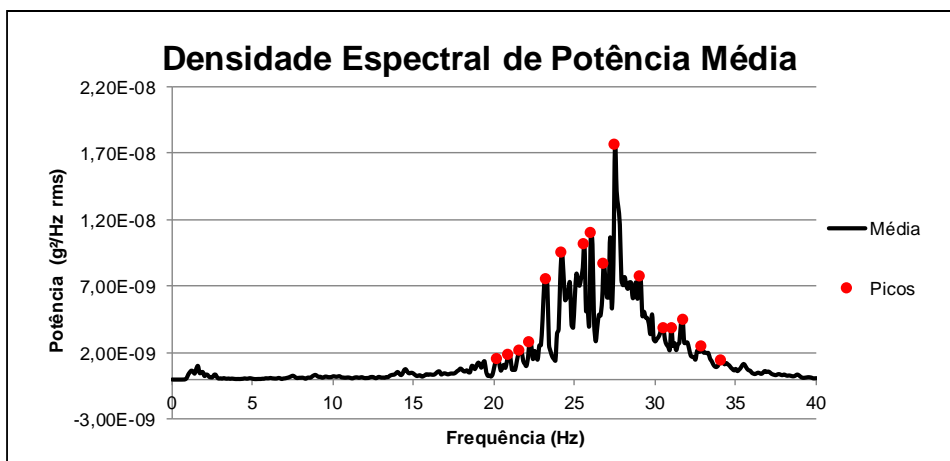
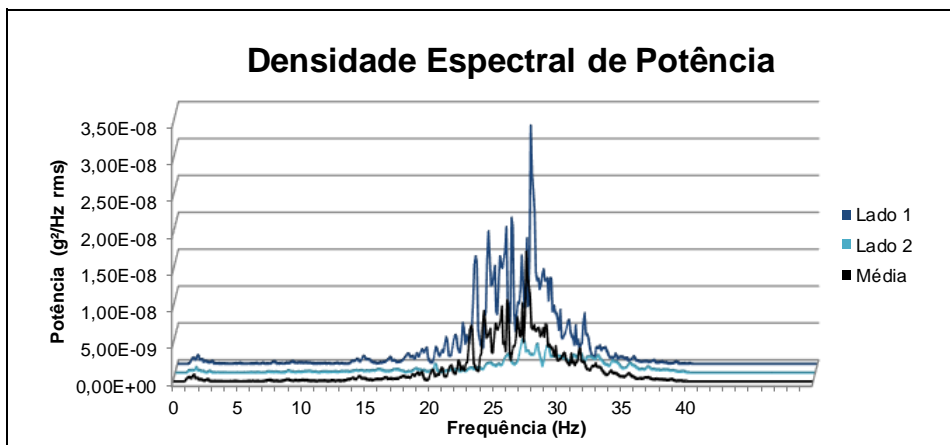
| | |
|-------------------------------------|------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 4,00 |
| Altura do arco (r): | 2,00 |
| Espessura do arco (t): | 0,50 |
| Enchimento (h): | 0,57 |
| Enchimento total (h ¹): | 0,82 |

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | |
|------------------------|------------|
| Data de ensaio | 18/06/2018 |
| Intensidade de Tráfego | Baixa |

| Resultados direção Vertical | | | |
|-----------------------------|-----------------|---------|-------------------------------|
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g ² /Hz) |
| 1 | 20,2 | 11,17% | 1,98E-09 |
| 2 | 20,9 | 12,65% | 2,24E-09 |
| 3 | 21,6 | 16,56% | 2,93E-09 |
| 4 | 22,2 | 43,16% | 7,64E-09 |
| 5 | 23,2 | 54,47% | 9,64E-09 |
| 6 | 24,2 | 57,98% | 1,03E-08 |
| 7 | 25,6 | 62,80% | 1,11E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 27,5 | 100,00% | 1,77E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte de Quintanilha sobre o rio Maças Ponte nº: 23
 Localização: EN 218-1, km 008+020 Nº EP: 4392
 Ano Construção: 1903 Época de construção: Contemporânea
 Ano Alteração: --

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

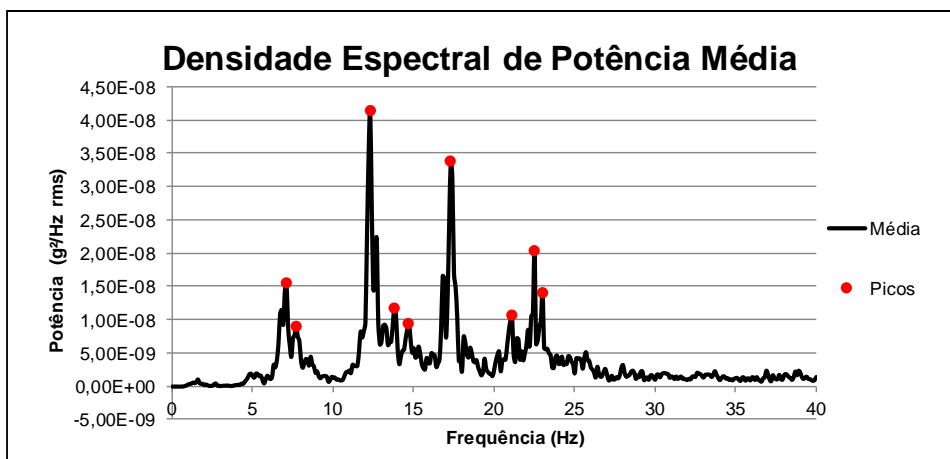
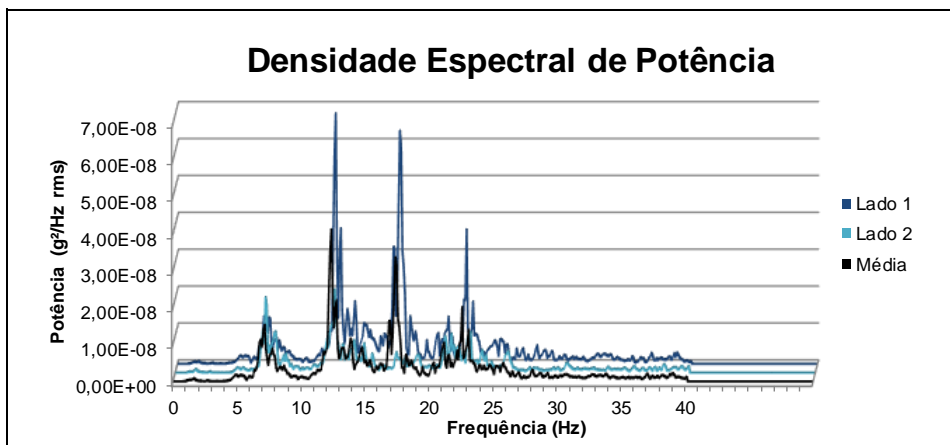
| | |
|------------------------|-------|
| Número de arcos: | 5 |
| Vão Livre (s): | 14,95 |
| Altura do arco (r): | 2,45 |
| Espessura do arco (t): | 0,95 |
| Enchimento (h): | 0,24 |
| Enchimento total (h¹): | 0,66 |

| | |
|----------------------------------|------------|
| Alvenaria: | Simplex |
| Tipo de arco: | Segmentado |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Abatido |
| Tipo de espessura: | Irregular |
| Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | |
|------------------------|------------|
| Data de ensaio | 08/08/2018 |
| Intensidade de Tráfego | Baixa |

| Resultados direção Vertical | | | |
|-----------------------------|-----------------|---------|------------------|
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 7,1 | 37,48% | 1,55E-08 |
| 2 | 7,7 | 22,06% | 9,14E-09 |
| 3 | 12,3 | 100,00% | 4,14E-08 |
| 4 | 13,8 | 28,58% | 1,18E-08 |
| 5 | 14,7 | 22,94% | 9,51E-09 |
| 6 | 17,3 | 81,73% | 3,39E-08 |
| 7 | 21,1 | 25,79% | 1,07E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 12,3 | 100,00% | 4,14E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte nova de Gimonde sobre o rio Sabor Ponte nº: 26
 Localização: EN 218, km 006+971 Nº EP: 4395
 Ano Construção: 1888 Época de construção: Contemporânea
 Ano Alteração: --

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

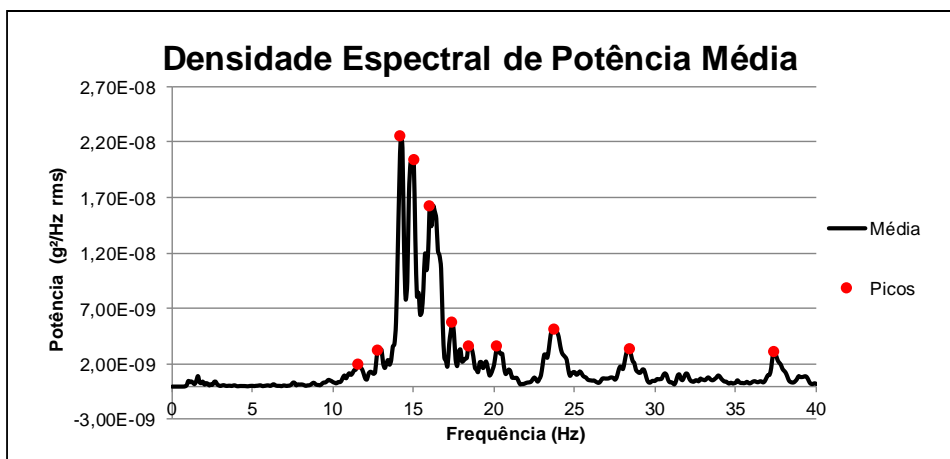
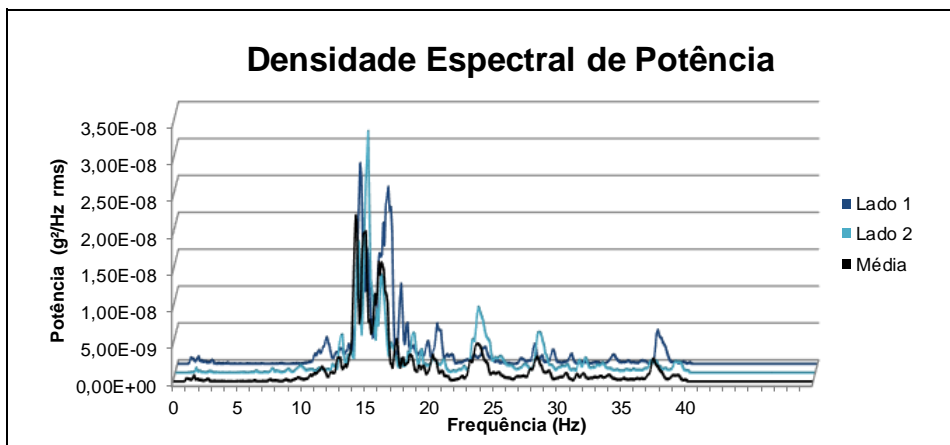
| | |
|------------------------|------|
| Número de arcos: | 7 |
| Vão Livre (s): | 7,00 |
| Altura do arco (r): | 2,00 |
| Espessura do arco (t): | 0,55 |
| Enchimento (h): | 0,60 |
| Enchimento total (h¹): | 0,75 |

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Alvenaria: | Simples |
| Tipo de arco: | Segmentado |
| Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Classe de profundidade relativa: | Semi-abatido |
| Tipo de espessura: | Irregular |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | |
|------------------------|------------|
| Data de ensaio | 14/06/2018 |
| Intensidade de Tráfego | Média |

| Resultados direção Vertical | | | |
|-----------------------------|-----------------|---------|------------------|
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 11,6 | 9,24% | 2,09E-09 |
| 2 | 12,8 | 14,61% | 3,31E-09 |
| 3 | 14,2 | 100,00% | 2,26E-08 |
| 4 | 15,0 | 90,25% | 2,04E-08 |
| 5 | 16,0 | 72,16% | 1,63E-08 |
| 6 | 17,4 | 25,86% | 5,86E-09 |
| 7 | 18,4 | 16,49% | 3,73E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 14,2 | 100,00% | 2,26E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte de Santa Maria sobre o rio Sabor Ponte nº: 27
 Localização: EN 218, km 002+055 Nº EP: 4396
 Ano Construção: 1887 Época de construção: Contemporânea
 Ano Alteração: 1993

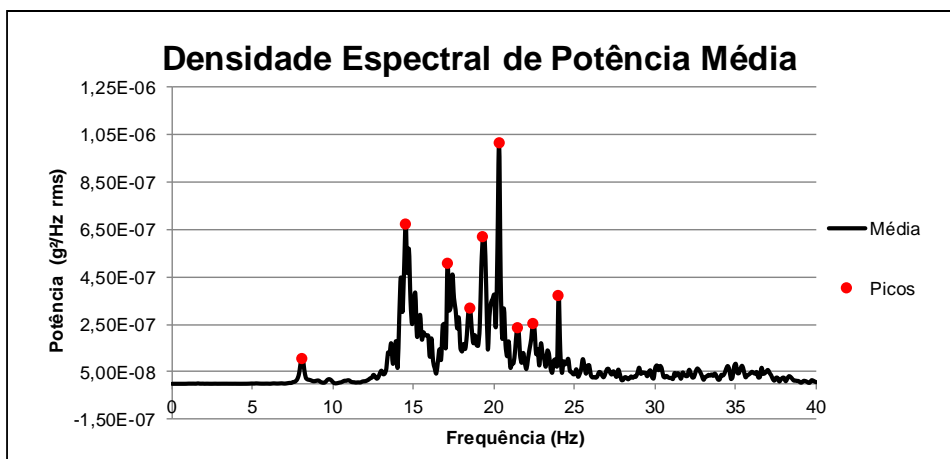
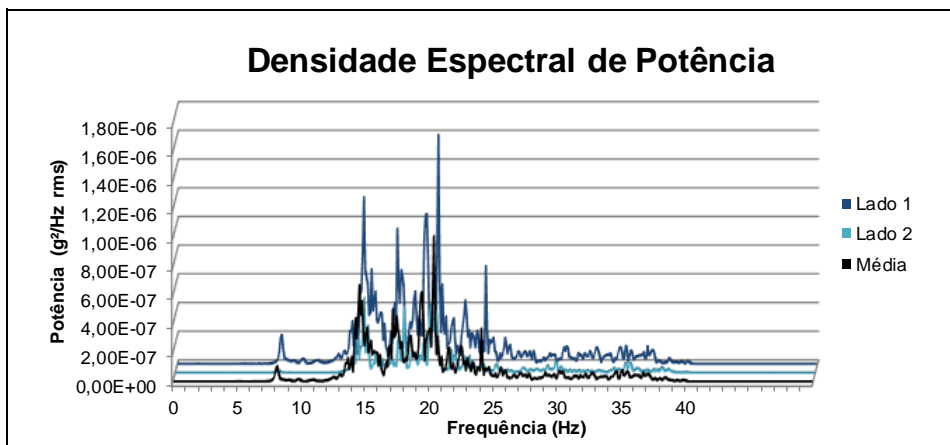
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|------------------------|------|
| Número de arcos: | 3 |
| Vão Livre (s): | 9,00 |
| Altura do arco (r): | 4,50 |
| Espessura do arco (t): | 1,00 |
| Enchimento (h): | 0,35 |
| Enchimento total (h¹): | 0,60 |

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Irregular |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 12/09/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|------------------|
| Intensidade de Tráfego | Alta | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 8,1 | 10,79% | 1,10E-07 |
| 2 | 14,5 | 66,43% | 6,77E-07 |
| 3 | 17,1 | 50,09% | 5,10E-07 |
| 4 | 18,5 | 31,69% | 3,23E-07 |
| 5 | 19,3 | 61,08% | 6,22E-07 |
| 6 | 20,3 | 100,00% | 1,02E-06 |
| 7 | 21,5 | 23,58% | 2,40E-07 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 20,3 | 100,00% | 1,02E-06 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre o Rio Fresno **Ponte nº:** 28
Localização: EN 2018, km 083+900 **Nº EP:** 4402
Ano Construção: 1883 **Época de construção:** Contemporânea
Ano Alteração: 1994

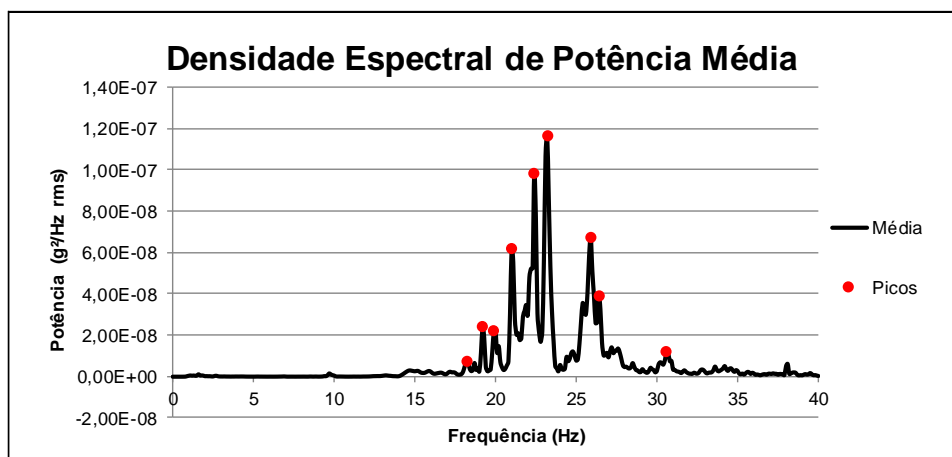
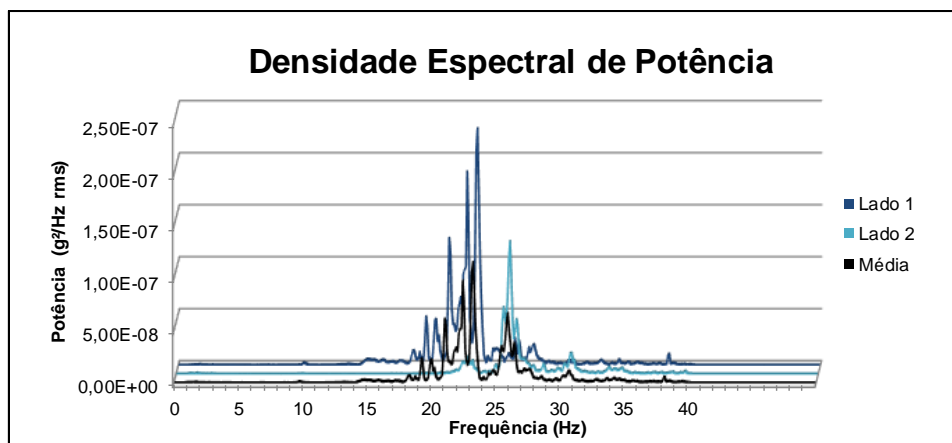
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|-------------------------------------|-------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 10,80 |
| Altura do arco (r): | 5,00 |
| Espessura do arco (t): | 1,05 |
| Enchimento (h): | 0,70 |
| Enchimento total (h ¹): | 0,98 |

| | |
|----------------------------------|--------------|
| Avenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 08/08/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|-----------------------------------|
| Intensidade de Tráfego | Alta | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g ² /Hz rms) |
| 1 | 18,2 | 6,34% | 7,38E-09 |
| 2 | 19,2 | 20,65% | 2,41E-08 |
| 3 | 19,9 | 19,15% | 2,23E-08 |
| 4 | 21,0 | 53,30% | 6,21E-08 |
| 5 | 22,4 | 84,53% | 9,85E-08 |
| 6 | 23,2 | 100,00% | 1,16E-07 |
| 7 | 25,9 | 57,93% | 6,75E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 23,2 | 100,00% | 1,16E-07 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre o Rio Fresno Ponte nº: 37
 Localização: EN 221, km 107+770 Nº EP: 4436
 Ano Construção: -- Época de construção:
 Ano Alteração: --

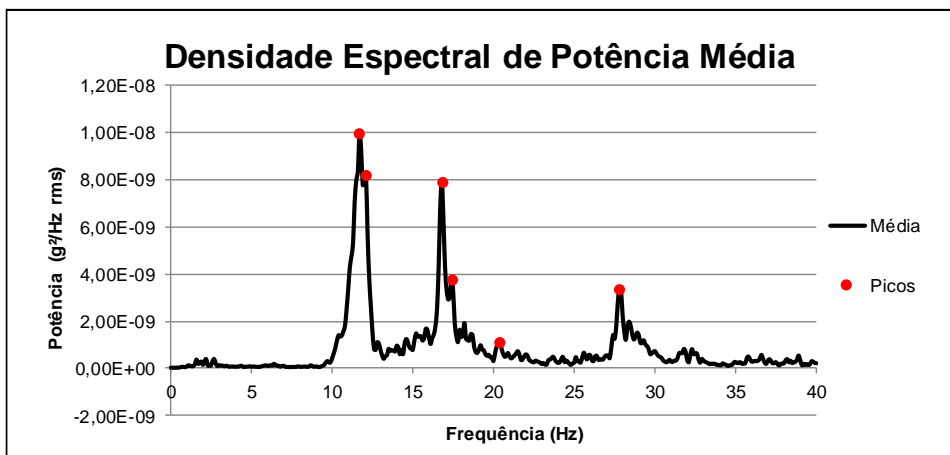
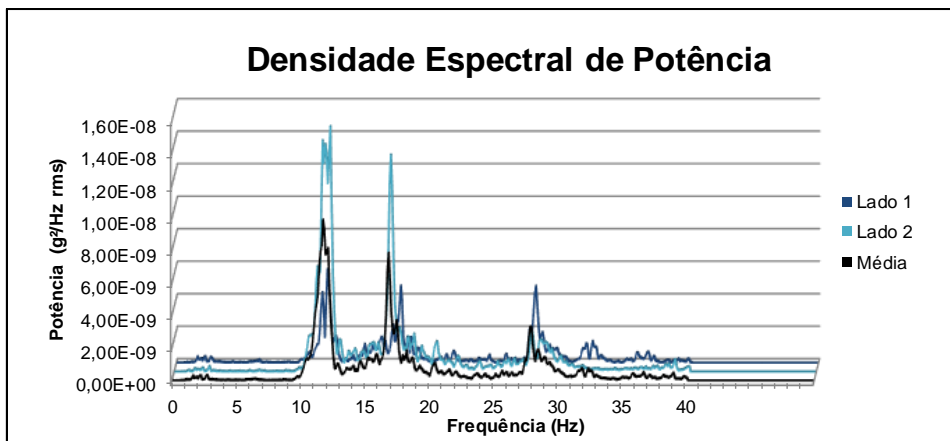
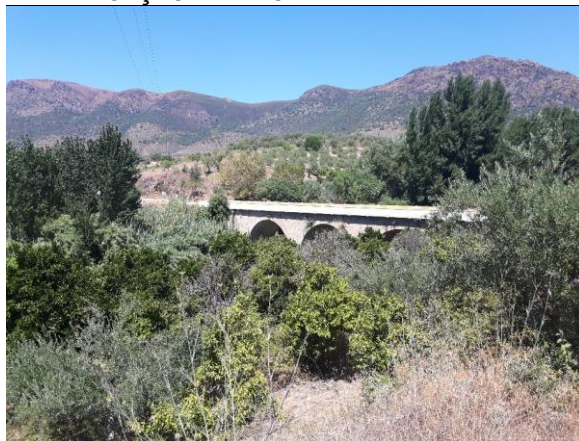
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|------------------------|------|
| Número de arcos: | 3 |
| Vão Livre (s): | 9,90 |
| Altura do arco (r): | 4,95 |
| Espessura do arco (t): | 0,70 |
| Enchimento (h): | 0,80 |
| Enchimento total (h¹): | 1,05 |

| | |
|----------------------------------|--------------|
| Avenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Variável |
| Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 08/08/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|----------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 11,7 | 100,00% | 9,94E-09 |
| 2 | 12,7 | 82,49% | 8,20E-09 |
| 3 | 16,8 | 79,52% | 7,91E-09 |
| 4 | 17,4 | 37,70% | 3,75E-09 |
| 5 | 20,4 | 11,41% | 1,13E-09 |
| 6 | 27,8 | 33,78% | 3,36E-09 |
| 7 | | | |
| Maior pico de potência | | | |
| | 11,7 | 100,00% | 9,94E-09 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre o Rio Fresno **Ponte nº:** 39
Localização: 39EN 15, km 157+747 **Nº EP:** 4441
Ano Construção: 1872 **Época de construção:** Contemporânea
Ano Alteração: --

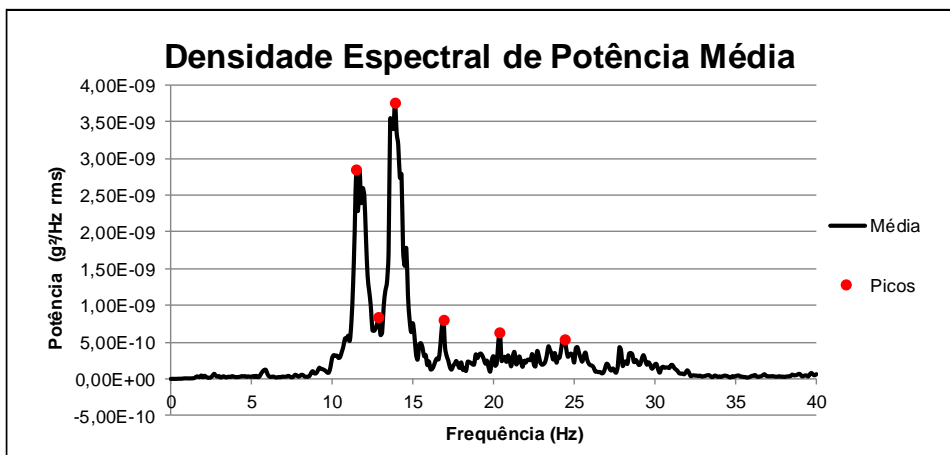
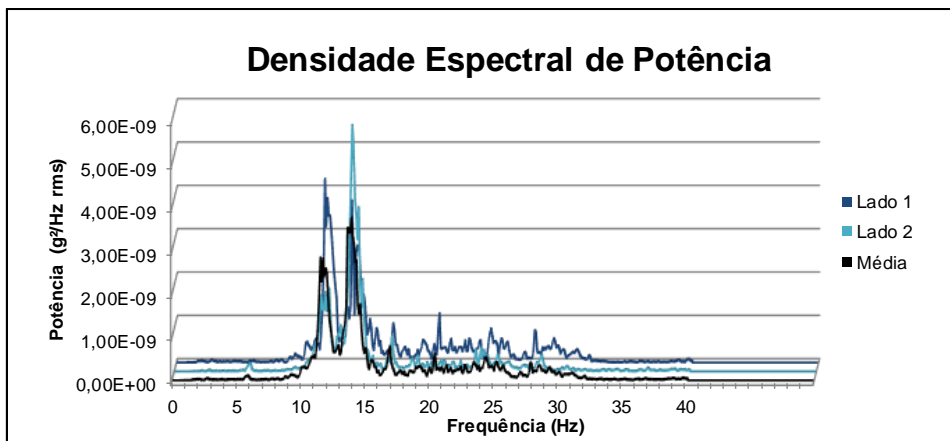
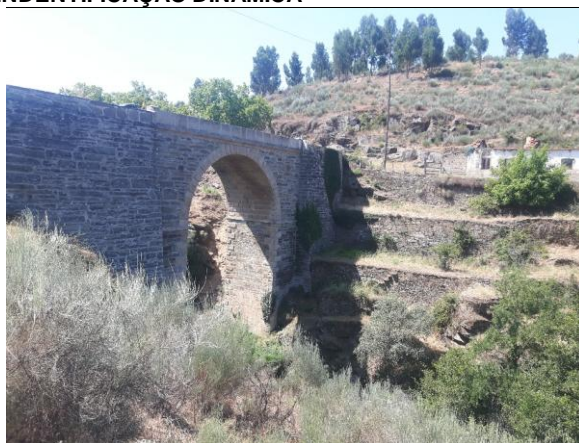
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|------------------------|-------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 12,20 |
| Altura do arco (r): | 6,00 |
| Espessura do arco (t): | 0,75 |
| Enchimento (h): | 0,00 |
| Enchimento total (h¹): | 0,60 |

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Alvenaria: | Simples |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 07/08/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|----------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 11,5 | 75,78% | 2,85E-09 |
| 2 | 12,9 | 22,21% | 8,36E-10 |
| 3 | 13,9 | 100,00% | 3,76E-09 |
| 4 | 16,9 | 21,42% | 8,06E-10 |
| 5 | 20,4 | 16,85% | 6,34E-10 |
| 6 | 24,4 | 14,34% | 5,40E-10 |
| 7 | | | |
| Maior pico de potência | | | |
| | 13,9 | 100,00% | 3,76E-09 |



CARACTERISTICAS GERAIS

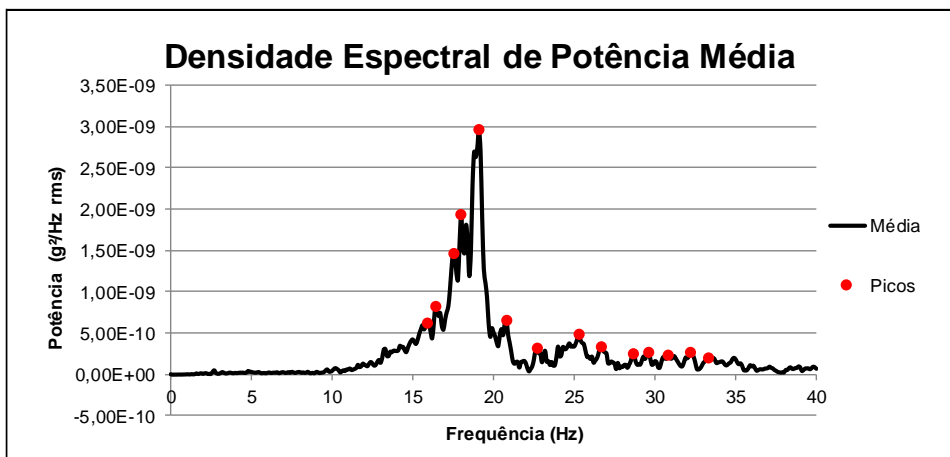
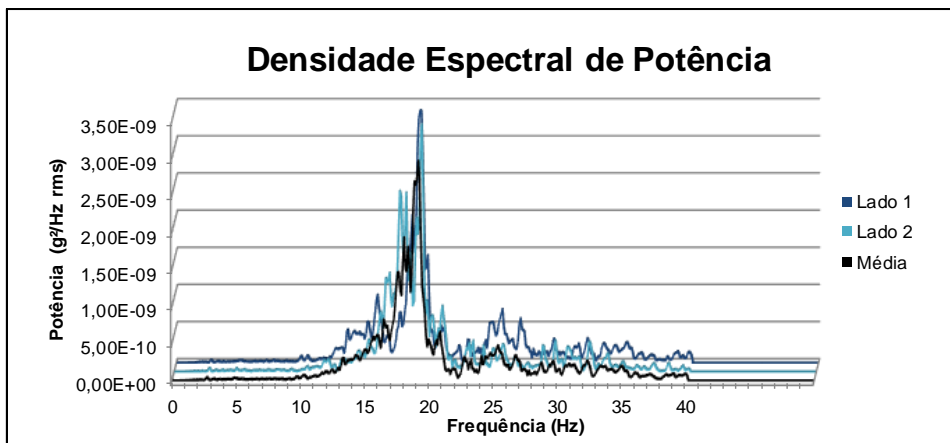
| | |
|--|---|
| Nome da ponte: Ponte sobre o Rio Fresno | Ponte nº: 40 |
| Localização: EN 15, km 210+900 | Nº EP: 4450 |
| Ano Construção: 1867 | Época de construção: Contemporânea |
| Ano Alteração: -- | |

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|-------------------------------|------|---|-----------------|
| Número de arcos: | 1 | Alvenaria: | Simples |
| Vão Livre (s): | 3,90 | Tipo de arco: | Semicircular |
| Altura do arco (r): | 1,95 | Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Espessura do arco (t): | 0,40 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 0,55 | Tipo de espessura: | Constante |
| Enchimento total (h¹): | 0,75 | Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|-----------------------------|
| Data de ensaio | 10/08/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 15,9 | 20,85% | 6,19E-10 |
| 2 | 16,4 | 27,99% | 8,31E-10 |
| 3 | 17,5 | 49,47% | 1,47E-09 |
| 4 | 18,0 | 65,31% | 1,94E-09 |
| 5 | 19,1 | 100,00% | 2,97E-09 |
| 6 | 20,8 | 22,45% | 6,66E-10 |
| 7 | 22,7 | 10,86% | 3,22E-10 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 19,1 | 100,00% | 2,97E-09 |



CARACTERISTICAS GERAIS

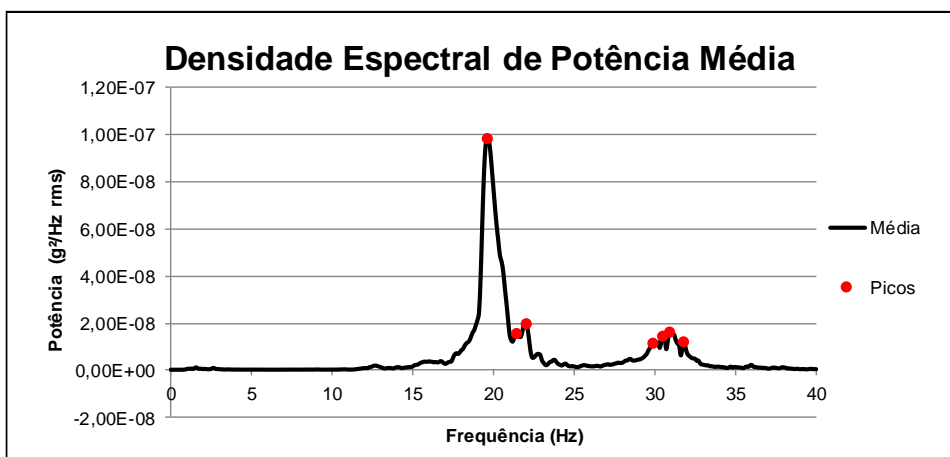
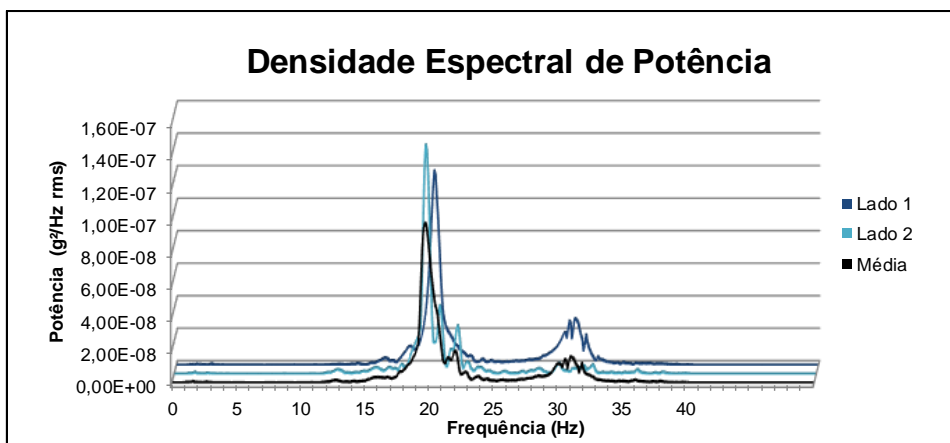
| | |
|--|-----------------------------|
| Nome da ponte: Ponte sobre o Rio Fresno | Ponte nº: 43 |
| Localização: EN 308, km 255+042 | Nº EP: 4513 |
| Ano Construção: -- | Época de construção: |
| Ano Alteração: -- | |

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|-------------------------------|------|---|-----------|
| Número de arcos: | 1 | Alvenaria: | Simples |
| Vão Livre (s): | 7,90 | Tipo de arco: | Ogiva |
| Altura do arco (r): | 4,75 | Categoria em função do vão: | Médio |
| Espessura do arco (t): | 0,65 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 0,50 | Tipo de espessura: | Irregular |
| Enchimento total (h¹): | 0,50 | Material: | Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|-----------------------------|
| Data de ensaio | 12/09/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 19,6 | 100,00% | 9,85E-08 |
| 2 | 21,4 | 16,03% | 1,58E-08 |
| 3 | 22,0 | 20,14% | 1,98E-08 |
| 4 | 29,9 | 11,97% | 1,18E-08 |
| 5 | 30,5 | 15,09% | 1,49E-08 |
| 6 | 30,9 | 16,53% | 1,63E-08 |
| 7 | 31,8 | 12,61% | 1,24E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 19,6 | 100,00% | 9,85E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre o rio Penacal Ponte nº: 48
 Localização: EN 217, km 010+405 Nº EP: 4544
 Ano Construção: -- Época de construção:
 Ano Alteração: --

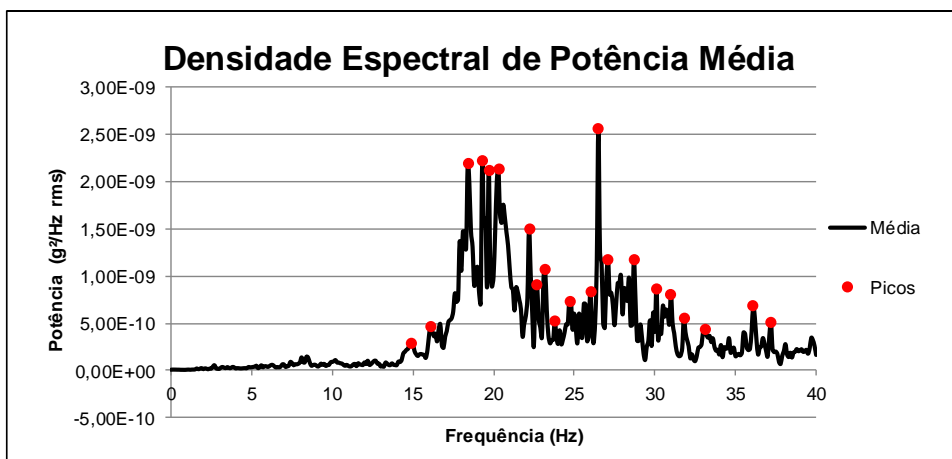
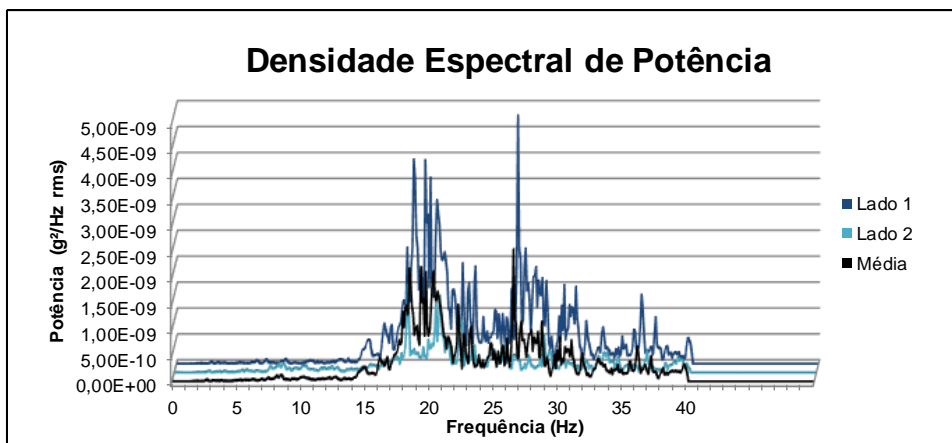
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|-------------------------------------|-------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 10,00 |
| Altura do arco (r): | 2,00 |
| Espessura do arco (t): | 0,60 |
| Enchimento (h): | 0,90 |
| Enchimento total (h ¹): | 1,10 |

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Alvenaria: | Simples |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Abatido |
| Tipo de espessura: | Irregular |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 10/08/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|-----------------------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g ² /Hz rms) |
| 1 | 14,9 | 11,28% | 2,89E-10 |
| 2 | 16,1 | 18,45% | 4,73E-10 |
| 3 | 18,4 | 85,55% | 2,19E-09 |
| 4 | 19,3 | 86,74% | 2,22E-09 |
| 5 | 19,7 | 83,01% | 2,13E-09 |
| 6 | 20,3 | 83,40% | 2,14E-09 |
| 7 | 22,2 | 58,49% | 1,50E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 26,5 | 100,00% | 2,56E-09 |



CARACTERISTICAS GERAIS

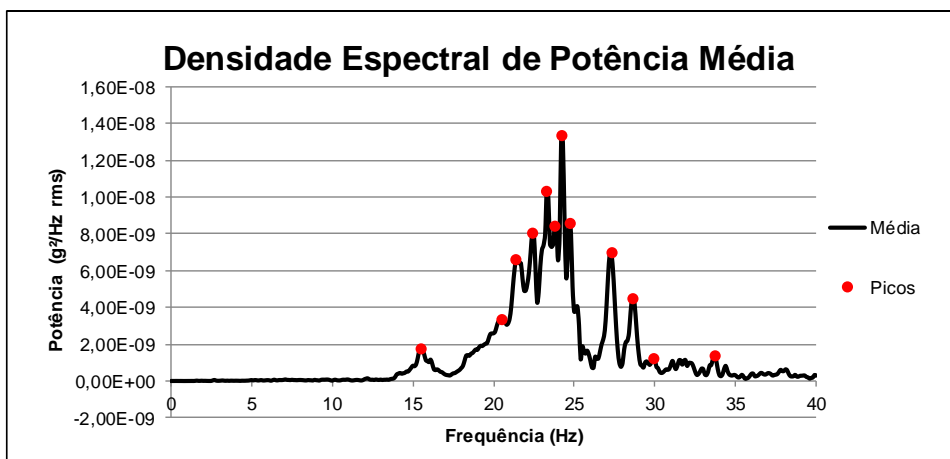
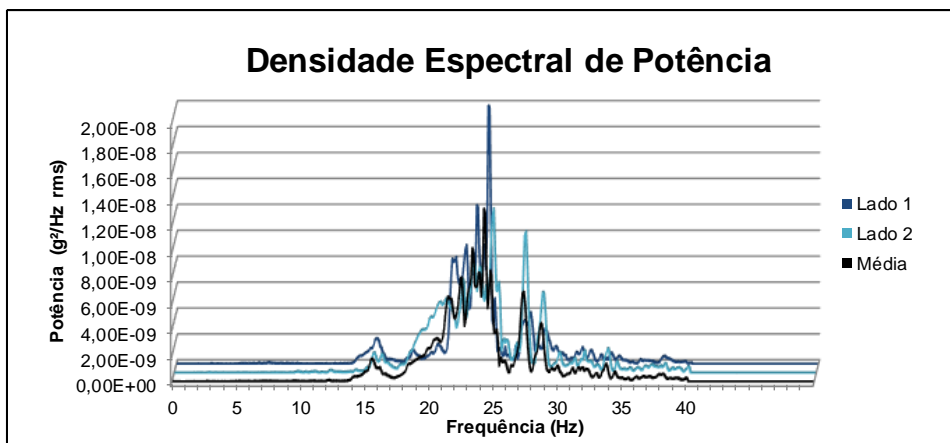
| | |
|--|-----------------------------|
| Nome da ponte: Ponte de Gralhós | Ponte nº: 49 |
| Localização: EN 217, km 043+420 | Nº EP: 4545 |
| Ano Construção: -- | Época de construção: |
| Ano Alteração: -- | |

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|-------------------------------|------|---|-----------------|
| Número de arcos: | 1 | Alvenaria: | Simples |
| Vão Livre (s): | 8,15 | Tipo de arco: | Semicircular |
| Altura do arco (r): | 4,00 | Categoria em função do vão: | Médio |
| Espessura do arco (t): | 0,60 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 0,40 | Tipo de espessura: | Constante |
| Enchimento total (h¹): | 0,65 | Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|-----------------------------|
| Data de ensaio | 10/08/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 15,5 | 13,51% | 1,81E-09 |
| 2 | 20,5 | 25,13% | 3,37E-09 |
| 3 | 21,4 | 49,34% | 6,62E-09 |
| 4 | 22,4 | 60,06% | 8,05E-09 |
| 5 | 23,3 | 77,29% | 1,04E-08 |
| 6 | 23,8 | 63,03% | 8,45E-09 |
| 7 | 24,2 | 100,00% | 1,34E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 24,2 | 100,00% | 1,34E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

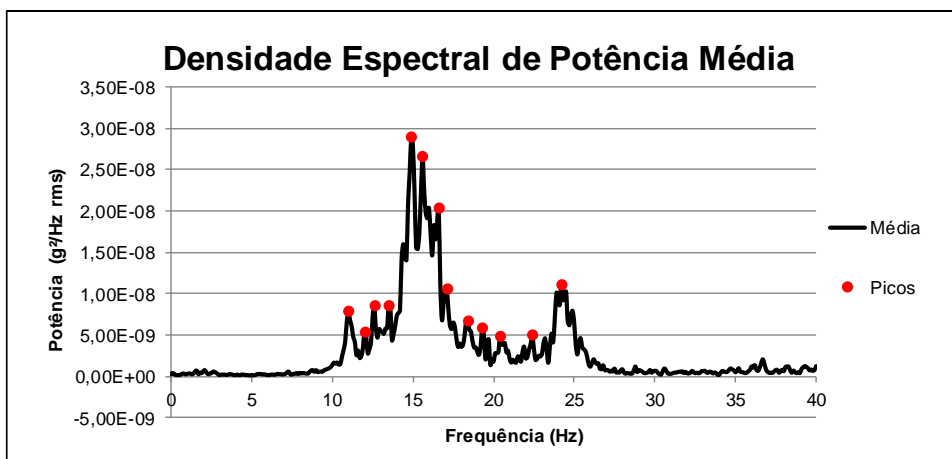
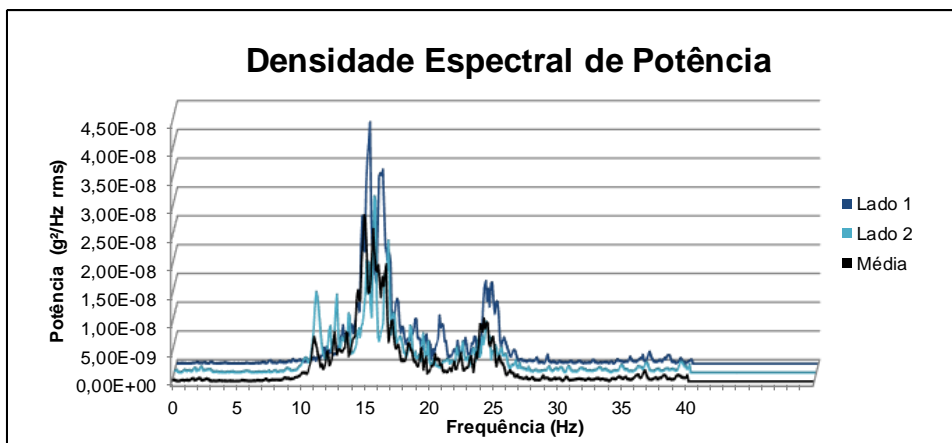
| | |
|--|-----------------------------|
| Nome da ponte: Ponte em Frechas | Ponte nº: 55 |
| Localização: EN 213, km 061+380 | Nº EP: 4572 |
| Ano Construção: -- | Época de construção: |
| Ano Alteração: -- | |

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|--|-------|---|-----------|
| Número de arcos: | 1 | Alvenaria: | Alargada |
| Vão Livre (s): | 10,45 | Tipo de arco: | |
| Altura do arco (r): | 5,00 | Categoria em função do vão: | Médio |
| Espessura do arco (t): | 0,60 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 0,50 | Tipo de espessura: | Irregular |
| Enchimento total (h¹): | 0,85 | Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|--|
| Data de ensaio | 09/08/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Alta | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 11,0 | 27,12% | 7,87E-09 |
| 2 | 12,0 | 18,60% | 5,40E-09 |
| 3 | 12,6 | 29,93% | 8,69E-09 |
| 4 | 13,5 | 29,65% | 8,60E-09 |
| 5 | 14,9 | 100,00% | 2,90E-08 |
| 6 | 15,6 | 91,72% | 2,66E-08 |
| 7 | 16,6 | 70,45% | 2,04E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 13,5 | 100,00% | 2,90E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte em Vieiro, concelho de Vila Flor **Ponte nº:** 57
Localização: EN 314, km 070+000 **Nº EP:** Vieiro
Ano Construção: 1952 **Época de construção:** Contemporânea
Ano Alteração: --

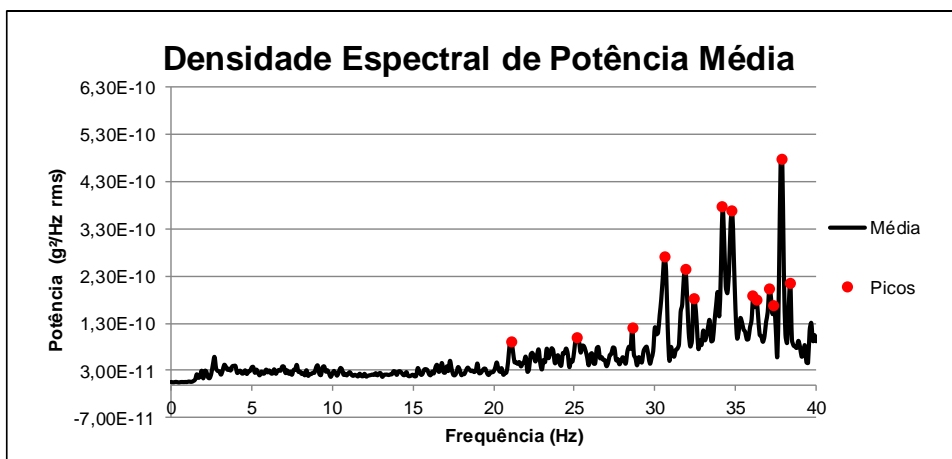
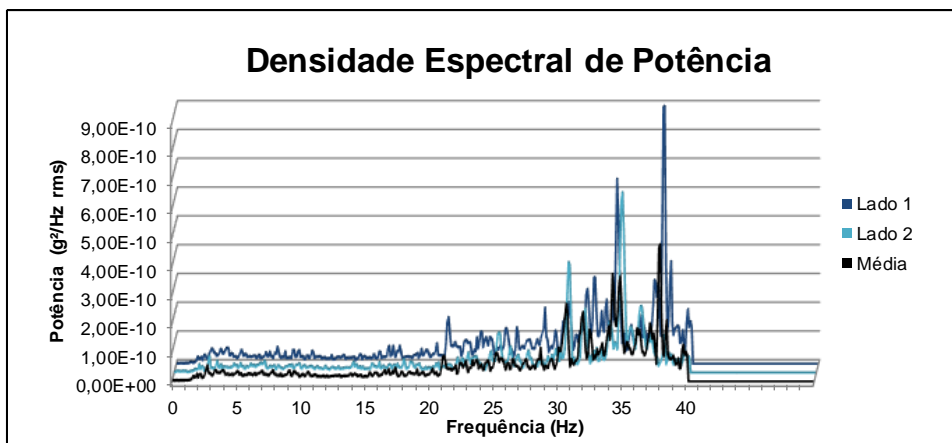
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|-------------------------------------|------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 6,00 |
| Altura do arco (r): | 3,00 |
| Espessura do arco (t): | 0,60 |
| Enchimento (h): | 1,10 |
| Enchimento total (h ¹): | 1,26 |

| | |
|----------------------------------|--------------|
| Alvenaria: | Simples |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Variável |
| Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 09/08/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|-----------------------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g ² /Hz rms) |
| 1 | 21,1 | 19,28% | 9,23E-11 |
| 2 | 25,2 | 21,14% | 1,01E-10 |
| 3 | 28,6 | 25,02% | 1,20E-10 |
| 4 | 30,6 | 56,87% | 2,72E-10 |
| 5 | 31,9 | 38,20% | 1,83E-10 |
| 6 | 32,4 | 78,61% | 3,76E-10 |
| 7 | 34,2 | 76,93% | 3,68E-10 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 37,9 | 100,00% | 4,79E-10 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte de Pedra sobre o rio Tuela Ponte nº: 59
 Localização: EN 206, km 190+000 Nº EP: 4652
 Ano Construção: 1915 Época de construção:
 Ano Alteração: 2002

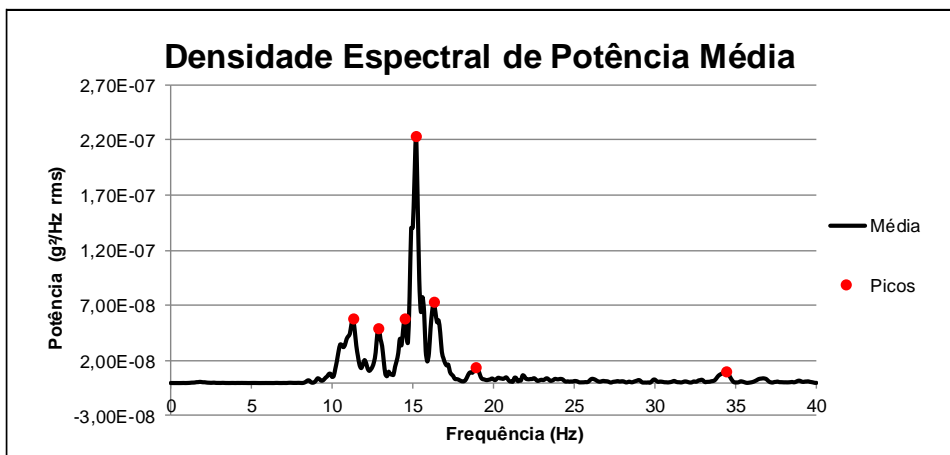
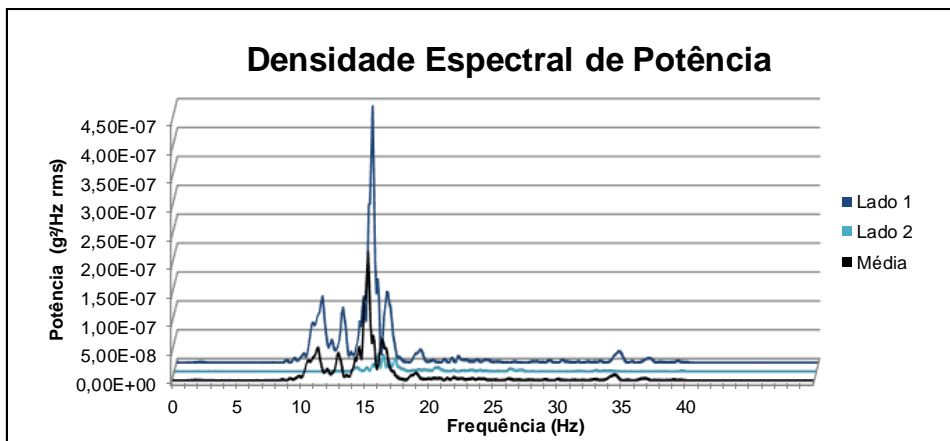
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|-------------------------------------|------|
| Número de arcos: | 6 |
| Vão Livre (s): | 8,95 |
| Altura do arco (r): | 4,00 |
| Espessura do arco (t): | 0,75 |
| Enchimento (h): | 0,20 |
| Enchimento total (h ¹): | 0,20 |

| | |
|----------------------------------|--------------|
| Alvenaria: | Simples |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 07/08/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|-----------------------------------|
| Intensidade de Tráfego | Média | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g ² /Hz rms) |
| 1 | 11,3 | 26,03% | 5,81E-08 |
| 2 | 12,9 | 21,85% | 4,88E-08 |
| 3 | 14,5 | 26,33% | 5,88E-08 |
| 4 | 15,2 | 100,00% | 2,23E-07 |
| 5 | 16,3 | 32,75% | 7,32E-08 |
| 6 | 18,9 | 6,21% | 1,39E-08 |
| 7 | 34,4 | 4,77% | 1,07E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 15,2 | 100,00% | 2,23E-07 |



CARACTERISTICAS GERAIS

| | |
|--|--------------------------------|
| Nome da ponte: Ponte | Ponte nº: 60 |
| Localização: EN 206, km 188+550 | Nº EP: 4654 |
| Ano Construção: -- | Época de construção: -- |
| Ano Alteração: -- | |

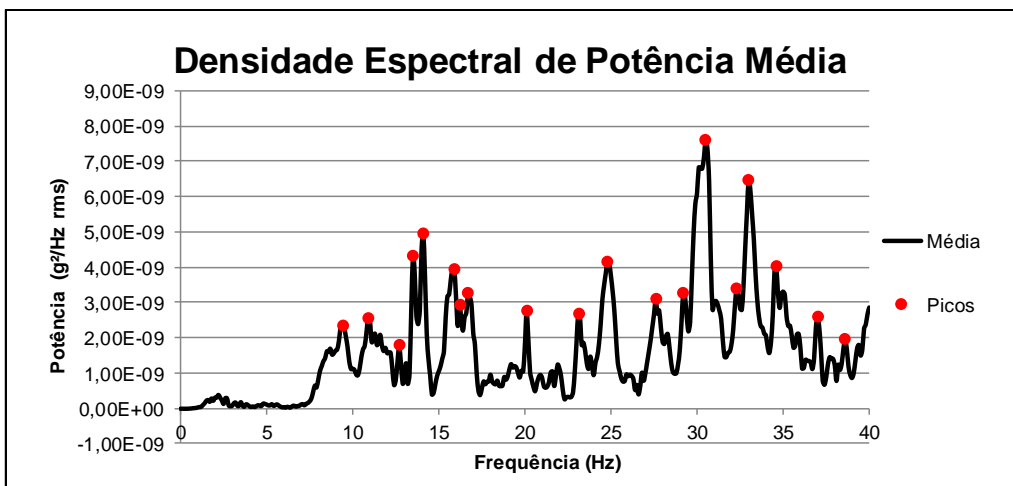
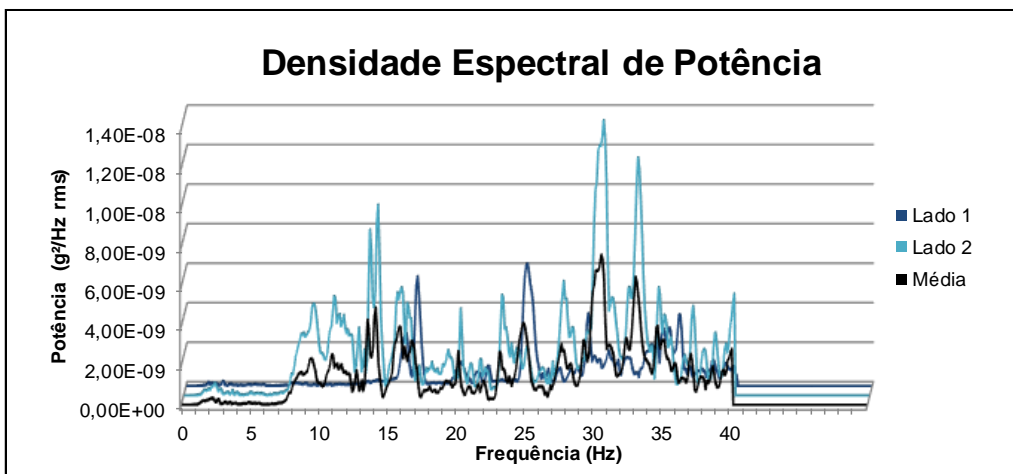
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|-------------------------------|------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 5,00 |
| Altura do arco (r): | 2,50 |
| Espessura do arco (t): | 0,50 |
| Enchimento (h): | 0,35 |
| Enchimento total (h¹): | 0,65 |

| | |
|---|--------------|
| Alvenaria: | Simples |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 07/08/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|----------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 9,4 | 31,16% | 2,38E-09 |
| 2 | 10,9 | 33,89% | 2,59E-09 |
| 3 | 12,7 | 23,56% | 1,80E-09 |
| 4 | 13,5 | 56,99% | 4,35E-09 |
| 5 | 14,1 | 65,19% | 4,98E-09 |
| 6 | 15,9 | 52,09% | 3,98E-09 |
| 7 | 16,2 | 38,92% | 2,97E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 30,5 | 100,00% | 7,64E-09 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte da Formigosa sobre o rio Tuela **Ponte nº:** 61
Localização: EN 315, km 028+450 **Nº EP:** 4656
Ano Construção: Medieval **Época de construção:** Medieval
Ano Alteração: 2010

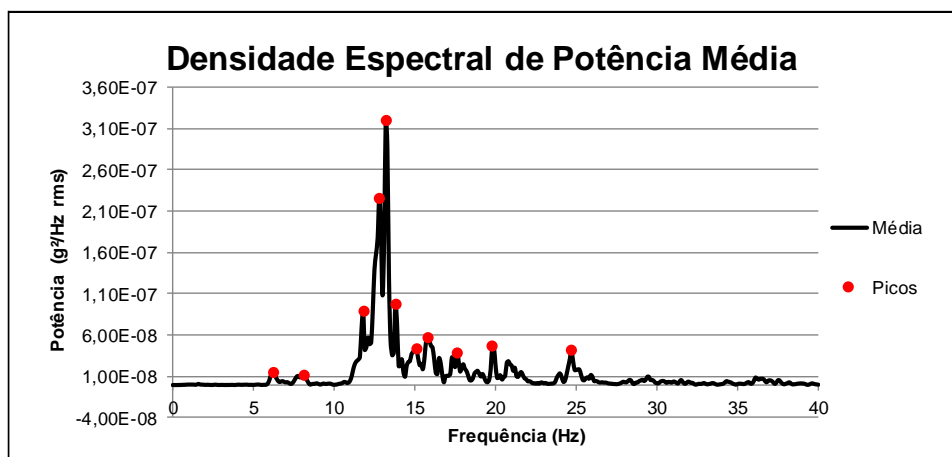
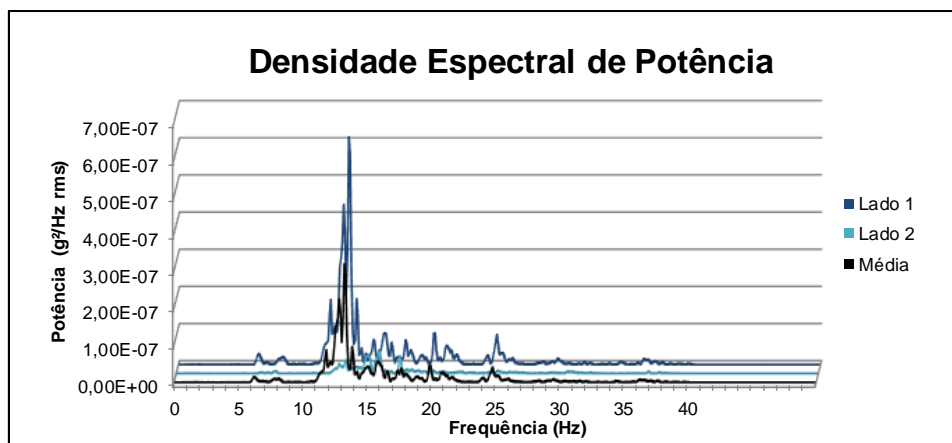
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|------------------------|-------|
| Número de arcos: | 5 |
| Vão Livre (s): | 10,00 |
| Altura do arco (r): | 4,85 |
| Espessura do arco (t): | 0,60 |
| Enchimento (h): | 0,50 |
| Enchimento total (h¹): | 0,70 |

| | |
|----------------------------------|--------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Irregular |
| Material: | Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 07/08/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|----------------------|
| Intensidade de Tráfego | Alta | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 6,2 | 4,93% | 1,58E-08 |
| 2 | 8,1 | 3,54% | 1,14E-08 |
| 3 | 11,8 | 27,75% | 8,91E-08 |
| 4 | 12,8 | 70,46% | 2,26E-07 |
| 5 | 13,2 | 100,00% | 3,21E-07 |
| 6 | 13,8 | 30,56% | 9,81E-08 |
| 7 | 15,1 | 13,55% | 4,35E-08 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 13,2 | 100,00% | 3,21E-07 |



CARACTERISTICAS GERAIS

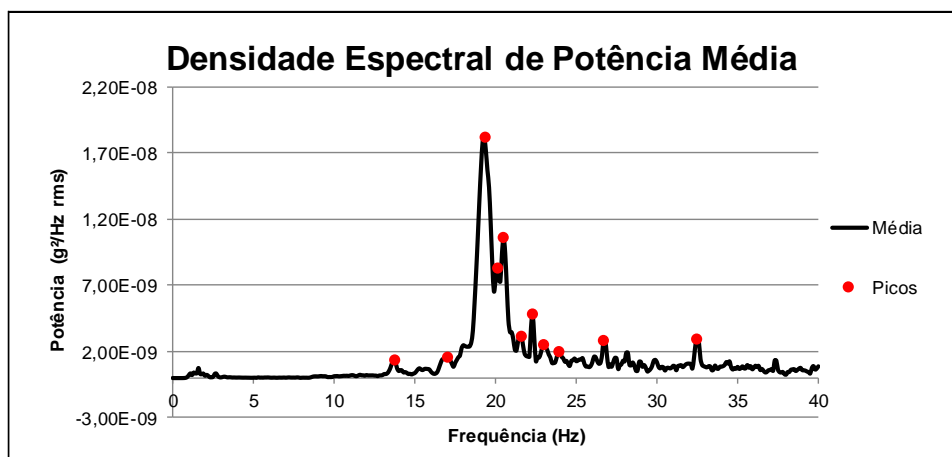
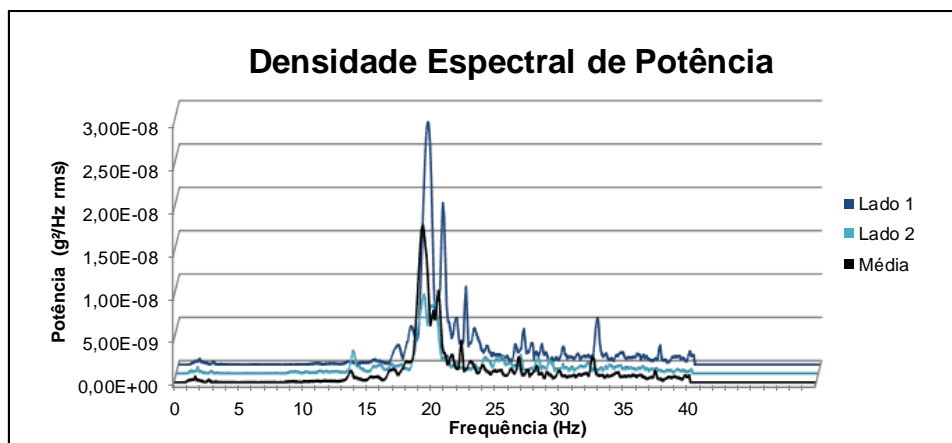
Nome da ponte: Passagem hidráulica Ponte nº: 68
 Localização: EN 218-2, km 004+670 Nº EP: 4808
 Ano Construção: Época de construção:
 Ano Alteração:

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|-------------------------------------|------|----------------------------------|--------------|
| Número de arcos: | 1 | Alvenaria: | Alargada |
| Vão Livre (s): | 1,95 | Tipo de arco: | Semicircular |
| Altura do arco (r): | 0,80 | Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Espessura do arco (t): | 0,50 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 3,00 | Tipo de espessura: | Irregular |
| Enchimento total (h ¹): | 3,00 | Material: | Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | | 14/06/2018 | |
|------------------------------------|-----------------|------------|-----------------------------------|
| Intensidade de Tráfego | | Baixa | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g ² /Hz rms) |
| 1 | 13,7 | 7,78% | 1,42E-09 |
| 2 | 17,0 | 8,83% | 1,61E-09 |
| 3 | 19,3 | 100,00% | 1,83E-08 |
| 4 | 20,1 | 45,68% | 8,34E-09 |
| 5 | 20,5 | 58,35% | 1,07E-08 |
| 6 | 21,6 | 17,67% | 3,23E-09 |
| 7 | 22,3 | 26,70% | 4,88E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 19,3 | 100,00% | 1,83E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

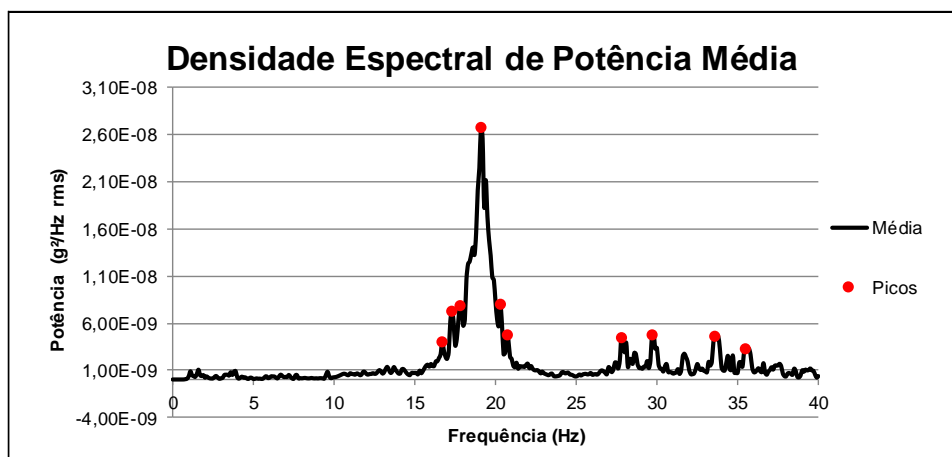
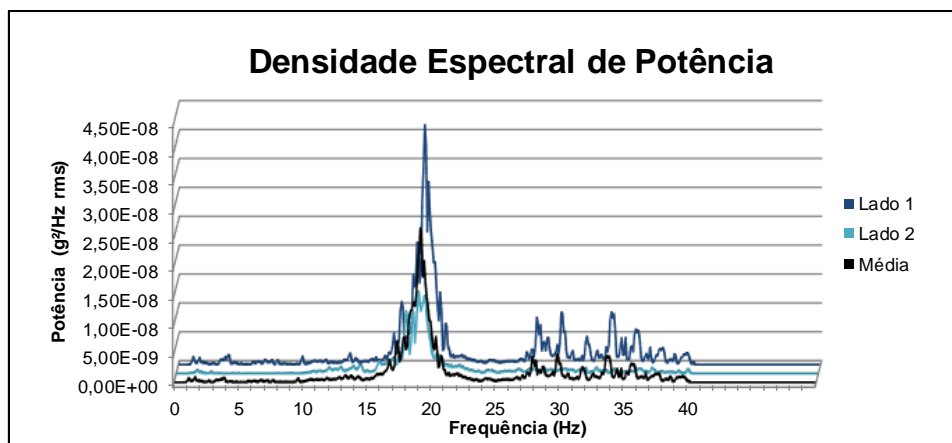
| | |
|---|--------------------------------|
| Nome da ponte: Ponte sobre o rio Maçãs | Ponte nº: 69 |
| Localização: EN 218-2, km 005+830 | Nº EP: 4813 |
| Ano Construção: -- | Época de construção: -- |
| Ano Alteração: -- | |

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|--|------|---|-----------------|
| Número de arcos: | 2 | Alvenaria: | Simples |
| Vão Livre (s): | 12 | Tipo de arco: | Semi-elíptico |
| Altura do arco (r): | 4 | Categoria em função do vão: | Médio |
| Espessura do arco (t): | 0,95 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 0,35 | Tipo de espessura: | Variável |
| Enchimento total (h¹): | 0,55 | Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | |
|------------------------------------|------------------------|----------|--|
| Data de ensaio | 14/06/2018 | | |
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 16,7 | 15,12% | 4,05E-09 |
| 2 | 17,3 | 27,19% | 7,29E-09 |
| 3 | 17,8 | 29,59% | 7,93E-09 |
| 4 | 19,1 | 100,00% | 2,68E-08 |
| 5 | 20,3 | 30,00% | 8,04E-09 |
| 6 | 20,7 | 17,75% | 4,76E-09 |
| 7 | 27,8 | 17,05% | 4,57E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 19,1 | 100,00% | 2,68E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte velha de Gimonde Ponte nº: 70
 Localização: Gimonde Nº EP:
 Ano Construção: Romano Época de construção: Romana
 Ano Alteração: Medieval

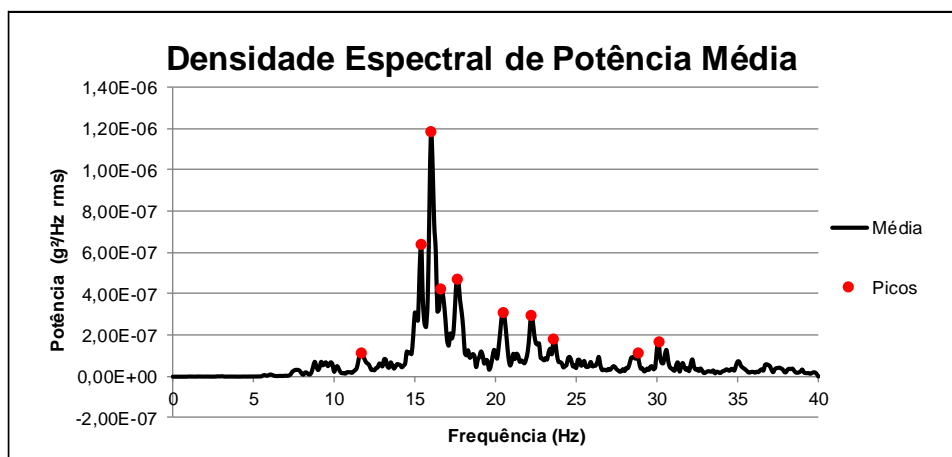
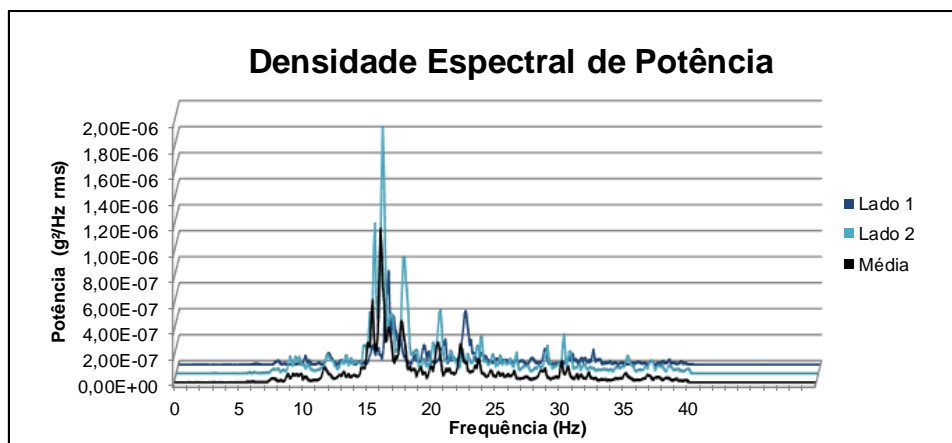
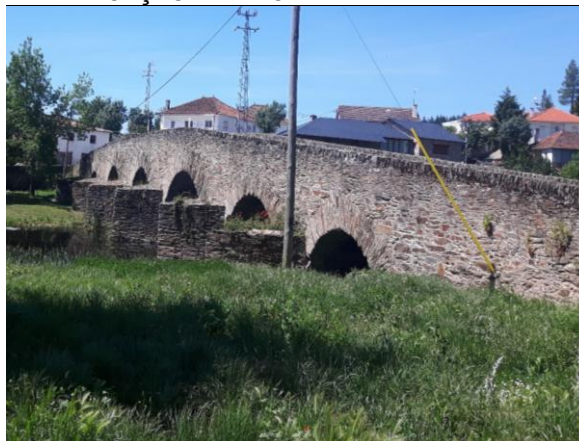
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|------------------------|------|
| Número de arcos: | 6 |
| Vão Livre (s): | 7,5 |
| Altura do arco (r): | 3,5 |
| Espessura do arco (t): | 1,3 |
| Enchimento (h): | 0,05 |
| Enchimento total (h¹): | 0,05 |

| | |
|----------------------------------|--------------|
| Alvenaria: | Simples |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Irregular |
| Material: | Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 14/06/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|----------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 11,7 | 9,91% | 1,18E-07 |
| 2 | 15,4 | 53,85% | 6,40E-07 |
| 3 | 16,0 | 100,00% | 1,19E-06 |
| 4 | 16,6 | 35,72% | 4,24E-07 |
| 5 | 17,6 | 39,98% | 4,75E-07 |
| 6 | 20,5 | 26,14% | 3,11E-07 |
| 7 | 22,2 | 25,10% | 2,98E-07 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 16,0 | 100,00% | 1,19E-06 |



CARACTERISTICAS GERAIS

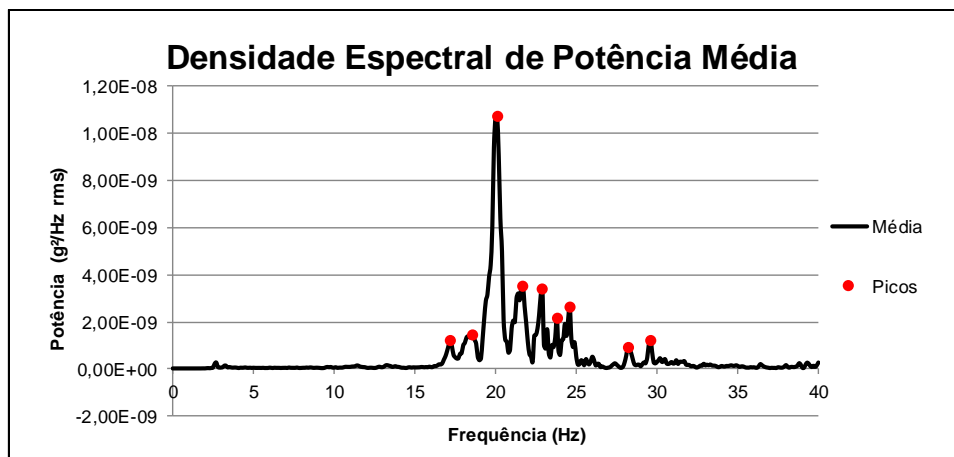
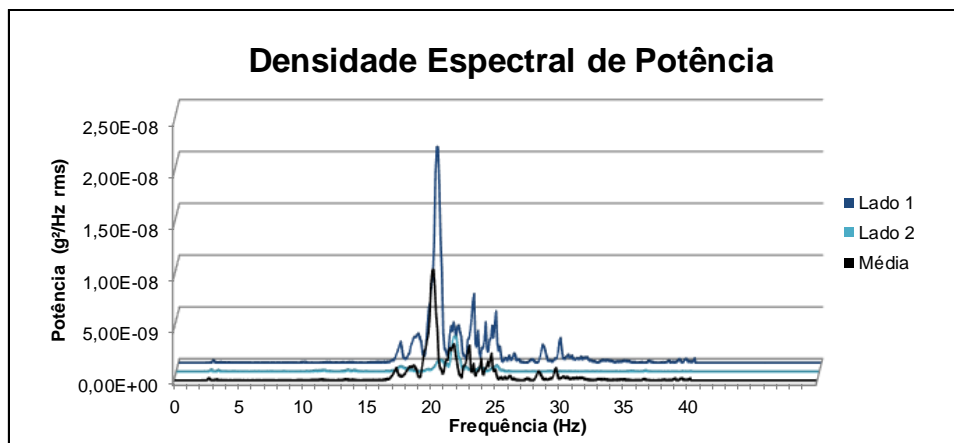
Nome da ponte: Ponte da Ranca em Nunes Ponte nº: 71
 Localização: EN 316, Km 002+000 Nº EP:
 Ano Construção: -- Época de construção: Medieval
 Ano Alteração: --

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|------------------------|------|----------------------------------|--------------|
| Número de arcos: | 5 | Alvenaria: | Simples |
| Vão Livre (s): | 7,9 | Tipo de arco: | Semicircular |
| Altura do arco (r): | 4,2 | Categoria em função do vão: | Médio |
| Espessura do arco (t): | 0,71 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 1,21 | Tipo de espessura: | Irregular |
| Enchimento total (h¹): | 1,48 | Material: | Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 12/09/2018 | | |
|------------------------------------|-----------------|---------|----------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | |
| Resultados direção Vertical | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 17,2 | 11,76% | 1,26E-09 |
| 2 | 18,6 | 13,70% | 1,47E-09 |
| 3 | 20,1 | 100,00% | 1,07E-08 |
| 4 | 21,7 | 33,04% | 3,55E-09 |
| 5 | 22,9 | 31,86% | 3,42E-09 |
| 6 | 23,8 | 20,09% | 2,16E-09 |
| 7 | 24,6 | 24,88% | 2,67E-09 |
| Maior pico de potência | | | |
| | 20,1 | 100,00% | 1,07E-08 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte na estrada de Vinhais Ponte nº: 2
 Localização: EN 103, km 230+370 Nº EP: 4333
 Ano Construção: 1915 Época de construção: Contemporânea
 Ano Alteração: 2002

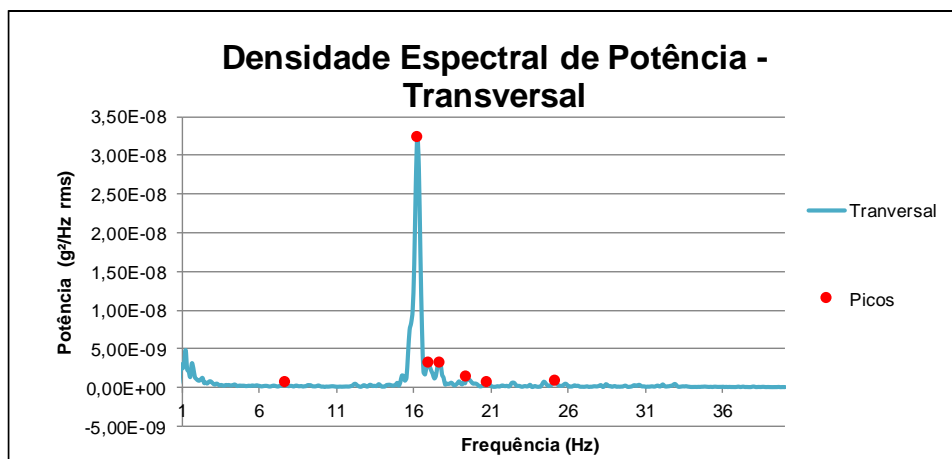
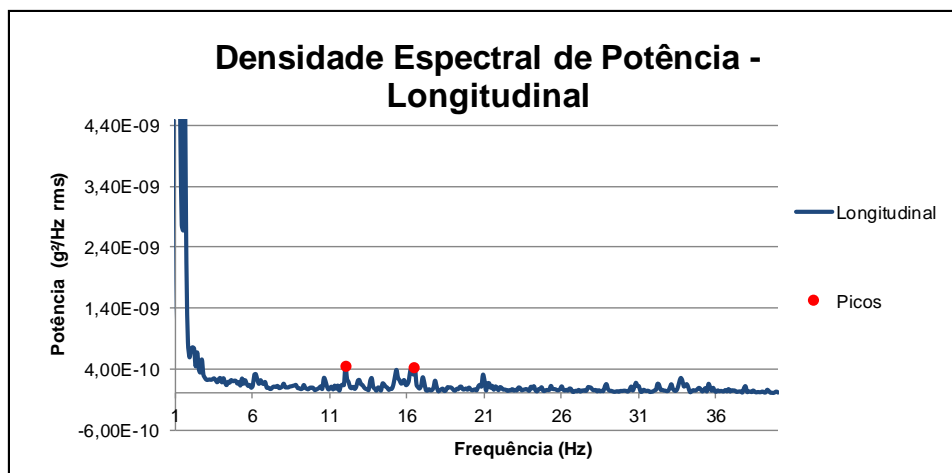
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|-------------------------------------|------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 4,00 |
| Altura do arco (r): | 2,00 |
| Espessura do arco (t): | 0,50 |
| Enchimento (h): | 0,54 |
| Enchimento total (h ¹): | 1,01 |

| | |
|----------------------------------|-----------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 12/09/2018 | | | |
|------------------------------------|-----------------|-------|---------|-----------------------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixo | | | |
| Resultados direção Vertical | | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | | % | Potência (g ² /Hz rms) |
| 1 | 7,6 | T | 0,31% | 8,15E-10 |
| 2 | 16,2 | T e V | 100,00% | 2,63E-07 |
| 3 | 16,9 | T e V | 16,19% | 4,25E-08 |
| 4 | 17,7 | T e V | 28,59% | 7,51E-08 |
| 5 | 18,2 | V | 16,15% | 4,24E-08 |
| 6 | 19,3 | V | 34,34% | 9,02E-08 |
| 7 | 19,8 | V | 20,93% | 5,50E-08 |
| Maior pico de potência | | | | |
| | 16,2 | T e V | 100,00% | 2,63E-07 |



CARACTERISTICAS GERAIS

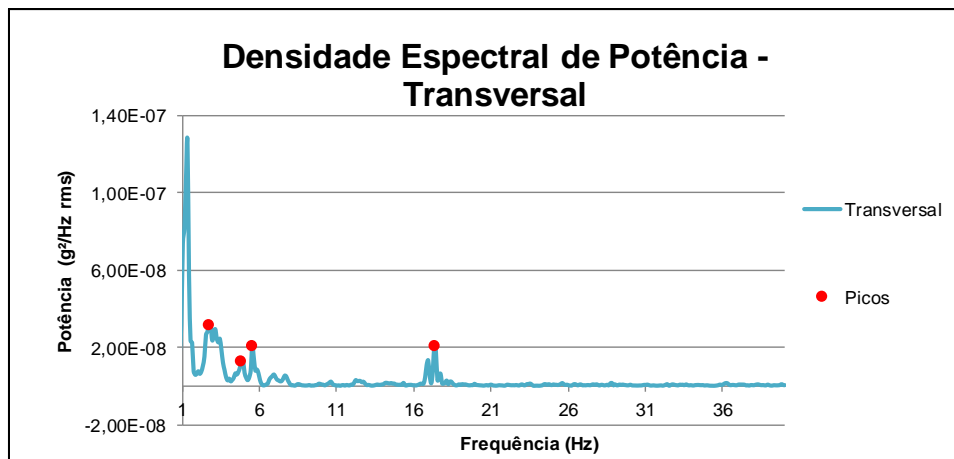
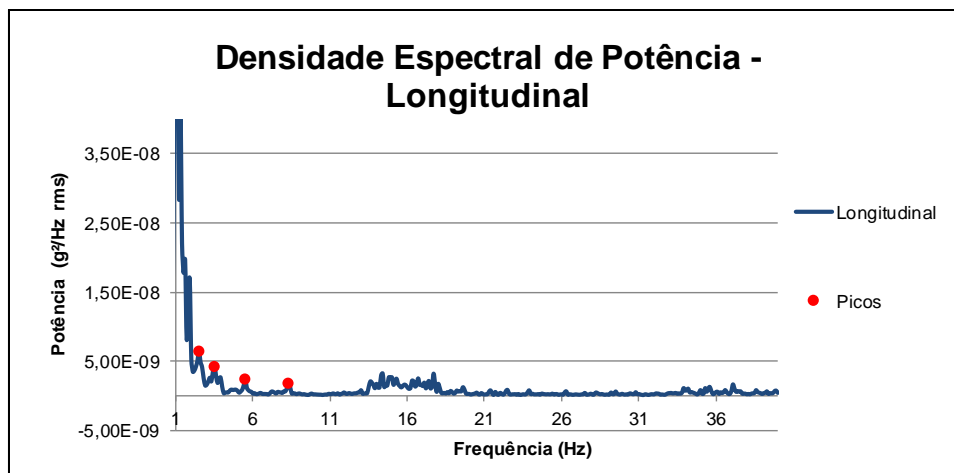
Nome da ponte: Ponte de Quintanilha sobre o rio Maças **Ponte nº:** 23
Localização: EN 218-1, km 008+020 **Nº EP:** 4392
Ano Construção: 1903 **Época de construção:** Contemporânea
Ano Alteração: --

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|--|-------|---|------------|
| Número de arcos: | 5 | Alvenaria: | Simples |
| Vão Livre (s): | 14,95 | Tipo de arco: | Segmentado |
| Altura do arco (r): | 2,45 | Categoria em função do vão: | Médio |
| Espessura do arco (t): | 0,95 | Classe de profundidade relativa: | Abatido |
| Enchimento (h): | 0,24 | Tipo de espessura: | Irregular |
| Enchimento total (h¹): | 0,66 | Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 08/08/2018 | | | |
|-------------------------------|-----------------|-------|---------|-----------------------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | | |
| Resultados | | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | | % | Potência (g ² /Hz rms) |
| 1 | 2,7 | L e T | 77,66% | 3,22E-08 |
| 2 | 3,5 | L | 10,47% | 4,34E-09 |
| 3 | 4,8 | T | 32,22% | 1,33E-08 |
| 4 | 5,5 | L e T | 50,77% | 2,10E-08 |
| 5 | 7,1 | V | 37,48% | 1,55E-08 |
| 6 | 7,7 | V | 22,06% | 9,14E-09 |
| 7 | 8,6 | L | 4,40% | 1,82E-09 |
| Maior pico de potência | | | | |
| | 12,3 | V | 100,00% | 4,14E-08 |



CARACTERÍSTICAS GERAIS

| | | | |
|------------------------|---|-----------------------------|---------------|
| Nome da ponte: | Ponte nova de Gimonde sobre o rio Sabor | Ponte nº: | 26 |
| Localização: | EN 218, km 006+971 | Nº EP: | 4395 |
| Ano Construção: | 1888 | Época de construção: | Contemporânea |
| Ano Alteração: | -- | | |

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

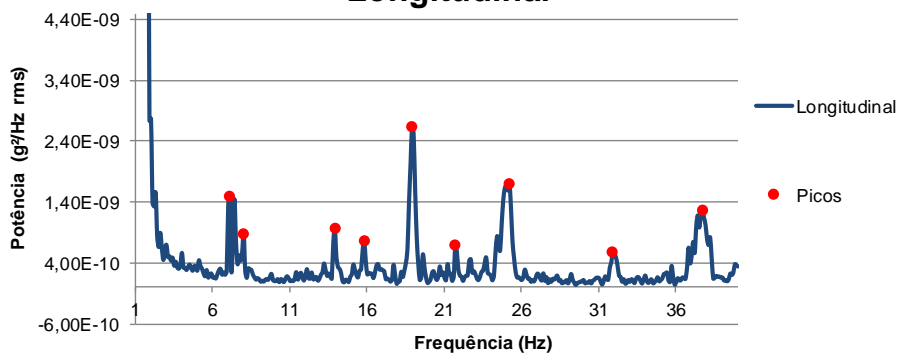
| | | | |
|--|------|---|-----------------|
| Número de arcos: | 7 | Alvenaria: | Simples |
| Vão Livre (s): | 7,00 | Tipo de arco: | Segmentado |
| Altura do arco (r): | 2,00 | Categoria em função do vão: | Pequeno |
| Espessura do arco (t): | 0,55 | Classe de profundidade relativa: | Semi-abatido |
| Enchimento (h): | 0,60 | Tipo de espessura: | Irregular |
| Enchimento total (h¹): | 0,75 | Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

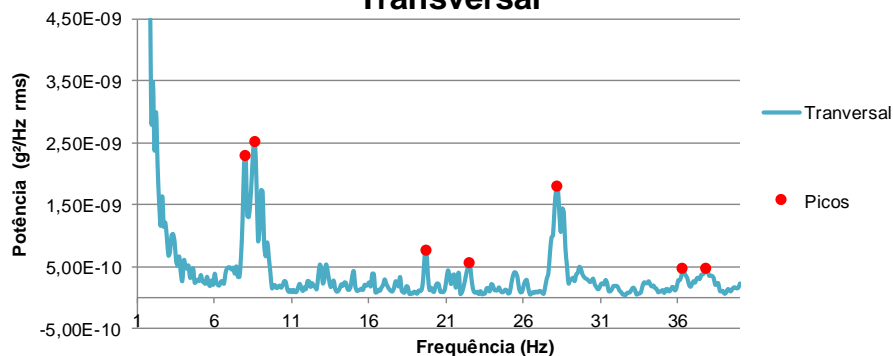
| Data de ensaio | 14/06/2018 | | | |
|-------------------------------|-----------------|------|---------|-----------------------------------|
| Intensidade de Tráfego | Média | | | |
| Resultados | | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | | % | Potência (g ² /Hz rms) |
| 1 | 7,1 | Te V | 68,57% | 1,55E-08 |
| 2 | 7,7 | V | 40,36% | 9,14E-09 |
| 3 | 8,0 | Le T | 10,13% | 2,29E-09 |
| 4 | 8,6 | L | 11,10% | 2,51E-09 |
| 5 | 12,3 | V | 182,95% | 4,14E-08 |
| 6 | 13,8 | V | 52,29% | 1,18E-08 |
| 7 | 13,9 | L | 4,33% | 9,80E-10 |
| Maior pico de potência | | | | |
| | 12,3 | V | 100,00% | 2,26E-08 |



Densidade Espectral de Potência - Longitudinal



Densidade Espectral de Potência - Transversal



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte de Santa Maria sobre o rio Sabor **Ponte nº:** 27
Localização: EN 218, km 002+055 **Nº EP:** 4396
Ano Construção: 1887 **Época de construção:** Contemporânea
Ano Alteração: 1993

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

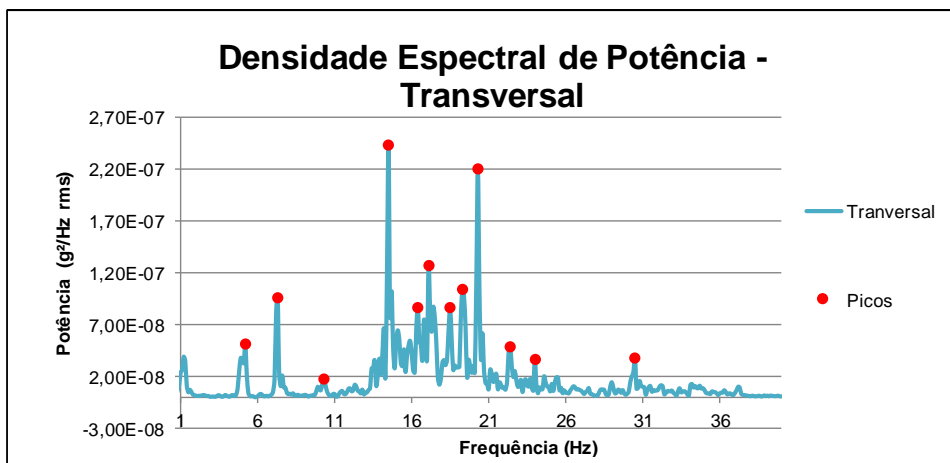
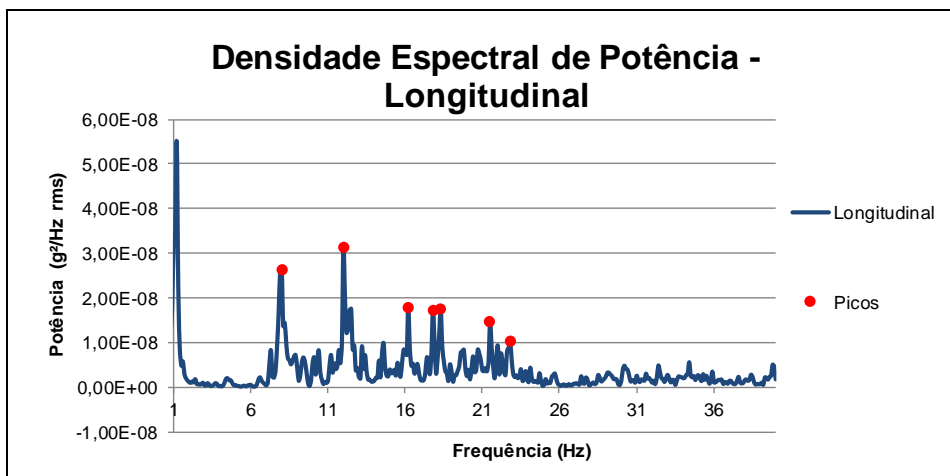
| | |
|-------------------------------|------|
| Número de arcos: | 3 |
| Vão Livre (s): | 9,00 |
| Altura do arco (r): | 4,50 |
| Espessura do arco (t): | 1,00 |
| Enchimento (h): | 0,35 |
| Enchimento total (h¹): | 0,60 |

| | |
|---|-----------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Irregular |
| Material: | Granito e Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | |
|-------------------------------|------------|
| Data de ensaio | 12/09/2018 |
| Intensidade de Tráfego | Alta |

| Resultados | | | | |
|------------------------|-----------------|-------|---------|------------------|
| Modo | Frequência (Hz) | | % | Potência (g²/Hz) |
| 1 | 5,2 | T | 5,01% | 5,11E-08 |
| 2 | 7,3 | T | 9,47% | 9,65E-08 |
| 3 | 8,1 | L e V | 10,79% | 1,10E-07 |
| 4 | 10,3 | T | 1,77% | 1,80E-08 |
| 5 | 12,0 | L | 3,08% | 3,14E-08 |
| 6 | 14,5 | Te V | 66,43% | 6,77E-07 |
| 7 | 16,3 | L e T | 8,55% | 8,71E-08 |
| Maior pico de potência | | | | |
| | 20,3 | Te V | 100,00% | 1,02E-06 |



CARACTERISTICAS GERAIS

Nome da ponte: Ponte sobre o Rio Fresno em Miranda do Dour **Ponte nº:** 28
Localização: EN 2018, km 083+900 **Nº EP:** 4402
Ano Construção: 1883 **Época de construção:** Contemporânea
Ano Alteração: 1994

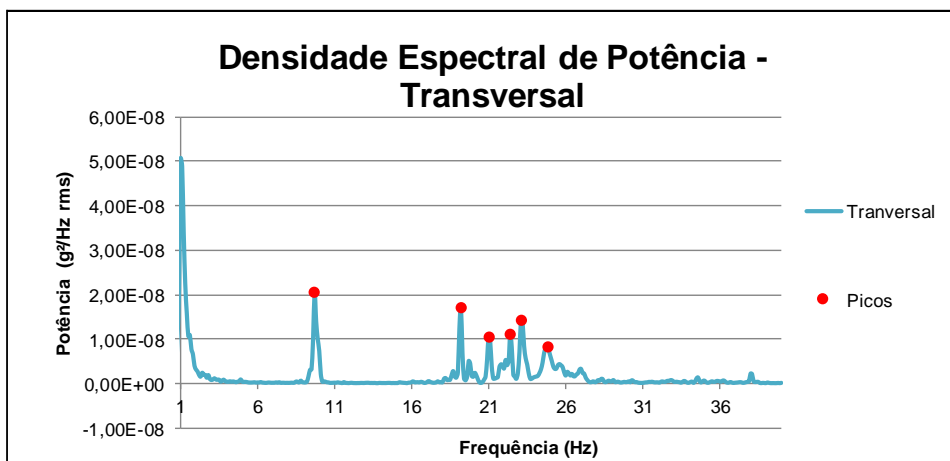
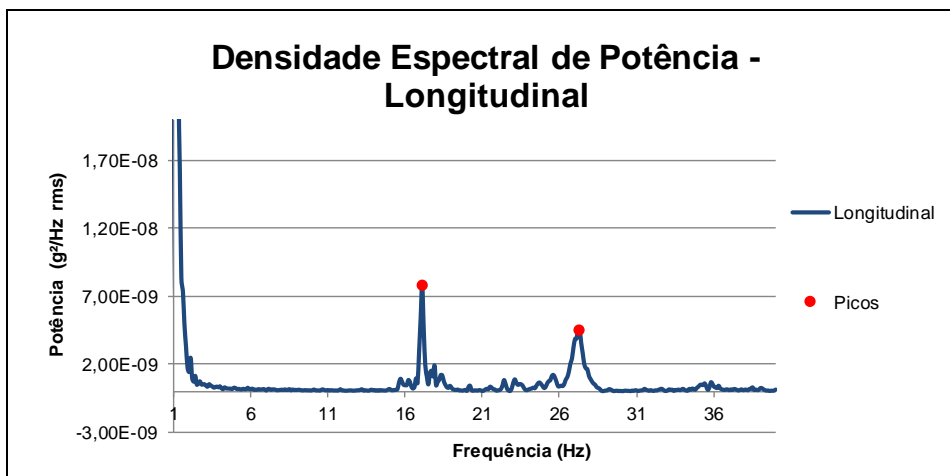
CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | |
|-------------------------------|-------|
| Número de arcos: | 1 |
| Vão Livre (s): | 10,80 |
| Altura do arco (r): | 5,00 |
| Espessura do arco (t): | 1,05 |
| Enchimento (h): | 0,70 |
| Enchimento total (h¹): | 0,98 |

| | |
|---|--------------|
| Alvenaria: | Alargada |
| Tipo de arco: | Semicircular |
| Categoria em função do vão: | Médio |
| Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Tipo de espessura: | Constante |
| Material: | Granito |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| | | | | |
|-------------------------------|------------------------|----------|-------------------------|----------|
| Data de ensaio | 08/08/2018 | | | |
| Intensidade de Tráfego | Alta | | | |
| Resultados | | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | % | Potência (g²/Hz) | |
| 1 | 9,7 | T | 17,67% | 2,06E-08 |
| 2 | 17,1 | L | 6,75% | 7,86E-09 |
| 3 | 18,2 | V | 6,34% | 7,38E-09 |
| 4 | 19,3 | Te V | 20,65% | 2,41E-08 |
| 5 | 19,9 | V | 19,15% | 2,23E-08 |
| 6 | 21,0 | Te V | 53,30% | 6,21E-08 |
| 7 | 22,4 | Te V | 84,53% | 9,85E-08 |
| Maior pico de potência | | | | |
| | 23,2 | Te V | 100,00% | 1,16E-07 |



CARACTERISTICAS GERAIS

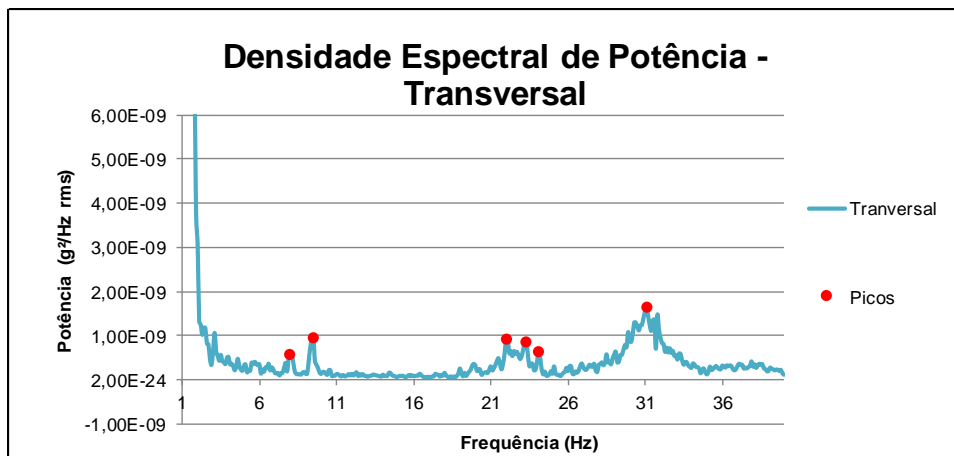
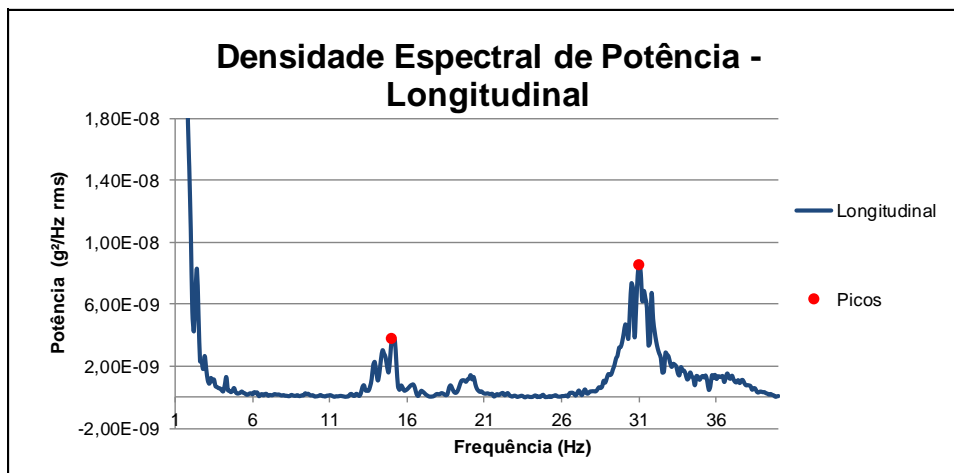
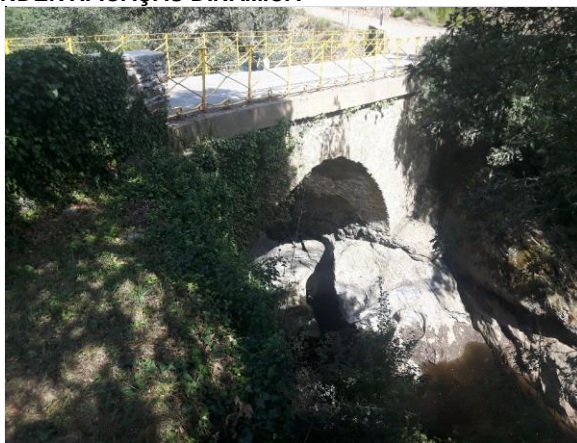
Nome da ponte: Ponte do Parâmio sobre o rio Baceiro **Ponte nº:** 43
Localização: EN 308, km 255+042 **Nº EP:** 4513
Ano Construção: -- **Época de construção:**
Ano Alteração: --

CARACTERISTICAS GEOMÉTRICAS

| | | | |
|-------------------------------|------|---|-----------|
| Número de arcos: | 1 | Alvenaria: | Simplex |
| Vão Livre (s): | 7,90 | Tipo de arco: | Ogiva |
| Altura do arco (r): | 4,75 | Categoria em função do vão: | Médio |
| Espessura do arco (t): | 0,65 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 0,50 | Tipo de espessura: | Irregular |
| Enchimento total (h¹): | 0,50 | Material: | Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 12/09/2018 | | | |
|-------------------------------|-----------------|------|---------|----------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | | |
| Resultados | | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | | % | Potência (g²/Hz rms) |
| 1 | 8,0 | T | 0,60% | 5,94E-10 |
| 2 | 8,5 | T | 0,99% | 9,74E-10 |
| 3 | 15,0 | L | 3,86% | 3,80E-09 |
| 4 | 19,6 | V | 100,00% | 9,85E-08 |
| 5 | 22,0 | Te V | 20,14% | 1,98E-08 |
| 6 | 23,3 | T | 0,89% | 8,73E-10 |
| 7 | 24,1 | T | 0,66% | 6,46E-10 |
| Maior pico de potência | | | | |
| | 19,6 | V | 100,00% | 9,85E-08 |



CARACTERÍSTICAS GERAIS

| | | | |
|-----------------|-------------------------|----------------------|----------|
| Nome da ponte: | Ponte da Ranca em Nunes | Ponte nº: | 71 |
| Localização: | EN 316, Km 002+000 | Nº EP: | |
| Ano Construção: | -- | Época de construção: | Medieval |
| Ano Alteração: | -- | | |

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

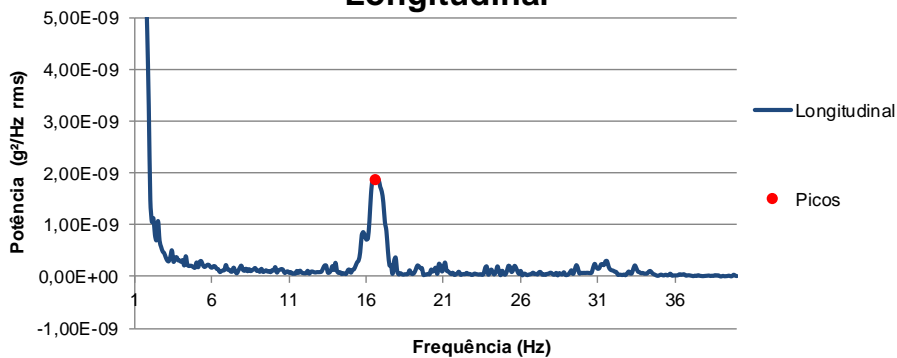
| | | | |
|-------------------------------------|------|----------------------------------|--------------|
| Número de arcos: | 5 | Alvenaria: | Simples |
| Vão Livre (s): | 7,9 | Tipo de arco: | Semicircular |
| Altura do arco (r): | 4,2 | Categoria em função do vão: | Médio |
| Espessura do arco (t): | 0,71 | Classe de profundidade relativa: | Profundo |
| Enchimento (h): | 1,21 | Tipo de espessura: | Irregular |
| Enchimento total (h ¹): | 1,48 | Material: | Xisto |

DADOS DO ENSAIO DE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

| Data de ensaio | 12/09/2018 | | | |
|-------------------------------|-----------------|-------|---------|-----------------------------------|
| Intensidade de Tráfego | Baixa | | | |
| Resultados | | | | |
| Modo | Frequência (Hz) | | % | Potência (g ² /Hz rms) |
| 1 | 8,5 | T | 18,18% | 1,95E-09 |
| 2 | 9,8 | T | 12,42% | 1,33E-09 |
| 3 | 14,5 | T | 12,57% | 1,35E-09 |
| 4 | 15,1 | T | 9,89% | 1,06E-09 |
| 5 | 16,6 | L | 17,52% | 1,88E-09 |
| 6 | 17,2 | V | 11,76% | 1,26E-09 |
| 7 | 17,8 | T | 9,46% | 1,02E-09 |
| Maior pico de potência | | | | |
| | 20,1 | V e T | 100,00% | 1,07E-08 |



Densidade Espectral de Potência - Longitudinal



Densidade Espectral de Potência - Transversal

