

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES INTEGRAIS FERROVIÁRIAS COM INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

DAVID QUEIRÓS MOREIRA BALDAIA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Doutor Pedro Aires Moreira Montenegro e Almeida

Coorientador: Mestre Gonçalo Cabral Ferreira

Coorientador: Mestre Marco António Peixer Miguel António

JUNHO DE 2023

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2022/2023

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2023*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha mãe e irmão, e em especial à Sara

*This place makes me wonder, which would be worse,
to live as a monster or to die as a good man?*

Teddy Daniels

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar quero agradecer à minha mãe por todo o esforço dedicado para que não me faltassem oportunidades, mesmo não tendo todos os recursos para tal. Por ser a impulsionadora da minha vontade de estudar e crescer como acadêmico e profissional. Esta etapa é tanto minha como tua.

Ao meu irmão, que ao longo dos meus 22 anos mostrou-me o que é ser uma pessoa empenhada, dedicada e amiga dos amigos, por acreditar em mim e nas minhas capacidades, por ter-me ensinado inúmeras coisas, as quais levarei para toda a minha. Finalmente vou poder obrigá-lo a chamar-me de mestre.

À Sara, a pessoa mais importante da minha vida que, desde o dia das inscrições até ao último dia do curso, esteve sempre presente a ajudar-me, nos melhores e piores momentos. Às imensas risotas partilhadas, aos imensos momentos vividos juntos e a muitos mais que virão. O mundo é só nosso.

A todos os meus colegas e amigos que me acompanharam nestes 5 árduos anos, que me fizeram tornar a pessoa que sou hoje à sua maneira. Desejo-vos a maior das sortes.

Ao Pedro Montenegro, o meu orientador, por ter-me acolhido tão bem neste projeto, por puxar por mim sempre com novos objetivos e metas e por nunca ter desistido de mim. Um privilégio ter sido orientado por ele.

À turminha da ferrovia, o Gonçalo, o Marco, os meus coorientadores, e o Artur, por terem uma paciência eterna comigo, por transmitirem todos os seus conhecimentos, por terem-me dado a sua preciosa disponibilidade e por terem-me ajudado a ser um melhor futuro engenheiro. Sem vocês hoje o meu modelo ainda teria bugs no código.

Por fim agradeço a todos que não foram mencionados, mas que de alguma forma me impactaram e fizeram-me tornar na pessoa que sou hoje. Finalmente posso dizer que sou Engenheiro Civil, que venham os próximos desafios.

RESUMO

No âmbito da dinâmica estrutural, o conhecimento dos fenómenos fundamentais que impactam o comportamento dinâmico de pontes ferroviárias é essencial para a compreensão deste tipo de pontes. Esta dissertação insere-se neste problema, tendo como principal objetivo estudar o comportamento dinâmico de uma ponte integral ferroviária, a ponte de Sangalhos, sob a ação da passagem do comboio Alfa Pendular. Nas pontes integrais o fator crucial que mais contribui para a rigidez e amortecimento da estrutura é interação solo-estrutura, que será estudada nesta tese.

Foi desenvolvida uma revisão da literatura acerca dos métodos de análise estática e dinâmica, com especial foco na metodologia de análise dinâmica com interação ponte-comboio, que foi empregue na análise dinâmica da ponte de Sangalhos. Além disso, foram revistos alguns aspetos fundamentais para a modelação deste tipo de pontes, bem como propriedades geotécnicas e dinâmicas relevantes incluídas posteriormente no modelo de elementos finitos da ponte de Sangalhos.

Através do software de elementos finitos ANSYS®, foi criado um modelo numérico da ponte de Sangalhos, utilizando elementos de volume. Foi realizado um ensaio experimental na ponte referida no âmbito do projeto europeu IN2TRACK3, onde foi possível obter as frequências naturais e formas dos modos de vibração da ponte, bem como as acelerações da ponte sob o tráfego ferroviário. Com base nos resultados obtidos do ensaio, efetuou-se um processo de calibração do modelo tridimensional a fim de obter resultados numéricos mais próximos dos experimentais. Tendo por base o módulo de elasticidade do solo e a dimensão de solo modelado, como principais parâmetros de definição do modelo de solo, foi possível averiguar os parâmetros geotécnicos que melhor descrevem a ponte de Sangalhos em termos modais.

Devido ao alto esforço computacional associado a modelos de elementos de volume, desenvolveu-se um modelo simplificado da ponte de Sangalhos com recurso a elementos de casca. Utilizando os valores obtidos para os parâmetros do solo no modelo original com elementos de volume e com base num sistema de molas-amortecedores equivalentes, tendo em conta os parâmetros calibrados no modelo com elementos de volume, desenvolveu-se um modelo simplificado com elementos de casca que incorpora a interação solo-estrutura de forma simplificada, com objetivo de obter resultados dinâmicos mais realistas, assim validando este modelo como um modelo da ponte de Sangalhos fidedigno.

Por último, efetuou-se a avaliação do comportamento dinâmico da ponte de Sangalhos, utilizando a ferramenta de cálculo dinâmica “VSI – Vehicle-Structure Interaction Analysis”, desenvolvida pelo grupo da ferrovia de FEUP. Numa primeira fase, usando um modelo do comboio Alfa Pendular, com uma velocidade igual a 216.5 km/h, correspondendo à velocidade medida nos ensaios experimentais da passagem do comboio, efetuou-se a análise dinâmica no modelo com elementos de casca avaliando as acelerações e deslocamentos da ponte de Sangalhos a meio vão da via-férrea de circulação do Alfa Pendular. Depois do modelo ser validado, avaliou-se a influência do solo na resposta dinâmica através da não consideração do solo no modelo. Por fim, realizou-se uma análise paramétrica da resposta da ponte e do comboio para diferentes velocidades de circulação.

PALAVRAS-CHAVE: interação solo-estrutura, análise dinâmica, ponte integral ferroviária, modos de vibração, modelo numérico.

ABSTRACT

In the field of structural dynamics, the knowledge of the fundamental phenomena that impact the dynamic behaviour of railway bridges is essential to the understanding of this type of bridges. This dissertation is integrated in this problem, having as main objective to study the dynamic behaviour of a railway integral bridge, the Sangalhos bridge, under the action of the passage of the Alfa Pendular train. In integral bridges the crucial factor that contributes most to the stiffness and damping of the structure is soil-structure interaction, which will be studied in this thesis.

A literature review about static and dynamic analysis methods was developed, with special focus on the dynamic analysis methodology with train-bridge interaction, which was employed in the dynamic analysis of Sangalhos bridge. In addition, some fundamental aspects for the modelling of this type of bridges were reviewed, as well as relevant geotechnical and dynamic properties included in the finite element model of the Sangalhos bridge.

Through the ANSYS® finite element software, a numerical model of the Sangalhos bridge was created using volume elements. An experimental test was performed on the Sangalhos bridge within the scope of the European project IN2TRACK3, where it was possible to obtain the natural frequencies and shapes of the bridge vibration modes, as well as the accelerations of the bridge under railway traffic. Based on the test results obtained, a model calibration process was carried out to obtain numerical results that were closer to the experimental ones. Based on the soil modulus of elasticity and the soil modelled length as the main parameters for defining the soil model, it was possible to ascertain the geotechnical parameters that best described the Sangalhos bridge in modal terms.

Due to the high computational effort associated with volume element models, a simplified model of the Sangalhos bridge was developed using shell elements. Using the values obtained for the soil parameters in the original volume element model and based on an equivalent spring-damper system, considering the parameters calibrated in the volume element model, a simpler shell model was developed that incorporates the soil-structure interaction in a simplified way, with the aim of obtaining more realistic dynamic results, thus validating this model as a reliable model of the Sangalhos bridge.

Finally, the dynamic behaviour of the Sangalhos bridge was evaluated using the dynamic calculation tool "VSI - *Vehicle-Structure Interaction Analysis*", developed by the FEUP railway group. In a first phase, using a model of the Alfa Pendular train, with a speed equal to 216.5 km/h, corresponding to the speed measured in the experimental tests of the train passage, the dynamic analysis was performed on the shell element model, evaluating the accelerations and displacements of the Sangalhos bridge at mid-span of the Alfa Pendular train track. After the model was validated, the influence of the soil on the dynamic response was evaluated by not considering the soil in the model. Finally, a parametric analysis of the response of the bridge and train for different circulation speeds was performed.

KEY WORDS: soil-structure interaction, dynamic analysis, integral railway bridge, vibration modes, numerical model.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	3
1.3. ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	4
 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	 5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. MODELOS DE CARGA PARA O DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS	5
2.2.1. MODELOS DE CARGA PARA ANÁLISE ESTÁTICA	5
2.2.1.1. Modelo de Carga LM71	5
2.2.1.2. Modelo de carga SW/0 e modelo de carga SW/2	6
2.2.1.3. Modelo de carga do “comboio descarregado”	7
2.2.1.4. Excentricidade das cargas verticais nos Modelos de Carga LM71 e SW/0”	7
2.2.1.5. Efeitos dinâmicos e coeficiente dinâmico	7
2.2.2. MODELOS DE CARGA PARA ANÁLISE DINÂMICA	9
2.2.2.1. Comboios Reais	11
2.2.2.2. Modelos de carga HSLM (<i>High Speed Load Model</i>)	13
2.2.2.3. Velocidades a considerar nos modelos de carga dos comboios	14
2.2.2.4. Efeito dos parâmetros e características das pontes na resposta dinâmica.....	15
2.3. METODOLOGIAS PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE E DO COMBOIO.....	18
2.3.1. METODOLOGIA DAS CARGAS MÓVEIS.....	18
2.3.2. MÉTODO DO CAMINHO VIRTUAL.....	19
2.3.3. MÉTODOS DE INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA.....	19
2.3.3.1. Método Iterativo.....	19
2.3.3.2. Método de Condensação	21
2.3.3.3. Método Direto.....	21

2.3.4. MODELOS DE CONTACTO DE RODA-CARRIL.....	22
2.3.4.1. Problema do contacto geométrico.....	22
2.3.4.2. Problema do contacto normal.....	24
2.3.4.3. Problema do contacto tangencial	25
2.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA RELATIVAMENTE ÀS DEFORMAÇÕES E VIBRAÇÕES DE PONTES FERROVIÁRIAS	26
2.4.1. CRITÉRIOS RELATIVOS AO CONTROLO DE DEFORMAÇÃO DA PONTE	26
2.4.1.1. Deformação vertical do tabuleiro	26
2.4.1.2. Deformação transversal do tabuleiro.....	26
2.4.1.3. Torção do tabuleiro.....	27
2.4.1.4. Assentamentos verticais nos apoios de extremidade	28
2.4.1.5. Assentamentos horizontais nos apoios de extremidade	28
2.4.2. CRITÉRIOS RELATIVOS AO CONTROLO DE VIBRAÇÃO DA PONTE	29
2.4.2.1. Aceleração vertical do tabuleiro.....	29
2.4.2.2. Aceleração lateral do tabuleiro	29
2.5. REVISÃO DE MODELAÇÃO DE PONTES INTEGRAIS	29
2.5.1. INTRODUÇÃO	29
2.5.2. ESTUDOS ANTERIORES RELATIVOS AOS MODELOS DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	30
2.5.3. AMORTECIMENTO.....	32
2.5.3.1. Amortecimento modal	33
2.5.3.2. Amortecimento de Rayleigh.....	33
2.5.4. PRINCÍPIOS DA INTERAÇÃO DINÂMICA SOLO ESTRUTURA	34
2.5.4.1. Propagação de ondas num meio 3D elástico.....	34
2.5.4.2. Atenuação da vibração	36
2.5.5. PROPRIEDADES DINÂMICAS DO SOLO.....	36
2.5.5.1. Deformação de corte do solo.....	36
2.5.5.2. Módulo de corte de pequenas deformações de corte	37
2.5.6. MÉTODOS DE ANÁLISE DINÂMICA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA COM BASE NO MEF	37
 3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE INTEGRAL FERROVIÁRIO DE SANGALHOS	 39
3.1. INTRODUÇÃO	39
3.2. DESCRIÇÃO DA PONTE.....	39
3.2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO GEOGRÁFICA.....	39

3.2.2. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA	40
3.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE SANGALHOS	42
3.3.1. MODELAÇÃO DA PONTE	42
3.3.1.1. Características geométricas da estrutura.....	43
3.3.1.2. Propriedades dos materiais da estrutura	45
3.3.2. MODELAÇÃO DO SOLO	45
3.3.2.1. Características geométricas do solo	45
3.3.2.2. Propriedades do solo.....	46
3.3.2.3. Condições fronteira do solo.....	47
3.3.3. MODELAÇÃO DA VIA BALASTRADA	49
3.3.3.1. Características geométricas da via	49
3.3.3.2. Propriedades dos materiais da vida balastrada	50
3.3.4. APOIOS	51
3.3.5. ANÁLISE DE CONVERGÊNCIA E PARAMETRIZAÇÃO	52
3.3.5.1. Parametrização do módulo de elasticidade do solo	52
3.3.6.2. Análise de convergência do comprimento solo	53
3.4. MODELAÇÃO SIMPLIFICADA DA PONTE DE SANGALHOS.....	56
3.4.1. MODELAÇÃO DA PONTE	54
3.4.2. MODELAÇÃO DO SOLO DE ATERRO	56
3.4.3. MODELAÇÃO DA VIA BALASTRADA	57
3.5. MODELO NUMÉRICO DO COMBOIO	58
 4. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE SANGALHOS	 63
4.1. INTRODUÇÃO	63
4.2. VALIDAÇÃO DO MODELO COM BASE EM ENSAIOS DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL	63
4.2.1. MODOS DE VIBRAÇÃO EXPERIMENTAIS	63
4.2.2. ESTUDO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO DO MODELO COM ELEMENTOS DE VOLUME	64
4.2.2.1. Análise Modal	64
4.2.2.2. Modelação e calibração - Conclusões	73
4.2.3. ANÁLISE DO MODELO COM ELEMENTOS DE CASCA	73
4.2.3.1. Validação do modelo com elementos de casca.....	73
4.2.3.2. Análise modal do modelo com elementos de casca	74

4.3. VALIDAÇÃO DO MODELO COM BASE EM ENSAIOS DE VIBRAÇÃO FORÇADA .	
.....	76
4.3.1. ENSAIOS COM O TRÁFEGO FERROVIÁRIO.....	76
4.3.2. METODOLOGIA DA ANÁLISE DINÂMICA: <i>VEHICLE-STRUCTURE INTERACTION</i>	77
4.3.3. VALIDAÇÃO DA RESPOSTA NUMÉRICA ATRAVÉS DA ANÁLISE DINÂMICA.....	78
4.3.4. RESPOSTA DINÂMICA DO ALFA PENDULAR.....	80
4.3.5. INFLUÊNCIA DO SOLO NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE.....	81
4.3.6. ANÁLISE DINÂMICA PARAMÉTRICA.....	83
4.3.6.1. Análise dinâmica paramétrica da estrutura	83
4.3.6.2. Análise dinâmica paramétrica do comboio	85
4.3.6.3. Velocidades de ressonância.....	86
 5. CONCLUSÕES E INVESTIGAÇÕES FUTURAS.....	 87
5.1. CONCLUSÕES.....	87
5.2. INVESTIGAÇÕES FUTURAS	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Percentagens de emissões de gases com efeitos de estufa associadas a cada sistema de transporte (adaptado de European Commission (2021b)).....	1
Figura 1.2 – Comprimento da rede ferroviária europeia (a) e segurança na ferrovia europeia (b) (adaptado de European Commission (2021b)).....	2
Figura 1.3 – Estrutura do Shift2Rail (adaptado de Shift2Rail Joint Undertaking (2020))	3
Figura 2.1– Modelo de Carga 71 e respetivos valores característicos (EN 1991-2 (2017)).....	5
Figura 2.2 – Modelo de Carga SW/0 e SW/2 (EN 1991-2 (2017)).....	6
Figura 2.3 – Excentricidade das cargas verticais.....	7
Figura 2.4 – Fluxograma para a determinação da necessidade de uma análise dinâmica (adaptado de EN 1991-2 (2017)).....	9
Figura 2.5 – Limites de frequência própria da ponte em função de L (EN 1991-2 (2017))	10
Figura 2.6 – Características dos comboios modelo, com dimensões em metros: (a) ETR_Y_500, (b) TALGOV AV, (c) Virgin, (d) IC 2, (e) Thalys, (f) TGV e (g) Eurostar (EN 1991-2 (2017))	12
Figura 2.7 – Tipos de comboios de alta velocidade e o seu comprimento característico: (a) Comboio articulado, (b) Comboio convencional e (c) Comboio de eixos regularmente espaçados (EN 1991-2 (2017))	13
Figura 2.8 – Parâmetros geométricos dos comboios HSLM-A (EN 1991-2 (2017)).....	14
Figura 2.9 – Parâmetros geométricos dos comboios HSLM-B (EN 1991-2 (2017)).....	14
Figura 2.10 – Deslocamentos máximos a meio vão das pontes quando sujeitas à passagem do ICE (Rigueiro (2007))	16
Figura 2.11 – Acelerações máximas a meio vão das pontes quando sujeitas à passagem do ICE (Rigueiro, 2007).....	16
Figura 2.12 – Parâmetro do amortecimento em função do vão e a configuração do material da ponte (adaptado de ERRI D124/RP9 (1999))	17
Figura 2.13 – Modelo das Cargas Móveis (Montenegro (2015))	18
Figura 2.14 – Fases do Modelo do Caminho Virtual (Montenegro (2015))	19
Figura 2.15 – Tabelas de pesquisa de contacto: Análise 2D (Antolín et al. (2012)) e análise 3D (Bozzone et al. (2011))	23
Figura 2.16 Online contact search: Algoritmo nodal (adaptado de Shabana et al. (2005)) e abordagem baseada em condições de contacto geométricas (Falomi et al. (2010))	24
Figura 2.17 – Área de contacto baseada nos modelos Multi-Hertzian e modelos Não-Hertzian (adaptado de Quost et al. (2006))	25
Figura 2.18 – Limite de deformação vertical do tabuleiro δ_v (Montenegro (2015))	26
Figura 2.19 – Deformação transversal δ_h e variações angulares θ_h do tabuleiro (Montenegro (2015))	27

Figura 2.20 – Torção do tabuleiro t (EN 1990-Anexo A2 (2001))	27
Figura 2.21 – Assentamento vertical da superfície superior do tabuleiro δ_v (Montenegro (2015))	28
Figura 2.22 – Assentamento horizontal da superfície superior do tabuleiro δ_h (Montenegro (2015))..	28
Figura 2.23 – Condições fronteira na interface solo-fundação: (a) encastrada, (b) interação solo estrutura estática e (c) interação solo-estrutura dinâmica (Ülker Kaustell et al. (2010))	30
Figura 2.24 – Modelo da interação veículo-via-solo-estrutura (Romero et al. (2013))	31
Figura 2.25 – Ilustração do modelo de elementos finitos 3D acoplado com o modelo de elementos fronteira (Doménech et al. (2016))	31
Figura 2.26 – Modelo de elementos finitos do sistema estrutura-solo: (a) modelo simplificado e (b) modelo 3D completo (Zangeneh et al. (2018)).....	32
Figura 2.27 – Amortecimento de Rayleigh (Ikzer (2018))	34
Figura 2.28 – Características das ondas da dilatação (a) e das ondas de cisalhamento (b) (Ikzer (2018))	35
Figura 2.29 – Representação esquemática do método dos elementos finitos (Zangeneh (2021))	38
Figura 2.30 – Representação esquemática da fronteira viscosa (Zangeneh (2021)).....	38
Figura 3.1 – Localização geográfica da ponte de Sangalhos	39
Figura 3.2 – Vista frontal da ponte de Sangalhos	40
Figura 3.3 – Alçado longitudinal da ponte de Sangalhos	40
Figura 3.4 – Corte transversal da ponte de Sangalhos	41
Figura 3.5 – Juntas de dilatação da ponte de Sangalhos	41
Figura 3.6 – Pormenor das travessas e dos carris da ponte de Sangalhos	42
Figura 3.7 – Planta das fundações da ponte de Sangalhos.....	42
Figura 3.8 – Modelo da ponte da Sangalhos discretizado	43
Figura 3.9 – Modelo gráfico da ponte de Sangalhos: (a) secção transversal, (b) planta e (c) vista lateral	44
Figura 3.10 – Pormenor geométrico dos muros de ala (a) Sul e (b) Norte	44
Figura 3.11 – Corte transversal do solo (modelo numérico)	45
Figura 3.12 – Modelo do sistema solo-estrutura	47
Figura 3.13 – – Representação das condições fronteira do solo (Ikzer (2018))	48
Figura 3.14 – Representação da área de influência na malha do modelo.....	48
Figura 3.15 – Corte transversal da via balastrada	49
Figura 3.16 – Geometria do Perfil UIC60 [m]	50
Figura 3.17 – Modelo com elementos de volume do sistema estrutura-solo-via.....	51
Figura 3.18 – Posição dos apoios do modelo	52
Figura 3.19 – Representação gráfica do comprimento do solo modelado.....	53

Figura 3.20 – Modelo com elementos de casca da ponte de Sangalho discretizado.....	55
Figura 3.21 – Modelo com elementos de casca da estrutura de betão da Ponte de Sangalhos	55
Figura 3.22 – Modelação das molas e amortecedores nas paredes do modelo com elementos de casca	57
Figura 3.23 – Pormenor dos elementos da via balastrada	58
Figura 3.24 – Esquema de cargas do comboio Alfa Pendular (Saramago et al. (2022))	58
Figura 3.25 – Corte transversal (a) e vista lateral (b) do esquema do modelo dinâmico de uma carruagem do Alfa Pendular, respetivamente (Saramago et al. (2022))	59
Figura 3.26 – Modelo numérico do comboio Alfa Pendular (Saramago et al. (2022)).....	61
Figura 4.1 – <i>Setup</i> do ensaio de vibração ambiente (Saramago et al. (2022))	64
Figura 4.2 – Parâmetros modais da ponte de Sangalhos: (a) 1º modo de vibração, (b) 2º modo de vibração e (c) 3º modo de vibração.....	64
Figura 4.3 – Configuração do 1º modo de vibração do modelo: (a) frequência experimental (20.86 Hz) e (b) frequência numérica (20.92 Hz)	66
Figura 4.4 – Variação da frequência do 1º modo de vibração em relação aos parâmetros: (a) tamanho do solo modelado L e (b) módulo de elasticidade do solo E	67
Figura 4.5 – Variação da frequência a respeito do módulo de elasticidade E e o comprimento do solo L do 1º modo de vibração.....	67
Figura 4.6 – Configuração do 2º modo de vibração do modelo: (a) frequência experimental (32.21 Hz) e (b) frequência numérica (28.94 Hz)	70
Figura 4.7 – Configuração do 3º modo de vibração do modelo: (a) frequência experimental (48.67 Hz) e (b) frequência numérica (45.17 Hz)	70
Figura 4.8 – Variação da frequência do 2º modo de vibração em relação aos parâmetros: (a) tamanho do solo modelado L e (b) módulo de elasticidade do solo E	73
Figura 4.9 – Variação da frequência a respeito do módulo de elasticidade E e o comprimento do solo L do 2º modo de vibração.....	72
Figura 4.10 – Variação da frequência do 3º modo de vibração em relação aos parâmetros: (a) tamanho do solo modelado L e (b) módulo de elasticidade do solo E	72
Figura 4.11 – Variação da frequência a respeito do módulo de elasticidade E e o comprimento do solo L do 3º modo de vibração	72
Figura 4.12 – Configuração do 1º modo de vibração: (a) modelo com elementos de casca sem solo e (b) modelo com elementos de volume sem solo.....	74
Figura 4.13 – Configuração dos principais modos de vibração do modelo com elementos de casca com solo: (a) 1º modo, (b) 2º modo e (c) 3º modo	75
Figura 4.14 – <i>Setup</i> dos acelerómetros do ensaio com tráfego ferroviário (Saramago et al. (2022))...	76
Figura 4.15 – Análise da interação veículo-estrutura efetuada pela ferramenta VSI (adaptado de Saramago et al. (2022))	78
Figura 4.16 – Ponto da extração da resposta dinâmica em acelerações	78

Figura 4.17 – Aceleração experimental da ponte para a velocidade de 216.5 km/h	79
Figura 4.18 – FFT da aceleração experimental da ponte para a velocidade de 216.5 km/h	79
Figura 4.19 – Comparação dos resultados experimentais e numéricos da aceleração vertical do tabuleiro sujeito à passagem do Alfa Pendular a 216.5 km/h	80
Figura 4.20 – Pontos de análise dinâmica do Alfa Pendular	81
Figura 4.21 – Comparação das acelerações sentidas no eixo, bogie e caixa do comboio do Alfa Pendular	81
Figura 4.22 – Comparação das acelerações verticais experimentais e numéricas do tabuleiro sujeito à passagem do Alfa Pendular: (a) Numérico com solo-Experimental-Numérico sem solo, (b) Numérico com solo-Numérico sem solo e (c) Numérico sem solo-Experimental.....	82
Figura 4.23 – Figura 4.23 – Acelerações registadas para diferentes velocidades: (a) máximos registados para velocidades de circulação entre 140 e 420 km/h e respostas temporais para os casos de velocidade de (b) 140 km/h e (c) 410 km/h	84
Figura 4.24 – Deslocamentos registados para diferentes velocidades: (a) Entre 140 e 420 km/h, (b) 170 km/h e (c) 420 km/h	85
Figura 4.25 – Evolução das acelerações máximas dos componentes do comboio ao longo do intervalo de velocidades	85

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Valores dos coeficientes de classificação α (adaptado da EN 1991-2 (2017))	6
Quadro 2.2 – Valores característicos e parâmetros geométricos das cargas verticais para os modelos de Carga SW/0 e SW/2 (adaptado da EN 1991-2 (2017)).....	6
Quadro 2.3 – Critérios de aplicação dos comboios universais HSLM-A e HSLM-B (adaptado da EN 1991-2 (2017)).....	14
Quadro 2.4 – Valores do amortecimento a considerar no cálculo (adaptado de EN 1991-2 (2017))....	17
Quadro 2.5 – Método iterativo do método interação veículo-estrutura (adaptado de Montenegro (2015))	21
Quadro 2.6 – Limites dos valores de cálculo da variação angular e raio de curvatura do tabuleiro (adaptado da EN 1990-Anexo A2 (2001)).....	27
Quadro 2.7 – Valores limites da torção do tabuleiro (EN 1990-Anexo A2 (2001))	28
Quadro 2.8 – Variação das propriedades do solo para níveis de deformação diferentes (adaptado de Ikzer (2018))	37
Quadro 3.1 – Medições das componentes estruturais.....	44
Quadro 3.2 – Características do betão	45
Quadro 3.3 – Propriedades geométricas do solo.....	46
Quadro 3.4 – Propriedades dos materiais do solo	47
Quadro 3.5 – Propriedades geométricas via balastrada.....	49
Quadro 3.6 – Geometria do perfil UIC60	50
Quadro 3.7 – Propriedades dos materiais da via.....	51
Quadro 3.8 – Módulos de elasticidade do solo e respetivas constantes de fricção e profundidade média	52
Quadro 3.9 – Módulos de elasticidade do balastro	53
Quadro 3.10 – Propriedades dos diferentes componentes da via (Bragança et al. (2022))	54
Quadro 3.11 – Parâmetros do modelo numérico da carruagem BBN (Saramago et al. (2022)).....	59
Quadro 3.12 – Diferentes massas das carruagens do Alfa Pendular (Saramago et al. (2022))	60
Quadro 4.1 – Variação da frequência do 1º modo de vibração [Hz] com E [MPa] e L [m].....	65
Quadro 4.2 – Variação da frequência 2º modo de vibração [Hz] com E [MPa] e L [m].....	68
Quadro 4.3 – Variação da frequência 3º modo de vibração [Hz] com E [MPa] e L [m].....	69
Quadro 4.4 – Comparação das frequências numéricas e experimentais	73
Quadro 4.5 – Comparação entre parâmetros de ambos os modelos sem solo da Ponte de Sangalhos	74
Quadro 4.6 – Comparação das frequências numéricas e experimentais	75

Quadro 4.7 – Velocidades de ressonância para o 1º e 2º modo de vibração [m/s]	86
---	----

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

2D / 3D – Bidimensional / Tridimensional

A_{trib} – Área de influência

$a, \dot{a}, \ddot{a}$ – Vetor de deslocamento, velocidade e aceleração

$\mathbf{C}$ – Matriz de Amortecimento

C_{La} – Velocidade de ondas analógicas de Lysmer do solo

C_p – Velocidade das ondas de compressão

C_s – Velocidade das ondas de corte

D_n – Amortecedor na direção normal

D_t – Amortecedor na direção tangencial

$d_{s,n}$ – Amortecimento na direção normal

$d_{s,t}$ – Amortecimento na direção tangencial

E – Módulo de Elasticidade

EN – *European Norm*

$\mathbf{F}_{ext}$ – Vetor das forças exteriores

FFT – *Fast Fourier Transform*

$\mathbf{F}_i$ – Vetor das cargas móveis

G – Módulo de cisalhamento

G_{bk} – Módulo de cisalhamento médio do solo

$G_{\max}(z)$ – Módulo de cisalhamento máximo

H – Altura do solo

HSLM – High Speed Load Model

$\mathbf{K}$ – Matriz de Rigidez

K – Constante de fricção dos solos

$k_{s,n}$ – Rigidez na direção normal

$k_{s,t}$ – Rigidez na direção tangencial

L – Tamanho de solo modelado

LM71 – *Load Model 71*

$\mathbf{M}$ – Matriz de massa

MEF – Método dos Elementos Finitos

ORE – *Office for Research and Experiments of the International Union of Railways*

Q_{vk} – Carga Concentrada

q_{vk} – Carga distribuída

UIC – *International Union of Railways*

VSI – *Vehicle-Structure Interaction*

z – Profundidade do solo

SÍMBOLOS GREGOS

α – Coeficiente de classificação

γ – Peso específico do solo

δ – Deformação

ε – Critério de convergência

θ – Rotação

φ – Coeficiente dinâmico

λ – Comprimento de onda

ν – Coeficiente de Poisson

ξ – Amortecimento

ρ – Densidade

σ'_v – Tensão efetiva vertical

ϕ – Ângulo de atrito

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

O transporte ferroviário tem sido um tópico em destaque nas conversações políticas europeias, tendo sido o ano de 2021 o ano europeu da ferrovia. Esta iniciativa decorre da implementação do *European Green Deal* (EGD), que é um plano para a sustentabilidade dentro da União Europeia (Commission to the European Parliament et al. (2019)).

No que se refere à importância do setor ferroviário no plano EGD, e de acordo com *European Union Agency for Railways* (2020), destaca-se que "o comboio será a espinha dorsal que sustenta um sistema de transporte multimodal ambientalmente sustentável e será favorecido como modo de transporte pelas novas gerações". Assim, uma vez que caminhos de ferro representam apenas 0.5% de todas as emissões dos transportes (Figura 1.1), o EGD é claro em incluir o setor ferroviário como solução para um desenvolvimento sustentável do sistema de transportes de passageiros e mercadorias.

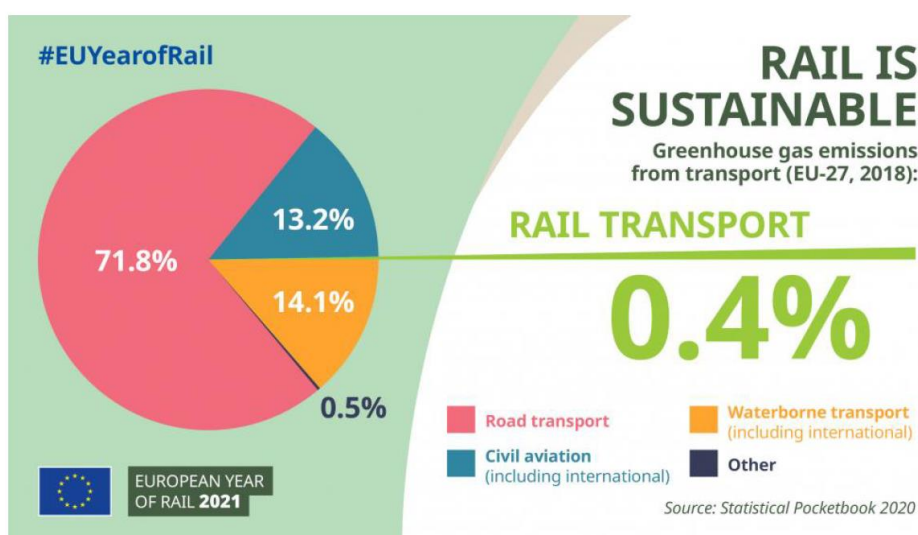


Figura 1.1 – Percentagens de emissões de gases com efeitos de estufa associadas a cada sistema de transporte (adaptado de European Commission (2021b))

Além da vertente sustentável do transporte ferroviário, a Comissão Europeia (European Commission, 2021) salienta igualmente a abrangência das redes ferroviárias europeias, tanto para passageiros como para mercadorias, e a importância da segurança ao viajar de comboio (ver Figura 1.2)



Figura 1.2 – Âmbito do plano EGD: Dimensão da rede ferroviária europeia (a) e segurança na ferrovia europeia (b) (adaptado de European Commission (2021b))

O setor ferroviário europeu enfrenta grandes desafios, principalmente no que respeita à capacidade de aumentar a sua rede, sucedendo da maior procura por parte dos clientes. Devido ao envelhecimento de ativos da infraestrutura ferroviária, são exigidas intervenções tanto eficientes como sustentáveis para manter ou melhorar os níveis de desempenho atuais. Para responder a estas exigências e aumentar o desempenho operacional da infraestrutura ferroviária europeia, é necessário inovar para haver uma mudança em termos de fiabilidade, disponibilidade, facilidade de manutenção e segurança.

É desde problema que nasce o projeto IN2TRACK3, que aborda o tema “Investigação sobre infraestruturas ferroviárias otimizadas e futuras” da *Joint Undertaking SHIFT2RAIL* incluída no programa de financiamento Europeu Horizonte 2020 e cofinanciada por parceiros privados do setor da ferrovia, incluindo os principais gestores de infraestrutura europeus. Sendo a continuação dos projetos IN2TRACK e IN2TRACK2, o projeto tem como objetivo desenvolver e demonstrar os resultados da investigação e as inovações desenvolvidas no âmbito dos projetos anteriores. O projeto está alinhado com os objetivos do SHIFT2RAIL de reduzir os custos de ciclo de vida, melhorar a fiabilidade e a pontualidade, aumentar a capacidade, reforçar a interoperabilidade e melhorar a experiência dos clientes da ferrovia europeia.

A estrutura do Shift2Rail foi definida em torno de 5 pilares fundamentais, apresentados na Figura 1.3, com o objetivo de melhorar o desempenho dos ativos da infraestrutura existente e fornecer novas soluções de sistemas que permitam uma mudança radical no desempenho, melhorar e criar técnicas de manutenção, reduzir custos, melhorar a qualidade, e prolongar a vida útil dos ativos e das estruturas.



Figura 1.3 – Estrutura do Shift2Rail (adaptado de Shift2Rail Joint Undertaking (2020))

No contexto do In2Track3, a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), em parceria com o *Royal Institute of Technology* (KTH), desenvolveram estudos sobre “Pontes de alta velocidade e baixo custo e inclusão de ensaios experimentais, simulações numéricas, fiabilidade baseada em análises e propostas para futuros modelos de carga de comboios” (IN2TRACK2 Report (2018)). Com base em análises efetuadas em 31 pontes, em Portugal e na Suécia, com base na passagem de comboios nas pontes, verificou-se que o amortecimento é significativamente maior que os valores propostos pela EN 1991-2 (2017). Este aumento de amortecimento advém do amortecimento radial provocado pela interação dinâmica solo-estrutura, que depende de características estruturais e características geotécnicas.

Surge assim a necessidade de criar modelos numéricos fiáveis, que correspondam à realidade e que apresentem resultados equivalentes aos resultados experimentais. Na Europa existem mais de 300,000 pontes ferroviárias, pelo que o estudo deste tipo de infraestrutura crítica revela especial interesse entre a comunidade científica (Rebelo et al. (2008)). Assim, esta dissertação enquadra-se nesta gama de estudos, em particular no desenvolvimento de modelos numéricos devidamente validados que permitam uma avaliação fidedigna do comportamento dinâmico de pontes fortemente influenciado pela interação com o solo adjacente.

1.2. OBJETIVOS

A presente dissertação tem como principal objetivo a avaliação do comportamento dinâmico de uma ponte integral ferroviária, localizada em Sangalhos, distrito de Aveiro, e estudar e avaliar a interação solo-estrutura.

Este estudo foi desenvolvido no âmbito do projeto europeu “IN2TRACK3 - *Research into optimised and future railway infrastructure*”, mais concretamente no que diz respeito à avaliação do comportamento dinâmico de pontes integrais em pórtico. Devido à interação entre o encontro da ponte e o solo envolvente em contacto, o comportamento deste tipo de pontes é fortemente condicionado pelo solo.

Com base numa campanha experimental levada a cabo pelo grupo de investigação em ferrovia da FEUP, pretendeu-se desenvolver um estudo onde se avaliou a resposta dinâmica da ponte de Sangalhos com base em acelerações medidas em vários locais (paredes e laje superior). O objetivo do estudo foi desenvolver um modelo numérico em elementos finitos capaz de validar com exatidão a resposta modal da estrutura, através da modelação de molas-amortecedores capazes de descrever a interação solo-estrutura. De igual forma, o mesmo modelo permitiu descrever, com maior precisão possível, a resposta dinâmica. Teve-se especial atenção quanto ao modelo do solo, bem como a sua influência na resposta da estrutura.

O modelo foi estudado tendo em conta a interação do solo, mas também sem esta, de forma a avaliar com maior precisão a influência da presença do solo na resposta. O modelo foi desenvolvido com recurso ao software de elementos finitos ANSYS® (2023) e a um software próprio desenvolvido em MATLAB® (2023) pelo grupo de investigação da FEUP, denominado VSI (*Vehicle Structure Interaction*), de forma a ser possível efetuar análises dinâmicas para diferentes velocidades de circulação do veículo (Montenegro (2015)).

1.3. ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A estrutura desta dissertação encontra-se organizada em 5 capítulos, sendo o atual dedicado ao âmbito deste estudo e os seus principais objetivos.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica onde são expostos os aspetos regulamentares para o dimensionamento de pontes ferroviárias, conforme a EN 1991 (2017) e a EN 1990-Anexo A2 (2001) e consequente verificação de segurança às deformações e vibrações. São apresentados os vários modelos de carga e também as diferentes metodologias de análise do comportamento dinâmico das pontes e do comboio, sendo focada a interação ponte-comboio. Por fim são apresentadas as bases para a modelação de pontes integrais, abordando as propriedades dinâmicas do solo, a sua interação com a estrutura e a sua aplicabilidade através do método dos elementos finitos.

O Capítulo 3 foca-se numa breve apresentação da ponte em estudo e a descrição pormenorizada da sua modelação no software de elementos finitos ANSYS®. São abordados as características geométricas do modelo, bem como as propriedades dos seus materiais. Foram desenvolvidos dois modelos numéricos (um complexo, com base em elementos de volume, e um simplificado, com base em elementos de casca) e são abordados os parâmetros que influenciam a resposta modal do modelo da ponte que serão utilizados no Capítulo 4 nas análises modais e dinâmicas. No modelo com elementos de casca, considerou-se a interação solo-estrutura através de elementos mola-amortecedores, com finalidade de obter um modelo igualmente preciso, mas com uma eficiência computacional superior. Por fim é descrito o modelo do comboio Alfa Pendular, utilizado posteriormente nas análises dinâmicas.

No Capítulo 4, com base numa campanha experimental efetuada na ponte de Sangalhos onde se avaliou os modos de vibração naturais, realizou-se uma calibração do modelo que envolveu a análise da influência de diferentes parâmetros na sua resposta modal. Após a calibração de ambos os modelos de elementos finitos, procedeu-se à comparação das frequências numéricas e as frequências naturais da ponte, de forma a categorizar os modelos como válidos para as análises dinâmicas. É efetuado a comparação entre resultados das análises dinâmicas do modelo com elementos de casca com a implementação do solo e sem o solo e também dos resultados experimentais, utilizando a ferramenta VSI. Por fim, é realizada uma análise paramétrica às velocidades de circulação do Alfa Pendular.

Por último, no Capítulo 5 são apresentadas as conclusões do trabalho desenvolvido ao longo da dissertação bem como possíveis trabalhos futuros que possam complementar os resultados obtidos.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os requisitos regulamentares para o dimensionamento de pontes ferroviárias de acordo com a EN 1991-2 (2017) e EN 1990 Anexo A2 (2001), abordando os modelos de carga para análises estáticas e dinâmicas e os seus requisitos. De seguida são abordados as diferentes metodologias de análises do comportamento dinâmico, focando-se nos métodos de interação veículo-estrutura. Por fim são introduzidos estudos anteriores que abordam modelos de interação solo-estrutura, bem como os fundamentos principais para a compreensão da interação, como as propriedades dinâmicas do solo, amortecimento e os princípios dinâmicos da interação solo-estrutura.

2.2. MODELOS DE CARGA PARA O DIMENSIONAMENTO DE PONTES FERROVIÁRIAS

2.2.1. MODELOS DE CARGA PARA ANÁLISE ESTÁTICA

Nesta secção são apresentados diferentes modelos para análise estática de acordo com o EN 1991-2 (2017). É sistematizada uma revisão fundamental dos modelos de carga tal como LM71, SW/0 e SW/2 e por último, o modelo de carga “comboio descarregado”.

2.2.1.1. Modelo de Carga LM71

Este modelo expressa o efeito estático das cargas verticais causado pelo tráfego ferroviário normal. A Figura 2.1 mostra a disposição e os valores característicos das cargas verticais.

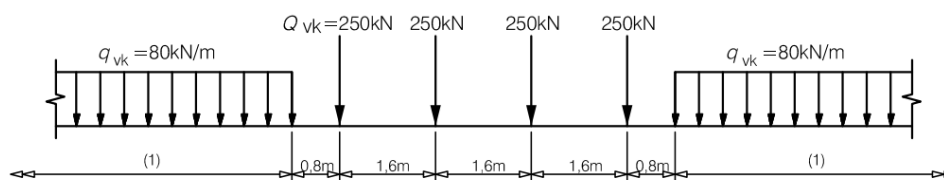


Figura 2.1 – Modelo de Carga 71 e respetivos valores característicos (EN 1991-2 (2017))

Contando com quatro cargas concentradas, Q_{vk} , com valores característicos de 250 kN, representados longitudinalmente no eixo da via, e cargas uniformemente distribuídas, q_{vk} , de 80 kN/m igualmente representadas como as anteriormente mencionadas, estes valores característicos deverão ser

multiplicados por um coeficiente de classificação α , sendo o tráfego mais pesado ou mais leve que o tráfego normal. No Quadro 2.1 estão presentes os valores do coeficiente de classificação α .

Quadro 2.1 – Valores dos coeficientes de classificação α (adaptado da EN 1991-2 (2017))

α							
0,75	0,83	0,91	1,00	1,10	1,21	1,33	1,46

Este coeficiente de classificação também deverá ser tido em conta em vários casos de ações como: ações verticais associadas ao movimento e impulso de terras; forças centrífugas; força de lacete; forças de arranque e frenagem; resposta combinada da estrutura e da via face às ações variáveis; ações de descarrilamento em situações de projetos acidentais e modelo SW/0 para pontes de tramos contínuos.

2.2.1.2. Modelo de carga SW/0 e modelo de carga SW/2

Ambos os modelos de carga SW/0 e SW/2 partilham a mesma configuração na disposição de cargas tendo valores característicos diferentes. Contudo, enquanto o modelo de carga SW/0 representa o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário normal sobre vigas contínuas, o modelo de carga SW/2 representa o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário pesado.

O modelo de carga SW/0 deve ser multiplicado pelo coeficiente de classificação α , de acordo com a secção 2.2.1.1.

Na Figura 2.2 e no Quadro 2.2 estão representados o esquema de cargas e os valores característicos das ações e dos parâmetros geométricos, respetivamente.

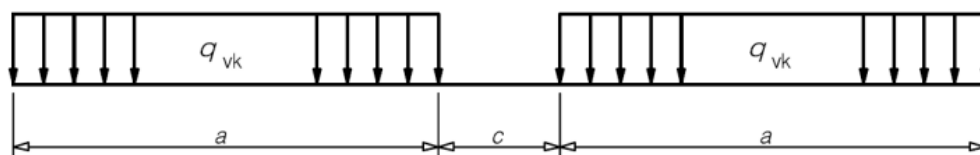


Figura 2.2 – Modelo de Carga SW/0 e SW/2 (EN 1991-2 (2017))

Quadro 2.2 – Valores característicos e parâmetros geométricos das cargas verticais para os modelos de Carga SW/0 e SW/2 (adaptado da EN 1991-2 (2017))

Modelo de Carga	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

2.2.1.3. Modelo de carga do “comboio descarregado”

Para situações em que são necessárias verificações específicas, as quais estão presentes no Anexo 2 da EN 1990 (A.2.2.4(2)), utiliza-se este modelo do “comboio descarregado” para a verificação da estabilidade de pontes ferroviárias, devido a ações de tráfego ferroviário vertical e lateral, sem a aplicabilidade do fator dinâmico nas ações do vento, quando estas ações atuam em simultâneo com as ações de tráfego.

O modelo referido consiste numa carga vertical uniformemente distribuída com um valor característico de 10 kN/m.

2.2.1.4. Excentricidade das cargas verticais nos Modelos de Carga LM71 e SW/0

Com a utilização destes modelos de carga estáticos deve-se ter em conta o efeito do deslocamento lateral das cargas verticais limitando, em todos os eixos e para qualquer via, a relação entre as cargas das rodas do mesmo eixo a 1,25:1,00. A excentricidade resultante é representada na Figura 2.3

Esta excentricidade pode ser desprezada na análise à fadiga.

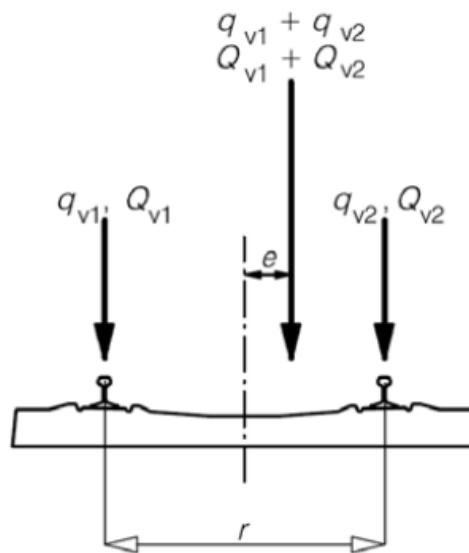


Figura 2.3 – Excentricidade das cargas verticais (EN 1991-2 (2017))

2.2.1.5. Efeitos dinâmicos e coeficiente dinâmico

Devido ao tráfego numa ponte e à aceleração do tabuleiro a ela associada, as tensões e deformações estáticas alteram-se em função de diferentes fenómenos resultantes de imperfeições da via ou dos veículos, variações das cargas por roda, a rapidez de carregamento devida à velocidade do tráfego na ponte e inércia da estrutura. Além disso, a passagem sucessiva de cargas espaçadas de modo regular, pode excitar a estrutura e em certas circunstâncias levar à ocorrência de ressonância. Este fenómeno verifica-se quando a frequência de excitação ou um múltiplo da frequência equivale a uma frequência (ou múltiplo) da estrutura, existindo a possibilidade de vibrações excessivas induzidas pela sucessão de eixos percorrendo a estrutura. Nos casos onde o fenómeno de ressonância é importante, é necessário efetuar análises dinâmicas, pois os fatores de amplificação dinâmicos a ser utilizados em análises estáticas não têm em conta estes efeitos.

Os efeitos mencionados deverão ser tidos em conta para a determinação das tensões, deslocamentos, aceleração do tabuleiro, etc. Os resultados provenientes dos modelos de carga de análise estática devem ser multiplicados pelo coeficiente dinâmico φ e também pelo coeficiente de classificação α .

O coeficiente dinâmico aparece como forma de majorar os efeitos de cargas estáticas dos modelos de carga anteriormente mencionados. Contudo, o efeito de ressonância não está implementado neste coeficiente, sendo necessário uma análise dinâmica para considerar corretamente esse efeito.

Como forma de uniformizar os procedimentos para análise estática e verificação de segurança de pontes ferroviárias, a EN 1991-2 (2017) estabelece dois métodos para o cálculo do coeficiente de amplificação dinâmico. Estes métodos estão apresentados na ficha UIC 776-1R (1979), estudos feitos pela *International Union of Railways* (UIC) e sumariados pelo *Office for Research and Experiments of the International Union of Railways* (ORE) nos relatórios finais ORE D23 (1979) e ORE D128 (1976).

O primeiro método estabelece o coeficiente tendo em conta os efeitos derivados de comboios reais ou modelos representativos de comboios reais, em que a frequência própria da estrutura e a velocidade máxima de circulação estejam definidas e dentro dos limites determinados. Este método define o coeficiente como:

$$(1 + \varphi) = 1 + \varphi' + \lambda\varphi'' \quad (2.1)$$

O coeficiente φ' define a amplificação dinâmica para uma via perfeita e φ'' define a amplificação dinâmica devido às irregularidades nas vias, sendo λ um fator que tem em conta o estado da via e a tua manutenção. A definição dos parâmetros φ' , φ'' e λ e o seu cálculo estão presentes no Anexo C da EN 1991-2 (2017).

No segundo método é determinado um coeficiente φ , que amplifica os efeitos de cargas estáticas consideradas nos modelos carga estáticos (LM71, SW/0 e SW/2) não tendo em conta os efeitos possíveis de ressonância. A avaliação deste efeito é dada pela seguinte expressão:

$$\phi \times S_{LM71} \quad (2.2)$$

Conforme o estado da via, os valores obtidos através dos modelos de carga são multiplicados pelo fator dinâmico apropriado, ϕ_2 ou ϕ_3 , sendo uma via em bom estado de conservação ou em estado normal de conservação respetivamente. Os fatores estão definidos como:

$$\phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,82, \quad \text{para } 1,00 \leq \phi_2 \leq 1,67 \quad (2.3)$$

$$\phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\phi - 0,2}} + 0,73, \quad \text{para } 1,00 \leq \phi_2 \leq 2,00 \quad (2.4)$$

Em que L_ϕ corresponde ao comprimento determinante do elemento estrutural em causa, e pode ser obtido através do Quadro 6.2 presente na EN 1991-2 (2017).

2.2.2. MODELOS DE CARGA PARA ANÁLISE DINÂMICA

De acordo com a EN 1991-2 (2017) existem regras gerais de projeto que mostram se existe a necessidade de uma análise dinâmica. Os critérios para determinar se a análise tem de ser dinâmica ou estática estão representados no fluxograma representado na Figura 2.4. Nas situações em que é necessária uma análise dinâmica, os resultados dessa análise devem ser comparados com os resultados da análise estática (com o coeficiente dinâmico e se necessário o coeficiente de classificação já considerados), sendo os valores mais desfavoráveis dos efeitos das ações utilizados no projeto da estrutura.

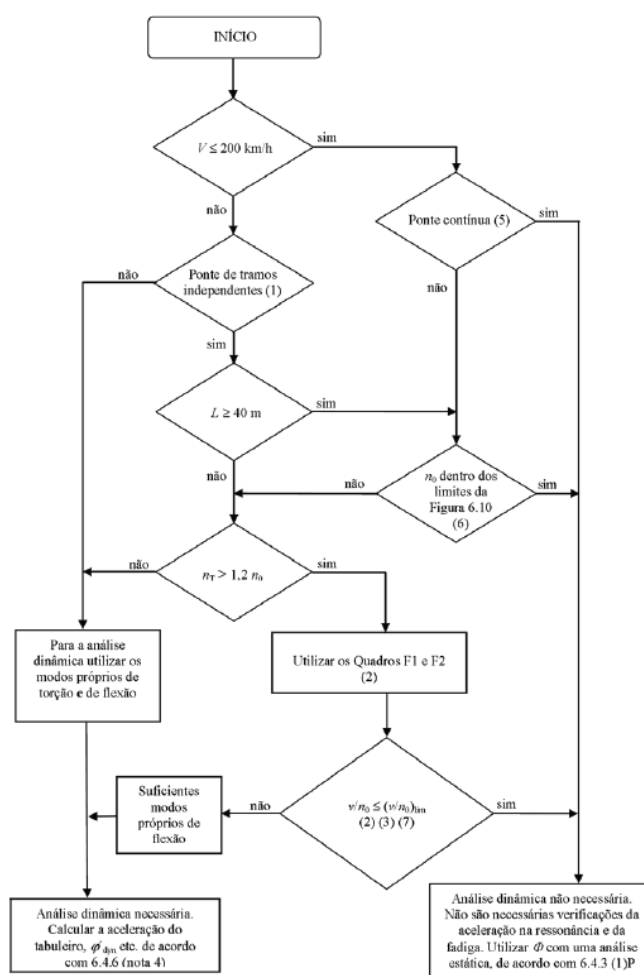


Figura 2.4 – Fluxograma para a determinação da necessidade de uma análise dinâmica (adaptado de EN 1991-2 (2017))

No fluxograma, V é a velocidade máxima local [km/h], L é o comprimento do vão [m], n_0 é a primeira frequência própria de flexão da ponte sob ações permanentes [Hz], n_t a primeira frequência própria de torção da ponte sob ações permanentes [Hz], v a velocidade normal máxima e $(v/n_0)_{lim}$, valores que são fornecidos no Anexo F, na EN 1991-2 (2017).

Este método é válido desde que a ponte satisfaça os requisitos relativos à resistência, aos limites de deformação indicados na EN 1990, Anexo A2.4.4, e também aceleração máxima das carruagens correspondente a um nível de conforto de passageiros, igualmente indiciado no Anexo A2 da EN 1990.

A Figura 2.5 mostra os limites superiores e inferiores da frequência própria da ponte em função do vão L . O limite superior (1) de n_0 é condicionado pela amplificação dinâmica devido às irregularidades da via, sendo definido por:

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad (2.5)$$

O limite inferior (2) é condicionado por critérios de impacto dinâmico e é obtido por:

$$n_0 = 80/L, \quad \text{para } 4m \leq L \leq 22m \quad (2.6)$$

$$n_0 = 23,58L^{-0,592}, \quad \text{para } 20m \leq L \leq 100m \quad (2.7)$$

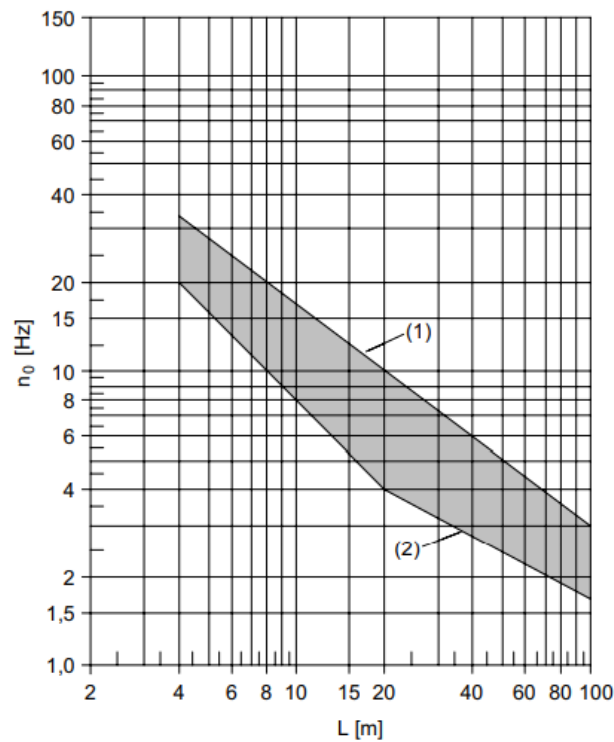


Figura 2.5 – Limites de frequência própria da ponte em função de L (EN 1991-2 (2017))

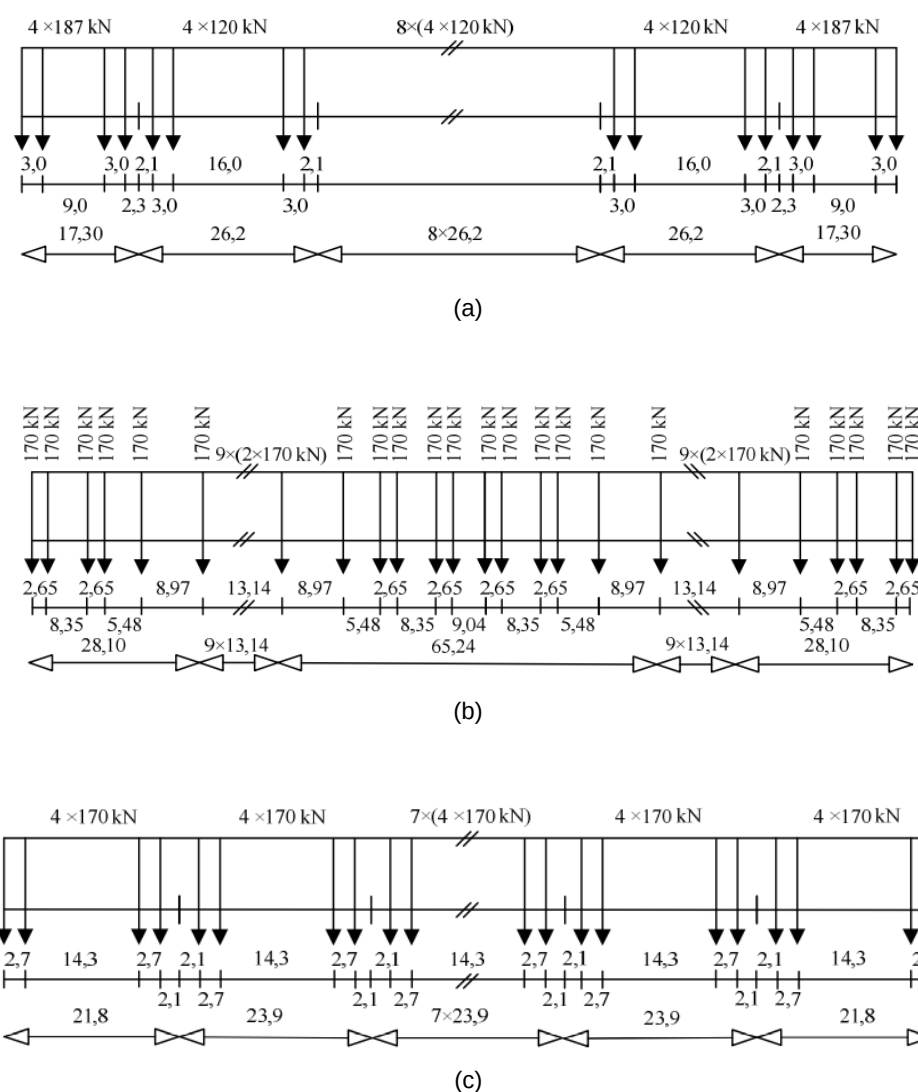
Para uma ponte simplesmente apoiada solicitada apenas por flexão, a frequência própria poderá ser estimada através da seguinte expressão:

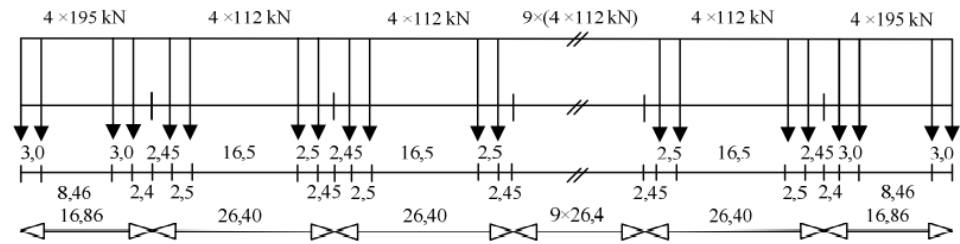
$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} \quad (2.8)$$

sendo δ_0 a flecha a meio vão devido a ações permanentes.

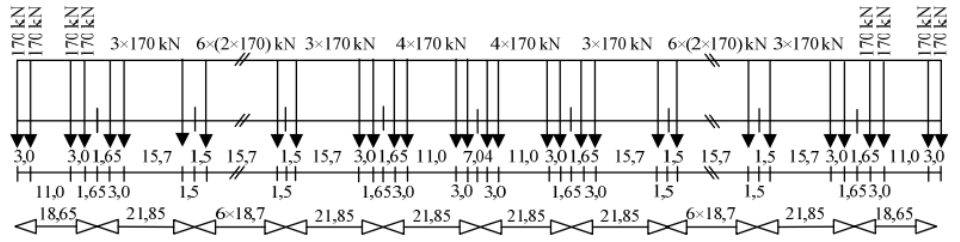
2.2.2.1. Comboios Reais

A EN 1991-2 lista os seguintes comboios como modelos de comboios reais que circulam na rede europeia de ferrovia de alta velocidade: ICE 2, Thalys, Eurostar, ETR_Y_500, TALGO AV, Virgin e o TGV. A Figura 2.6 representa os diferentes esquemas de cargas e distâncias entre eixos dos diferentes tipos de comboios.

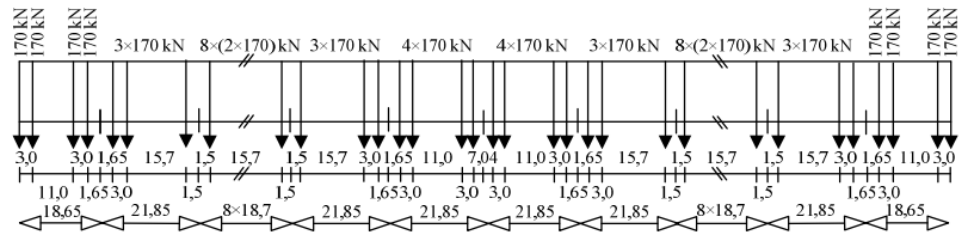




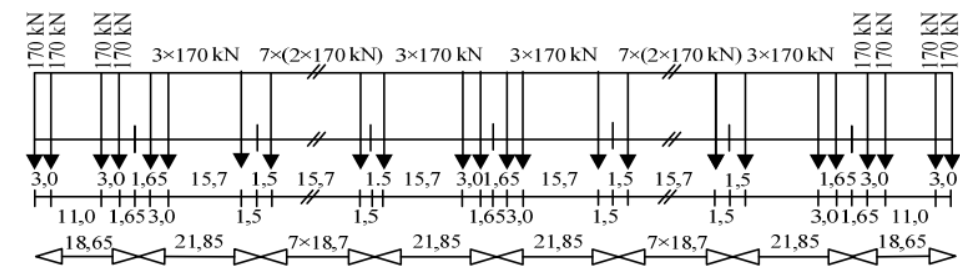
(d)



(e)



(f)



(g)

Figura 2.6 – Características dos comboios modelo, com dimensões em metros: (a) ETR_Y_500, (b) TALGOV AV, (c) Virgin, (d) IC 2, (e) Thalys, (f) TGV e (g) Eurostar (EN 1991-2 (2017))

Os comboios reais que circulam na rede europeia de alta velocidade são classificados atendendo ao modo como as carruagens se apoiam nos sistemas de eixos. Deste modo designam-se por comboios convencionais aqueles cujas carruagens dispõem 2 bogies assentes num par de eixos; comboios articulados quando as carruagens dividem os bogies com as carruagens que lhes são adjacentes, apoiando-se em dois eixos; e comboios regulares aqueles em que as carruagens dividem o eixo com as carruagens adjacentes. A Figura 2.7 representa os tipos de comboios previamente mencionados.

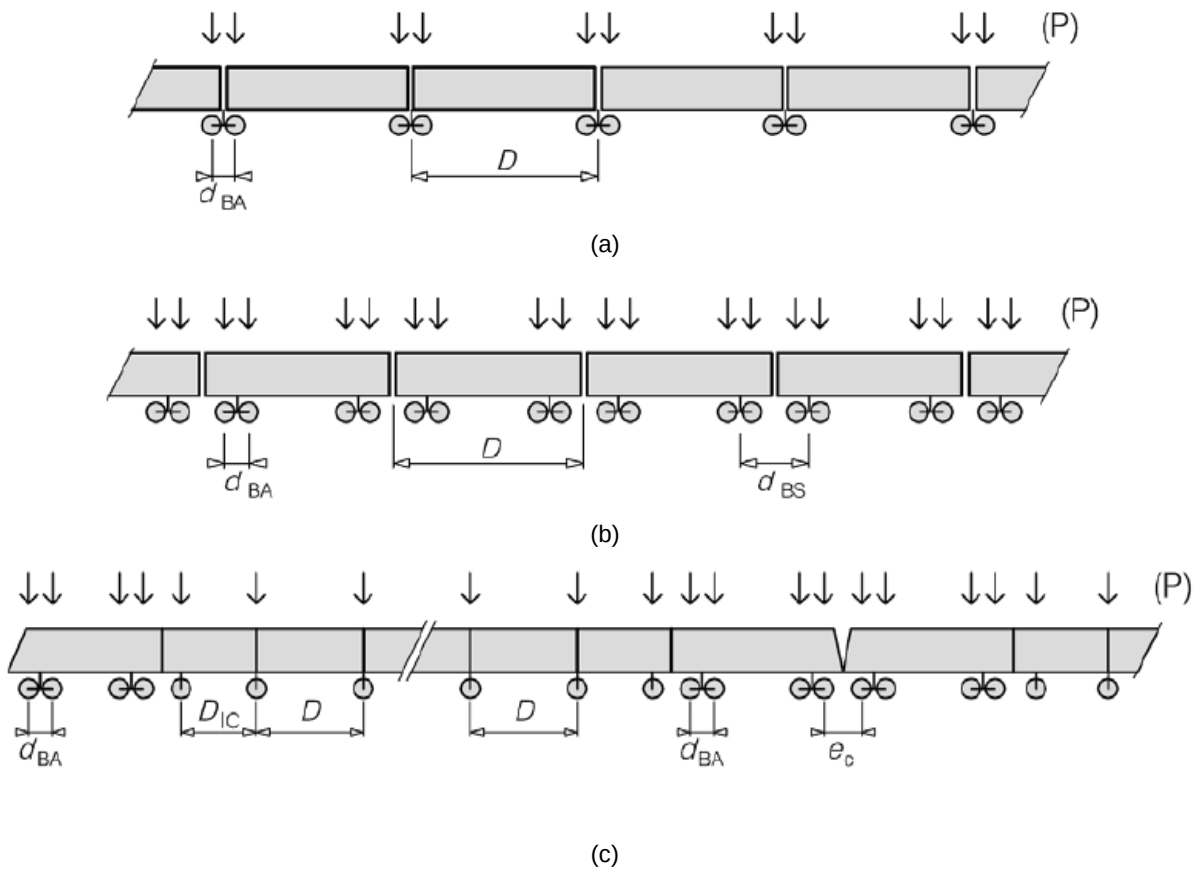


Figura 2.7 – Tipos de comboios de alta velocidade e o seu comprimento característico: (a) Comboio articulado, (b) Comboio convencional e (c) Comboio de eixos regularmente espaçados (EN 1991-2 (2017))

2.2.2.2. Modelos de carga HSLM (*High Speed Load Model*)

Para realizar uma análise do comportamento dinâmico das infraestruturas que servem a rede ferroviária de alta velocidade europeia deve-se recorrer à utilização dos comboios reais e aos modelos de carga designados por *High Speed Load Model* (HSLM) para verificar a aplicabilidade dos critérios de interoperabilidade. São vários os objetivos deste critério de interoperabilidade, como a normalização dos parâmetros de dimensionamento da via de modo a garantir a circulação dos comboios de alta velocidade nas redes dos diferentes países europeus.

Existem dois tipos de comboios universais nos modelos de carga HSLM, denominados por HSLM-A e HSLM-B, compostos por carruagens com diferentes comprimentos característicos. Estes modelos têm como objetivo constituir a envolvente dos efeitos dinâmicos causados pelos diferentes comboios reais (regulares, convencionais e articulados). Os limites de validade dos modelos de carga HSLM e a escolha do comboio universal crítico do modelo HSLM-A estão presentes no Anexo E na norma EN 1991-2 (2017).

O modelo de carga HSLM-A é constituído por 10 comboios diferentes designados por HSLM-A1 a HSLM-A10. As características destes comboios estão indicadas no quadro 6.3 da EN 1991-2 (2017). A Figura 2.8 apresenta o modelo de cargas HSLM em que D [m] representa os comprimentos das carruagens, N o número de carruagens intermédias, d [m] a distância entre eixos dos bogies e P [kN] as forças concentradas.

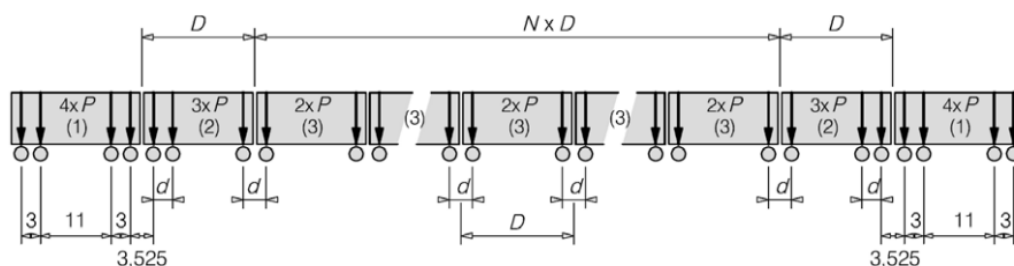


Figura 2.8 – Parâmetros geométricos dos comboios HSLM-A (EN 1991-2 (2017))

Em contrapartida o modelo HSLM-B é constituído por um conjunto de N cargas pontuais igualmente espaçadas entre si de d e os seus valores dependem do comprimento do vão da estrutura L . Na Figura 2.9 estão esquematizadas as definições geométricas e as forças concentradas do modelo em questão.

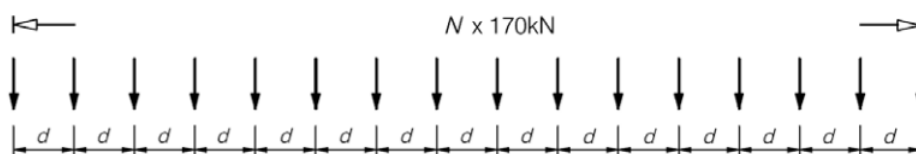


Figura 2.9 – Parâmetros geométricos dos comboios HSLM-B (EN 1991-2 (2017))

Existem critérios de aplicação destes modelos que estão presentes no Quadro 2.3. Estes critérios são fundamentais para a definição do modelo de carga a ser usado na análise dinâmica da estrutura. Deve-se notar que a verificação da fadiga das pontes implica a utilização de comboios tipo presentes no Anexo D na EN 1991-2 (2017).

Quadro 2.3 – Critérios de aplicação dos comboios universais HSLM-A e HSLM-B (adaptado da EN 1991-2 (2017))

Configuração Estrutural	Vão	
	$L < 7$ [m]	$L \geq 7$ [m]
Vão simplesmente apoiado	HSLM-B	HSLM-A
Estrutura contínua ou complexa	HSLM-A	HSLM-A

2.2.2.3. Velocidades a considerar nos modelos de carga dos comboios

Para a análise dinâmica de cada comboio real e dos modelos HSLM, devem ser consideradas um conjunto de velocidades até ao limite da velocidade máxima de projeto. Esta velocidade máxima de projeto é geralmente a majoração de 1.2 vezes da velocidade máxima local. Cada projeto de uma ponte ferroviária poderá especificar a velocidade máxima local.

Os cálculos deveram ser efetuados desde uma velocidade mínima de 40 m/s (cerca de 144 km/h) até à velocidade máxima de projeto, sendo os incrementos de velocidade menores na vizinhança das velocidades de ressonância (EN 1991-2 (2017)).

As velocidades de ressonância podem ser estimadas através da seguinte equação:

$$v_i = n_0 \times \lambda_i \quad (2.9)$$

Sendo v_i a velocidade de ressonância [m/s], n_0 a primeira frequência própria da estrutura não carregada [Hz] e λ_i o comprimento de onda fundamental de excitação [m], sendo o comprimento de onda também estimado por:

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \quad (2.10)$$

com d sendo o espaçamento entre eixos e i igual a 1, 2, 3 ou 4.

2.2.2.4. Efeito dos parâmetros e características das pontes na resposta dinâmica

Conforme a norma EN 1991-2 (2017), a análise dinâmica de pontes ferroviárias deve ter em atenção certos fatores como o comprimento do vão, amortecimento, massa e rigidez.

De acordo com Rigueiro (2007), estudou-se a influência do comprimento do vão da ponte na resposta dinâmica considerando dez pontes com vãos compreendidos entre 5 e os 40 metros. As características destas pontes de referência estão presentes nos Quadros 2.7, 2.8 e na Figura 2.19 em Rigueiro (2007).

Para análise da influência do comprimento do vão considerou-se velocidades compreendidas entre 140 e 550 km/h do comboio ICE. No Quadro 2.9 (Rigueiro (2007)) são apresentadas as velocidades críticas de ressonância das diferentes pontes consideradas para o comboio ICE. Conclui-se que a velocidade de ressonância das pontes diminui à medida que o comprimento do vão aumenta, ou seja, pontes com maior vão são mais facilmente excitáveis nas velocidades de circulação de comboios (Rigueiro (2007)).

Através da análise das Figuras 2.10 e 2.11, é possível concluir que os efeitos associados à primeira ressonância são superiores aos efeitos das restantes velocidades de ressonância, quanto menor o vão da ponte maior a sua resposta quando em ressonância. É notável dizer que, para pontes compreendidas entre os 5 e 25 metros de vão, quando sujeitas à situação de ressonância, apresentam deslocamentos e acelerações bastantes elevadas, sendo superiores aos limites indicados pelas normas vigentes.

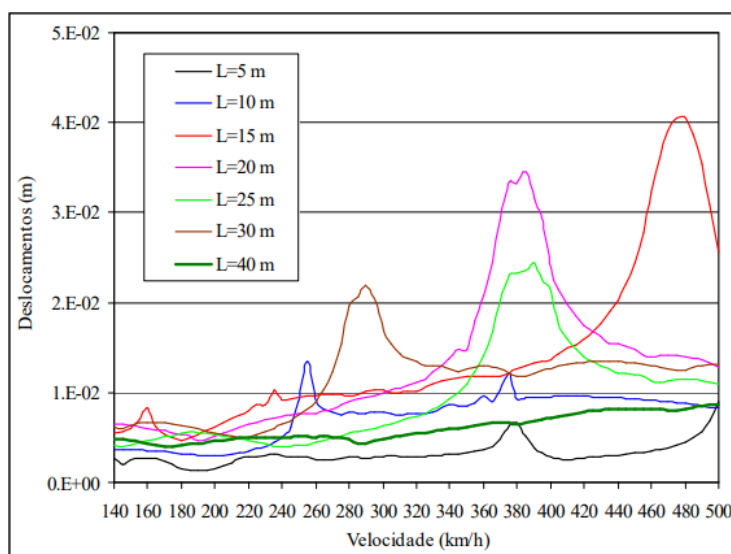


Figura 2.10 – Deslocamentos máximos a meio vão das pontes quando sujeitas à passagem do ICE (Rigueiro (2007))

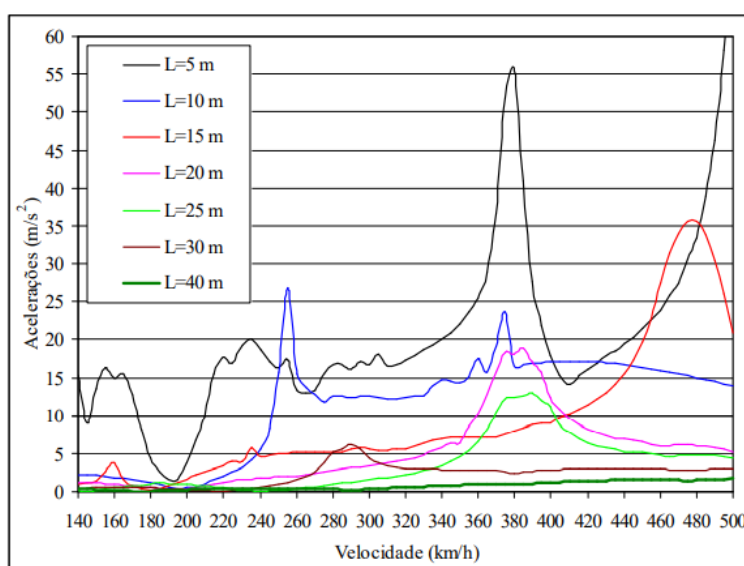


Figura 2.11 – Acelerações máximas a meio vão das pontes quando sujeitas à passagem do ICE (Rigueiro, 2007)

O amortecimento é um parâmetro que está associado a diferentes mecanismos de dissipação de energia que ocorrem no sistema constituído pela infraestrutura de suporte à passagem do comboio: na ponte, nos materiais que a constituem, nos materiais em que ela se apoia e na fricção que ocorre no contacto entre superfícies.

Conforme os estudos de Rigueiro (2007) pode-se concluir que o valor máximo da resposta da estrutura na ressonância é bastante influenciado pelo valor do amortecimento. Quanto menor for o amortecimento, maior a resposta da ponte, confirmado nas Figuras 2.24 e 2.25 em Rigueiro (2007).

A importância deste parâmetro e a sua correta quantificação é imprescindível para os cálculos dinâmicos pois a sua sobrestimação leva a respostas da estrutura na ressonância que metem em causa a segurança da estrutura.

São diversos os estudos que quantificam este amortecimento em função do vão e dos materiais da ponte como Fryba (1996), Rebelo et al. (2005c) e Zabel et al. (2007). Através de uma série de ensaios dinâmicos em ERRI D124/RP9 (1999), considera-se que o amortecimento varia consoante o material constituinte da ponte e o seu vão, representado graficamente na Figura 2.12.

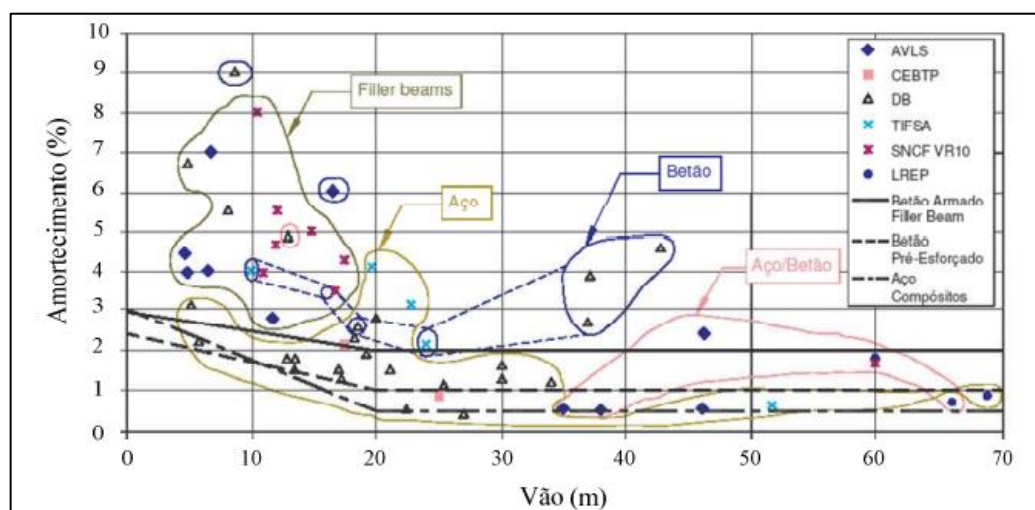


Figura 2.12 – Parâmetro do amortecimento em função do vão e a configuração do material da ponte (adaptado de ERRI D124/RP9 (1999))

Na norma EN 1991-2 (2017) estão recomendados os valores mínimos do coeficiente de amortecimento usados no dimensionamento de pontes ferroviárias e cujos valores estão presentes no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Valores do amortecimento a considerar no cálculo (adaptado de EN 1991-2 (2017))

Tipo de ponte	Limite inferior de percentagem de amortecimento crítico [%]	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L \geq 20$ m
Aços e Compósitos	$\xi = 0,5 + 0,125 (20-L)$	$\xi = 0,5$
Betão pré-esforçado	$\xi = 1,0 + 0,07 (20-L)$	$\xi = 1,0$
Vigas embebidas e betão armado	$\xi = 1,5 + 0,07 (20-L)$	$\xi = 1,5$

Devido à relação entre a frequência natural e a massa da estrutura, quanto maior for a massa maior a diminuição dos valores de frequência e vice-versa (assumindo que a rigidez da estrutura não varia).

Sabendo que as velocidades de ressonância são diretamente proporcionais à frequência, explícito nas equações 2.9 e 2.10, a diminuição da frequência implica a diminuição da velocidade, consequentemente que a variação da massa implica a variação da frequência, que por sua vez varia a sensibilidade da estrutura às velocidades com que a ressonância ocorre (Rigueiro, 2007).

A norma EN 1991-2 (2017) recomenda a consideração de dois limites de massa para a análise dinâmica de uma ponte, sendo eles um valor mínimo de massa volúmica seca do balastro limpo e a sua espessura associada e também um valor máximo associado a um balastro sujo ou saturado e maior espessura, atendendo a situações futuras de alteamentos da via.

Atendendo agora ao último fator, a rigidez, este parâmetro é proporcional às frequências próprias. Um aumento da rigidez leva a um aumento das frequências próprias da estrutura e por isso a um aumento das velocidades críticas a que a ressonância ocorre. É aconselhada pela norma EN 1991-2 (2017) a utilização de uma estimativa do valor inferior da rigidez da estrutura.

A quantificação da rigidez associada com a determinação da frequência da estrutura é difícil de calcular. Deste modo, o relatório ERRI D214/RP9 (1999) considera que se deve analisar a influência de diversos fatores tais como o módulo de elasticidade E , as propriedades do material, o módulo de distorção G , a fendilhação e a sua extensão na estrutura, a secção transversal, a deformada da estrutura, os apoios e a existência da via-férrea balastrada sobre a ponte.

2.3. METODOLOGIAS PARA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE E DO COMBOIO

Na presente secção é apresentada uma revisão de diferentes métodos existentes para a análise da resposta dinâmica da estrutura e do comboio. Os principais métodos de estudo do comportamento dinâmico são o método das cargas móveis, o método do caminho virtual e os métodos de interação de veículo-estrutura.

2.3.1. METODOLOGIA DAS CARGAS MÓVEIS

Este método baseia-se no pressuposto que a ação do comboio na estrutura pode ser definida por um conjunto de forças móveis de magnitude fixa representativa da carga estática de cada eixo. Assim, o comboio é caracterizado por um conjunto de cargas F_i , separadas devidamente de acordo com a geometria do comboio x_i , como mostra a Figura 2.13.

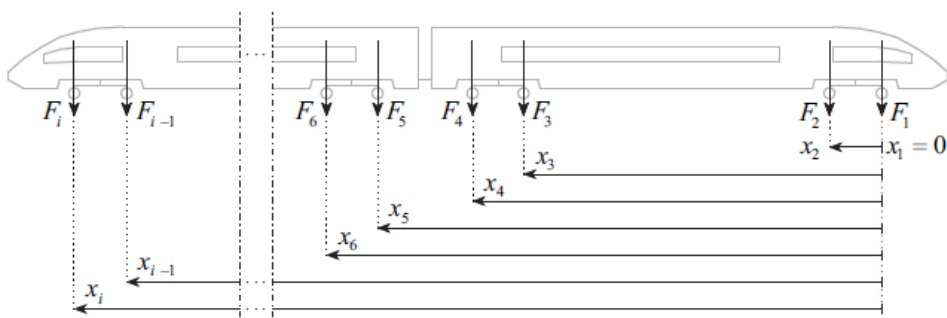


Figura 2.13 – Modelo das Cargas Móveis (Montenegro (2015))

Não obstante, a interação entre o veículo e a estrutura não é contabilizada, tornando assim este método limitado ao estudo da resposta dinâmica da estrutura.

A resposta dinâmica pode ser obtida através de várias técnicas matemáticas, tais como por integração direta através do método de Newmark ou através do método da Sobreposição Modal. A equação que traduz a resposta dinâmica pode ser calculada da seguinte forma:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{a}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{a}} + \mathbf{K}\mathbf{a} = \mathbf{F}_{ext} + \mathbf{F}_i \quad (2.11)$$

Onde $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$ e $\mathbf{K}$ são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respetivamente, $\ddot{\mathbf{a}}$, $\dot{\mathbf{a}}$ e $\mathbf{a}$ são os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento, $\mathbf{F}_{ext}$ é o vetor das cargas exteriores aplicadas e $\mathbf{F}_i$ é o vetor das cargas móveis, dependentes do tempo, que representam a ação do comboio sobre a estrutura.

2.3.2. MÉTODO DO CAMINHO VIRTUAL

O método do Caminho Virtual não considera os efeitos da interação veículo-estrutura, mas possibilita obter uma resposta aproximada tanto do veículo como da estrutura. Este método é dividido em duas partes, sendo que a primeira parte consiste no cálculo da resposta dinâmica da estrutura sujeita à ação do comboio, representada pelo método das Cargas Móveis. A segunda parte consiste na prescrição dos deslocamentos da estrutura nas rodas do veículo para obter a resposta dinâmica não acoplada do sistema. Na Figura 2.14 ilustra as duas fases que compõem o método do Caminho Virtual, onde a_z representa o deslocamento da estrutura nos nós de contacto e a_y o deslocamento do veículo nos nós de contacto.

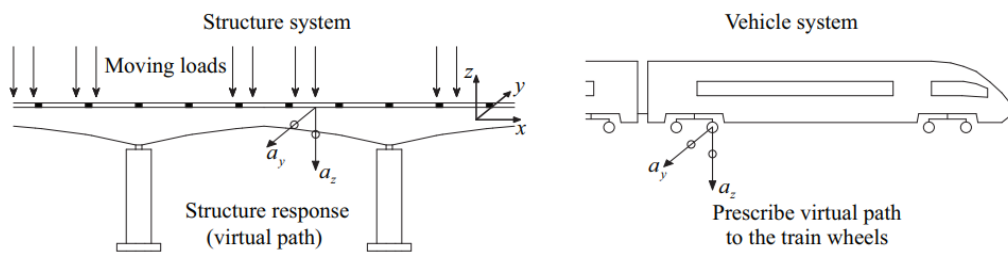


Figura 2.14 – Fases do Modelo do Caminho Virtual (Montenegro (2015))

Contudo este método tem limitações dado que a interação veículo-estrutura é importante em vários casos como o estudo do conforto dos passageiros. Nestes casos é necessário um modelo mais complexo, que tenha em conta os efeitos do contacto roda-carril.

2.3.3. MÉTODOS DE INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

2.3.3.1. Método Iterativo

Este método define dois subsistemas, o veículo e a estrutura, sendo ambos modelados independentemente. São estabelecidas as forças de equilíbrio atuantes na superfície de contacto e é utilizado um processo iterativo que impõe as equações de compatibilidade que relacionam os deslocamentos nos pontos de contacto do veículo com os deslocamentos correspondentes dos pontos da estrutura.

As equações de equilíbrio podem ser expressas pelo seguinte sistema de equações:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_S & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_V \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\mathbf{a}}_S \\ \ddot{\mathbf{a}}_V \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_S & 0 \\ 0 & \mathbf{C}_V \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\mathbf{a}}_S \\ \dot{\mathbf{a}}_V \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_S & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_V \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{a}_S \\ \mathbf{a}_V \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{F}_S \\ \mathbf{F}_V \end{bmatrix} \quad (2.12)$$

em que $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$ e $\mathbf{K}$ são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez respetivamente, $\mathbf{a}$, $\dot{\mathbf{a}}$ e $\ddot{\mathbf{a}}$ são vetores que representam o deslocamento, velocidade e aceleração nodais, $\mathbf{F}$ é o vetor das forças e S e V indicam se é referente à estrutura ou ao veículo, respetivamente.

Delgado e Santos (1997) desenvolveram um processo iterativo em que cada incremento de tempo inclui as seguintes operações na iteração $i+1$:

- a) A estrutura é sujeita à ação das cargas móveis correspondentes a cada eixo do comboio. Cada carga móvel, F_s^i é definida por uma parcela que corresponde à carga estática dos eixos, F_{sta} , outra parcela correspondente à componente dinâmica da força de interação, F_{dyn}^i , calculada na iteração anterior. Usando o sistema de equações (equação 2.12), os deslocamentos nodais $\mathbf{a}_s^{i+1}$ são calculados e através das funções de forma dos elementos finitos é possível calcular os deslocamentos nos nós de contacto $\mathbf{a}_y^{i+1}$.

$$F_s^{i+1} = F_{sta} + F_{dyn}^i \quad (2.13)$$

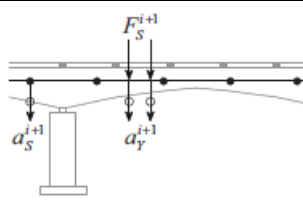
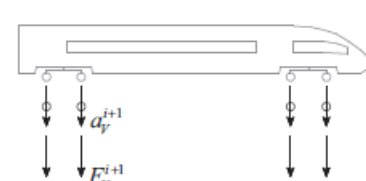
- b) Simultaneamente, os deslocamentos $\mathbf{a}_v^{i+1}$ que correspondem aos deslocamentos da estrutura nos nós de contacto $\mathbf{a}_y^{i+1}$ com irregularidade $\mathbf{r}$ que podem existir entre as rodas e a via, são impostos nos nós de contacto do comboio. Ao resolver o sistema de equações correspondentes ao comboio (2.12) as reações nos nós de contacto são calculadas. Estas reações são correspondentes à componente dinâmica F_{dyn}^{i+1} a ser aplicada na iteração seguinte.
- c) Um critério de convergência tem de ser verificado no final de cada iteração. Se o grau de convergência for o desejado, o método pode avançar para o próximo passo, senão o processo iterativo continua.

$$\frac{\|F_{dyn}^{i+1} - F_{dyn}^i\|}{\|F_{dyn}^i\|} \leq \varepsilon \quad (2.14)$$

onde ε é a tolerância especificada.

No Quadro 2.5 está representado o procedimento acima descrito esquematizado.

Quadro 2.5 – Método iterativo do método interação veículo-estrutura (adaptado de Montenegro (2015))

A	Estrutura	Veículo
Esquema		
Carga	$F_s^{i+1} = F_{sta} + F_{dyn}^i$	$a_v^{i+1} = a_Y^{i+1} + r$
Resultado	$a_s^{i+1} \rightarrow a_Y^{i+1}$	$F_{dyn}^{i+1} \rightarrow F_V^{i+1}$
Critério de Convergência	$\frac{\ F_{dyn}^{i+1} - F_{dyn}^i\ }{\ F_{dyn}^i\ } \leq \varepsilon \quad \begin{cases} se \leq \varepsilon \rightarrow \text{próximo passo} \\ se > \varepsilon \rightarrow \text{próxima iteração} \end{cases}$	

Os métodos iterativos estão limitados à interação vertical entre o comboio e a estrutura, porém vários autores como Nguyen et al. (2009a; 2009b), Xia et al. (2008) e Zhang et al. (2008) desenvolveram métodos que consideram a interação lateral entre estrutura e veículo, assim ultrapassando esta limitação.

2.3.3.2. Método de Condensação

Desenvolvido por Yang e Yau (1997), este método elabora um elemento finito chamado *vehicle-bridge interaction element*. Neste modelo, o veículo é modelado através de uma sequência de massas em bloco, a ponte através de elementos de viga, a via como massas em bloco, e o comportamento do balastro recorrendo a molas.

Inicialmente são formuladas duas equações de movimento do sistema, sendo uma sobre a ponte e a outra sobre as massas suspensas que caracterizam o veículo. São usadas as fórmulas diferenciais finitas de Newmark para discretizar a equação do veículo. Yang e Yau (1997), de forma a implementar o efeito de inclinação no modelo, que afeta consideravelmente a resposta de todo o sistema, apresentaram um modelo melhorado em que o veículo é modelado como um elemento rígido apoiado por duas molas de amortecimento, mais tarde aperfeiçoado para simular veículos de complexidade variada.

2.3.3.3. Método Direto

Este método desenvolvido por Neves et al. (2012), considera equações de compatibilidade adicionais que relacionam os deslocamentos dos nós de contacto do comboio com os deslocamentos nodais da estrutura correspondente, tendo como vantagem a consideração de irregularidades na superfície de contacto nas equações de compatibilidade e a possibilidade de modelar os subsistemas, o veículo e a estrutura, com vários tipos de elementos finitos, como por exemplo elementos de viga ou elementos de volume.

Com esta metodologia as equações de equilíbrio e as equações de compatibilidade fazem parte de um único sistema de equações, sendo a incógnita os deslocamentos e as forças de contacto, que é resolvido através de um algoritmo de factorização assim evitando o processo iterativo de outros métodos.

O sistema de equações pode ser expresso da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} \bar{\mathbf{K}}_{FF} & \bar{\mathbf{D}}_{FX} \\ \bar{\mathbf{H}}_{XF} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{a}_F^{t+\Delta t} \\ \mathbf{x}^{t+\Delta t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{F}}_F \\ \bar{\mathbf{r}} \end{bmatrix} \quad (2.15)$$

em que $\bar{\mathbf{K}}_{FF}$ é a matriz de rigidez efetiva do sistema veículo-estrutura, $\bar{\mathbf{D}}_{FX}$ e $\bar{\mathbf{H}}_{XF}$ são matrizes de transformação que relacionam as forças de contacto no sistema de coordenadas local com as forças nodais no sistema de coordenadas global e os deslocamentos nodais da estrutura no sistema de coordenadas global com os deslocamentos dos pontos auxiliares definidos no sistema de coordenadas local, respetivamente. $\mathbf{a}_F^{t+\Delta t}$ e $\mathbf{x}^{t+\Delta t}$ são os deslocamentos nodais e forças de contacto respetivamente. $\bar{\mathbf{F}}_F$ é o vetor de carga e $\bar{\mathbf{r}}$ são as irregularidades na superfície de contacto.

Mais tarde seria desenvolvido uma extensão da formulação que permitira a separação entre a roda e a via. O problema de contacto é de natureza não-linear sendo preciso resolver este método através de um modelo iterativo baseado no método de Newton.

2.3.4. MODELOS DE CONTACTO DE RODA-CARRIL

As forças de contacto que são criadas nas superfícies de contacto e a localização dos pontos de contacto têm um peso significativo no comportamento dinâmico do sistema. Desta forma foram criadas várias formas de abordar este problema, sendo os modelos geralmente divididos em três etapas: o problema do contacto geométrico, o problema do contacto normal e o problema do contacto tangencial. Nesta secção (2.3.4.) serão abordados alguns modelos que respondem e resolvem os problemas mencionados anteriormente.

2.3.4.1. Problema do contacto geométrico

Este problema consiste em detetar os pontos de contacto entre a roda e o carril. Surge como primeira abordagem ao problema o *offline contact search*, em que a geometria da superfície de contacto é pré-analisada e a localização dos pontos de contacto pré-calculada e estes valores são guardados numa tabela.

Para a análise geométrica são necessárias várias hipóteses: os rodados são considerados como corpos rígidos, o contacto entre a roda e o carril acontece num único ponto em cada roda e não existe separação entre roda e carril. Assim é possível calcular o deslocamento vertical relativo (Δz_w) e a rotação relativa ($\Delta \phi_w$) em função do deslocamento lateral relativo entre a roda e carril (Δy_w), para mais tarde ser interpolada na análise dinâmica. Também é possível calcular a localização dos pontos de contacto como também outras características necessárias para a solução do problema do contacto tangencial e do contacto normal.

Bozzone et al. (2011) desenvolveram um modelo de análise geométrica 3D, dependente da rotação relativa de lancete ($\Delta \psi_w$) e Antolín et al. (2012) desenvolveram um modelo 2D, porém a rotação relativa do lancete não é considerada na análise de contacto, sendo totalmente dependente do deslocamento lateral relativo.

Este método é computacionalmente eficiente, sendo que não precisa de cálculos adicionais durante a análise, porém não considera o efeito de penetração entre a roda e o carril, que pode ter consequências significativas no cálculo das forças de contacto.

Na Figura 2.15 estão representados, de forma gráfica, os resultados dos modelos 2D e 3D das análises do contacto geométrico.

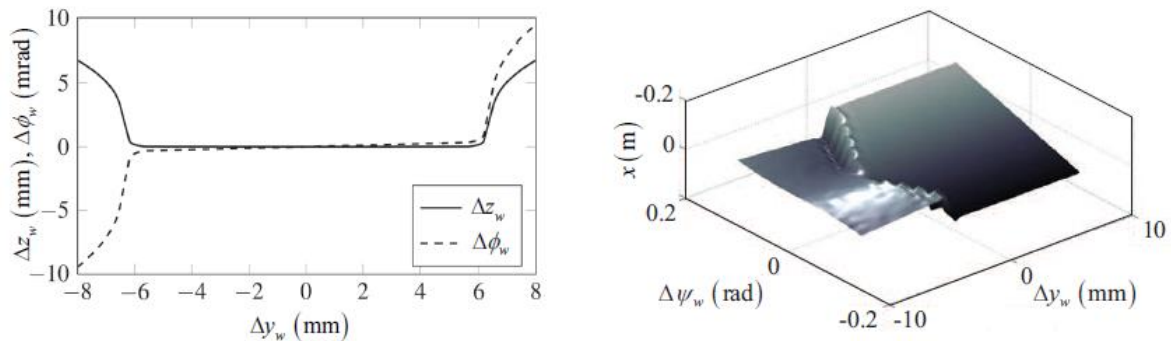


Figura 2.15 – Tabelas de pesquisa de contacto: Análise 2D (Antolín et al. (2012)) e análise 3D (Bozzone et al. (2011))

De forma a ultrapassar a limitação do *offline contact search*, foi desenvolvido o *online contact search*. Este método usa um processo iterativo para determinar a localização dos pontos de contacto durante a simulação dinâmica, o que leva a uma solução mais precisa sendo a localização dos pontos calculada a cada instante durante a análise dinâmica. A hipótese dos rodados serem considerados como corpos rígidos deixa de ser necessária, permitindo que o cálculo dos pontos de contacto em comboios com rodas independentes ou rodados flexíveis seja possível. Outras duas vantagens desta metodologia são a possibilidade de pequenas penetrações entre a roda e o carril, importante para a precisão do cálculo das forças de contacto normal, e a deteção de vários pontos de contacto no mesmo par roda-carril.

Existem duas abordagens de forma a prever e localizar os pontos de contacto usando o *online contact search*. Na primeira abordagem os pontos de contacto são determinados através de um algoritmo de procura em que as superfícies geométricas são discretizadas em vários pontos os quais estão associados ao par nodal que leva à penetração máxima (Chen e Zhai (2004); Shabana et al. (2005); Antolín (2013)). Na segunda abordagem a superfície de contacto é descrita através de funções e os pontos de contacto determinados por equações algébricas não-lineares que definem as condições geométricas de contacto baseadas nos vetores normal e tangencial das superfícies (Pombo et al. (2007); Shabana et al. (2008); Sugiyama e Suda (2009); Falomi et al. (2010)). Esta abordagem é mais eficiente em termos de cálculo computacional, porém podem-se obter várias soluções para os sistemas de equações não-linear se a superfície de contacto for não convexa (Pombo (2004)).

Na Figura 2.16 estão representadas ambas as abordagens discutidas anteriormente que dão resposta ao problema geométrico.

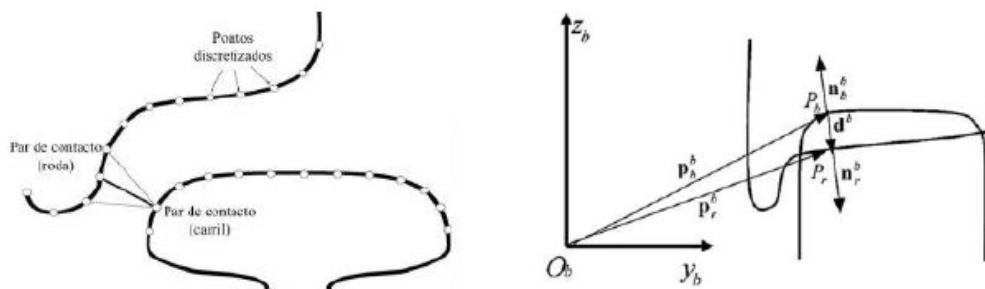


Figura 2.16 – *Online contact search*: algoritmo nodal (adaptado de Shabana et al. (2005)) e abordagem baseada em condições de contacto geométricas (Falomi et al. (2010))

2.3.4.2. Problema do contacto normal

Este problema consiste em determinar a área de superfície de contacto entre a roda e o carril e também determinar a distribuição da pressão de contacto normal quando estes dois elementos estão comprimidos um contra o outro. Os métodos que dão resposta a este problema dividem-se em dois tipos: os métodos baseados em superfícies de contacto elípticas; e os métodos baseados em superfícies de contacto não elípticas.

Os primeiros métodos são os mais comuns e presentes nas análises do problema de contacto normal e são baseados na teoria de Hertz (1882) que assume a área de contacto entre os dois corpos como elíptica e a distribuição de pressões como forma semi-elíptica, sendo as tensões normais nas arestas da área nulas e máximas no centro. Contudo esta abordagem tem limitações sendo que tem suposições que não são sempre satisfeitas no contacto entre a roda e o carril, como superfícies sem atrito, curvatura constante ao longo da área de contacto ou deformações plásticas não existentes.

Sendo que para análises detalhadas das tensões locais na área de contacto, as tensões podem ser significativas em algumas situações, a forma elíptica pode não ser adequada. Desta forma vários autores desenvolveram novas teorias que ultrapassam esta limitação e podem ser divididas em dois grupos, de acordo com Piotrowski e Chollet (2005): métodos Multi-Hertzian (Pascal (1993); Ayasse et al. (2000)) onde a teoria de Hertz é aplicada em cada zona de contacto criando assim uma área de contacto formada por várias elipses e métodos Não-Hertzian (Ayasse e Chollet (2005)); Quost et al. (2006)); Piotrowski (2008)) onde é assumida uma distribuição de tensões semi-elíptica ao longo da direção do movimento.

Na Figura 2.17 está representado a superfície de contacto baseada nos métodos Multi-Hertzian e Não-Hertzian.

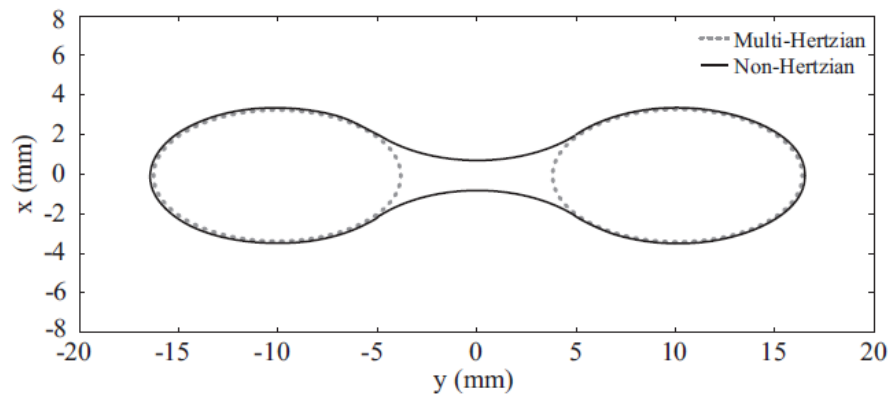


Figura 2.17 – Área de contacto baseada nos modelos Multi-Hertzian e modelos Não-Hertzian (adaptado de Quost et al. (2006))

2.3.4.3. Problema do contacto tangencial

Quando a roda e o carril estão comprimidos um contra o outro, se for possível o deslizamento um sobre o outro, alguns pontos da área de contacto podem deslizar enquanto outros podem aderir. Este fenómeno chama-se atrito de rolamento e é originado quando existem diferenças nas deformações tangenciais nos corpos na zona de adesão, o que resulta num pequeno deslizamento. Este efeito é crucial para o cálculo das forças tangenciais que ocorrem na área de contacto, denominadas forças de atrito de rolamento. Assim pode-se definir atrito de rolamento como o comportamento elástico e de fricção combinado em dois corpos que deslizam um sobre o outro e partilham uma área de contacto em que deslizamento e adesão ocorrem em simultâneo (Montenegro, 2015).

Foram criadas várias teorias de atrito de rolamento e que foram implementadas em vários softwares de simulação dinâmica tais como: a teoria desenvolvida por Carter (1926) que respondia a problemas bidimensionais; Johnson (1958) que amplificou a teoria de Carter para problemas tridimensionais e mais tarde Vermeulen e Johnson (1964) aperfeiçoaram a mesma teoria. Porém apresentavam limitações que só foram superadas por Kalker (1967) que desenvolveu uma teoria linear de contacto de rolamento, no entanto esta teoria era limitada a atrito de rolamento pequenos.

Kalker (1979) desenvolveu a teoria variacional que dava uma solução exata ao problema do contacto tangencial no programa CONTACT. Contudo tinha um elevado custo computacional que tornava inexecutável análises dinâmicas de comboios. Dessa forma Kalker (1982) simplificou a teoria do método para diminuir o esforço computacional e implementou em código FASTSIM.

Shen et al. (1983) formularam um modelo heurístico não linear de forças de atrito de rolamento em que as forças de atrito de rolamento calculadas pela teoria linear de Kalker eram corrigidas com um coeficiente baseado na não-linearidade das forças de atrito de rolamento.

Polach (1999) desenvolveu uma metodologia que vinha a superar os inconvenientes de métodos anteriores apesar das simplificações usadas na sua formulação e foi implementado em código USETAB. Apesar das simplificações, o efeito de velocidade angular relativa entre roda e carril na superfície de contacto é considerado tendo resultados muito próximos da teoria exata. Da mesma forma Kalker, usando a mesma base de código, elaborou o livro de tabelas de Kalker (1996) que consistia em tabelas pré-calculadas que são criadas com a base na teoria exata e que podem ser interpoladas durante a análise dinâmica.

2.4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA RELATIVAMENTE ÀS DEFORMAÇÕES E VIBRAÇÕES DE PONTES FERROVIÁRIAS

Os principais critérios de segurança que têm em conta a estabilidade e segurança da via-férrea e dos veículos estão presentes nas normas EN 1991-2 (2017) e EN 1990-Anexo A2 (2001). De acordo com estas normas, as verificações são baseadas no controlo da deformação e vibração nas pontes, sendo que deformações excessivas das pontes podem pôr em perigo o tráfego ao criar alterações inaceitáveis na geometria vertical e horizontal da via, tensões excessivas nas estruturas das pontes e vibrações exageradas podem levar à instabilidade do balastro e redução das forças de contacto na interação roda-carril.

2.4.1. CRITÉRIOS RELATIVOS AO CONTROLO DE DEFORMAÇÃO DA PONTE

2.4.1.1. Deformação vertical do tabuleiro

De acordo com a norma EN 1990-Anexo A2 (2001) a limitação da deformação vertical do tabuleiro é calculada para garantir um raio de carril vertical aceitável e robustez na estrutura. Desta forma a norma impõe a máxima deformação vertical total, δ_v , ao longo do comprimento da via devido os valores característicos dos modelos de carga LM71 e SW/0, como $L/600$, sendo L o comprimento do vão da estrutura., representado graficamente na Figura 2.18.

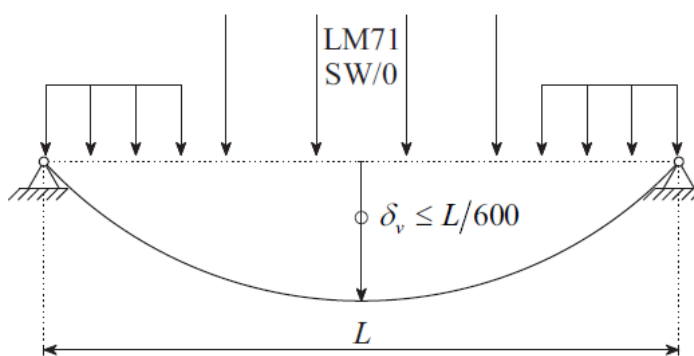


Figura 2.18 – Limite de deformação vertical do tabuleiro δ_v (Montenegro (2015))

2.4.1.2. Deformação transversal do tabuleiro

A norma EN 1990-Anexo A2 (2001) também impõe limites à deformação transversal do tabuleiro δ_h , de forma a garantir que a variação angular e o raio horizontal da curvatura respeitam os critérios especificados no Quadro 2.6. As variações angulares referem-se às rotações transversais no fim do tabuleiro θ_h ou às rotações relativas entre vãos adjacentes $\theta_{h1} + \theta_{h2}$. Estes valores têm de ser verificados para as combinações características dos modelos de carga LM71 e SW/0, tendo em conta o fator dinâmico, o efeito das forças do vento, forças centrífugas e o efeito da temperatura transversal diferencial ao longo da estrutura. Na Figura 2.19 está representado a vista de planta da deformação transversal do tabuleiro.

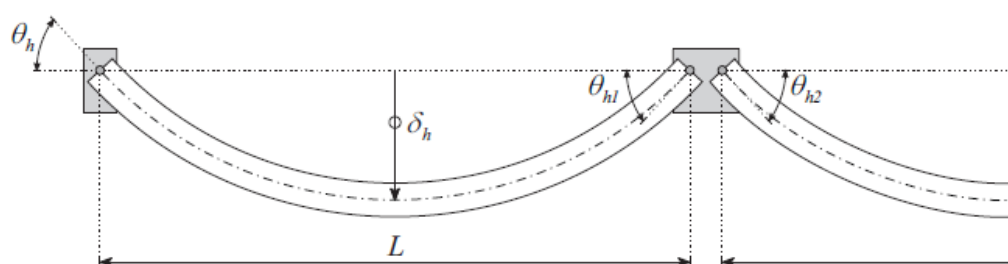


Figura 2.19 – Deformação transversal δ_h e variações angulares θ_h do tabuleiro (Montenegro (2015))

Quadro 2.6 – Limites dos valores de cálculo da variação angular e raio de curvatura do tabuleiro (adaptado da EN 1990-Anexo A2 (2001))

Velocidade V (km/h)	Máxima variação angular (rad)	Raios mínimos de curvatura (m)	
		Vão único	Múltiplos vãos
$V \leq 120$	0.0035	1700	3500
$120 < V \leq 200$	0.0020	6000	9500
$V > 200$	0.0015	14000	17500

Estes valores podem ser especificados de acordo com o anexo nacional de cada país.

2.4.1.3. Torção do tabuleiro

A torção do tabuleiro da ponte deve ser calculada tendo em conta os valores característicos do modelo de carga LM71, do SW/0 ou SW/2 multiplicados pelos fatores apropriados e o modelo HSLM incluindo os efeitos centrífugos, definidos na norma EN 1991-2 (2017).

O critério da máxima torção no tabuleiro, t , representado na Figura 2.20, está definido na EN 1990-Anexo A2 (2001) e pretende minimizar o risco de descarrilamento do comboio. O valor máximo da torção de uma bitola de 1435 mm medida ao longo de 3 m não pode exceder os valores presentes no Quadro 2.7.

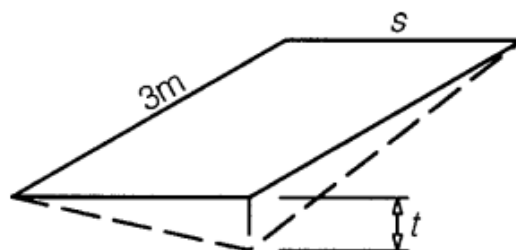


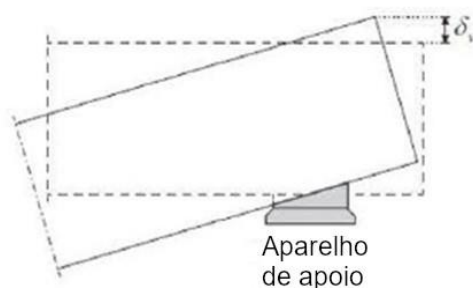
Figura 2.20 – Torção do tabuleiro t (EN 1990-Anexo A2 (2001))

Quadro 2.7 – Valores limites da torção do tabuleiro (EN 1990-Anexo A2 (2001))

Velocidade v (km/h)	t (mm)
$v \leq 120$	$t \leq 4.5$
$120 < v \leq 200$	$t \leq 3.0$
$v > 200$	$t \leq 1.5$

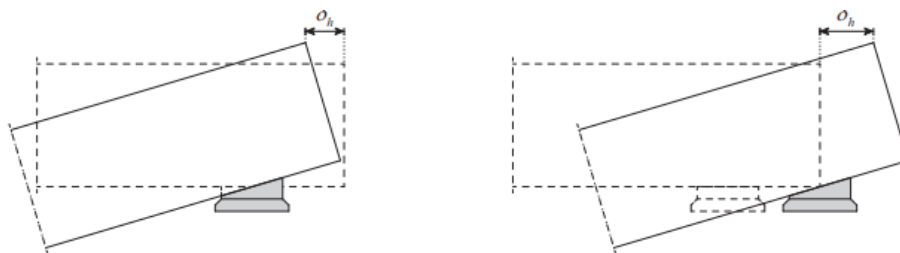
2.4.1.4. Assentamentos verticais nos apoios de extremidade

Este critério tem como finalidade evitar a destabilização da via-férrea, limitar as forças de elevação no sistema de fixação dos carris e reduzir tensões adicionais nos carris. Segundo a EN 1991-2 (2017) os limites do assentamento vertical da superfície superior do tabuleiro δ_v (Figura 2.21), relativa à construção adjacente, devido aos modelos LM71 e SW/0, não pode exceder os 3 mm ou 2 mm para velocidades até 160 km/h ou superiores a 160 km/h respectivamente.

Figura 2.21 – Assentamento vertical da superfície superior do tabuleiro δ_v (Montenegro (2015))

2.4.1.5. Assentamentos horizontais nos apoios de extremidade

O assentamento horizontal da superfície superior do tabuleiro no apoio de extremidade δ_h , tem de ser balizado para minimizar perturbações entre o balastro e a via adjacente. A norma EN 1991-2 (2017) limita o assentamento devido à tração ou travagem em 5 mm para carril contínuos soldados sem dispositivos de dilatação ou em 30 mm para carris com dispositivos de dilatação. Para cargas verticais estabelecidas nos modelos LM71 e SW/0, o assentamento horizontal, representado graficamente na Figura 2.2, não deve exceder os 8 mm se o comportamento combinado da estrutura e via é considerada no modelo numérico, sendo igual a 10mm caso não o seja.

Figura 2.22 – Assentamento horizontal da superfície superior do tabuleiro δ_h (Montenegro (2015))

2.4.2. CRITÉRIOS RELATIVOS AO CONTROLO DE VIBRAÇÃO DA PONTE

2.4.2.1. Aceleração vertical do tabuleiro

Quando é necessária uma análise dinâmica, a verificação da aceleração máxima do tabuleiro devido às ações de tráfego deve ser realizada no estado limite de serviço para a prevenção da instabilidade da via. Desta forma a norma EN 1990-Anexo A2 (2001) limita a máxima aceleração vertical para tabuleiros balastrados em 3.5 m/s^2 e em 5 m/s^2 para tabuleiros não balastrados.

A aceleração é calculada através do modelo HSLM e modelos reais de comboios de alta velocidade, presentes na norma EN 1991-2 (2017), considerando apenas uma via carregada. Nesta análise devem ser consideradas apenas as contribuições dos modos com frequências superiores a 30 Hz ou frequências 1.5 vezes maiores que a frequência do primeiro modo de vibração do elemento analisado incluindo pelo menos os primeiros 3 modos de vibração.

2.4.2.2. Aceleração lateral do tabuleiro

Este critério visa a prevenção da ocorrência do fenómeno de ressonância entre o movimento lateral do comboio e a estrutura e, segundo o Anexo A2 da norma EN 1990, a primeira frequência natural de vibração de um vão não deve ser menor que 1.2 Hz.

2.5. REVISÃO DE MODELAÇÃO DE PONTES INTEGRAIS

2.5.1. INTRODUÇÃO

Pontes integrais são uma das soluções mais comuns para passagens subterrâneas ao longo das linhas férreas modernas. Estas pontes são projetadas como uma estrutura rígida de betão armado com muros de ala (*wing walls*) ligados integralmente ao tabuleiro e são rodeadas por um aterro com dimensões consideravelmente maiores que o comprimento da ponte.

A resposta dinâmica deste tipo de pontes é governada pelo solo circundante, porém o efeito do solo é tipicamente negligenciado em análises de vibração dinâmica induzidas por comboios devido ao seu grande custo computacional e falta de métodos simplificados fidedignos (Zangeneh et al (2018)).

Segundo o Eurocódigo EN 1991-2 (2017), o coeficiente de amortecimento de pontes de betão armado deve ter valores entre 1.5% a 2.5%. No entanto, várias investigações como Romero et al. (2013), mostram que o coeficiente de amortecimento modal do modo de flexão fundamental de pontes ferroviárias é maior que os valores recomendados no Eurocódigo. Esta sobrevalorização do amortecimento deve-se à dissipação de energia nas fronteiras, ou seja, a capacidade dissipativa do aterro leva a um aumento do amortecimento global da sistema solo-estrutura, que reduz a amplitude da resposta ressonante da ponte (amortecimento radial).

Em suma, descurar o efeito da interação solo-estrutura em análises dinâmicas de pontes integrais ferroviárias com vibrações induzidas por comboios pode levar a valores conservativos e irrealistas no regime de ressonância (Zangeneh et al (2018)), daí a necessidade de desenvolver modelos numéricos avançados focados em identificar o efeito da interação solo-estrutura.

2.5.2. ESTUDOS ANTERIORES RELATIVOS AOS MODELOS DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Como mencionando na secção 2.5.1., apesar de investigações recentes demonstrarem a importância de considerar a interação solo-estrutura em análises da interação comboio-estrutura, existem poucas publicações acerca desta interação.

Takemiya e Bian (2007) avaliaram a interação solo-fundação-superestrutura utilizando cargas móveis numa abordagem dinâmica no âmbito de avaliação da frequência. O método desenvolvido foi validado ao comparar os resultados do software utilizado e os resultados medidos *in situ*. Apesar do perfil das cargas do comboio, a geometria da estrutura e as características do solo serem relevantes para as características de vibração da estrutura, os autores concluíram que a velocidade do comboio relativamente à velocidade de onda na superfície do solo foi o parâmetro mais relevante. Também concluíram que a interação solo-estrutura era crucial para identificar corretamente as vibrações da estrutura e do solo.

Ülker Kaustell et al. (2010) avaliaram os efeitos da interação solo-estrutura nas propriedades dinâmicas de uma ponte integral ferroviária, utilizando uma teoria linear de elasticidade. A análise foi realizada num modelo 2D sujeito ao modelo High Speed Load Model, sem a influência do solo de aterro e com o efeito do subsolo modelado. Os autores compararam 3 soluções da interação solo-estrutura ao variar as condições fronteira na interface solo-fundação, onde k representa a rigidez da mola e c o amortecimento da mola. Na Figura 2.23 estão ilustrados essas 3 soluções, sendo a Figura 2.23a representada a solução encastrada, na Figura 2.23b mostrada a solução onde é considerado rigidez na interface na interação solo-estrutura para análises estáticas e na Figura 2.23c ilustrada uma solução dinâmica da interação solo-estrutura, onde a rigidez e o amortecimento são considerados na interface solo-fundação.

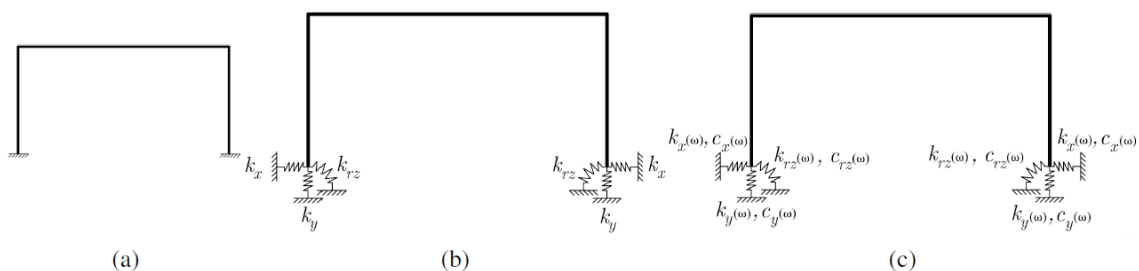


Figura 2.23 – Condições fronteira na interface solo-fundação: (a) encastrada, (b) interação solo estrutura estática e (c) interação solo-estrutura dinâmica (Ülker Kaustell et al. (2010))

O estudo concluiu que a solução encastrada subestimava significativamente a aceleração do tabuleiro da ponte, apesar de ser mais eficiente a nível computacional o modelo da interação solo-estrutura estático apresentou resultados da aceleração conservadores e por último concluiu que o contributo para o amortecimento modal do modelo dinâmico da interação solo-estrutura aumenta quando o módulo de elasticidade do solo diminui, tendo mais impacto os solos moles.

Romero et al. (2013) analisaram, utilizando um modelo de elementos finitos (Ω_{FEM}) 3D completo com elementos de fronteira (Ω_{BEM}) (Figura 2.24), a interação solo-estrutura numa linha ferroviária de alta velocidade para uma ponte de vão curto, simplesmente apoiada, no domínio da ressonância sob diferentes condições de rigidez do solo. Os autores concluíram que a análise da interação solo-estrutura aumentou a resposta do período fundamental e os rácios de amortecimento, obtendo resultado mais realistas para a aceleração da ponte. Além disso, a análise incluindo a interação origina uma menor

amplificação do regime ressonante e velocidades de comboio ressonantes mais baixas, resultando em efeitos de ressonância mais reduzidas.

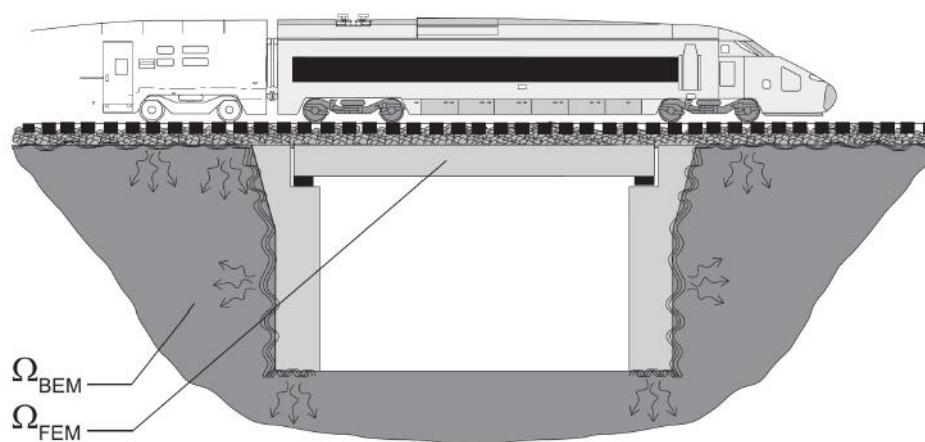


Figura 2.24 – Modelo da interação veículo-via-solo-estrutura (Romero et al. (2013))

Doménech et al. (2016) avaliaram o impacto da interação solo-estrutura nas velocidades críticas e de ressonância na resposta dinâmica vertical de pontes em viga sob tráfego ferroviário. O comportamento da estrutura e do solo são representados por um modelo 3D de elementos finitos acoplado a um modelo de elementos fronteira (Figura 2.25). Os autores deduziram que considerar o efeito da interação solo-estrutura na análise poderia ser relevante no dimensionamento de pontes simplesmente apoiadas, dado que influencia a análise do estado limite de serviço da aceleração vertical da ponte.

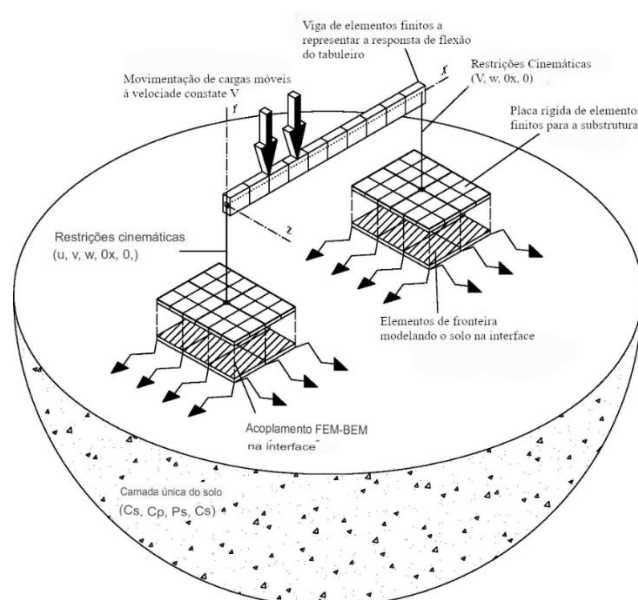


Figura 2.25– Ilustração do modelo de elementos finitos 3D acoplado com o modelo de elementos fronteira (Doménech et al. (2016))

Zangeneh et al. (2018) apuraram a influência da interação solo-estrutura numa resposta dinâmica de uma ponte integral ferroviária. Os autores propuseram um modelo simplificado para considerar o efeito do solo envolvente para além de um modelo sólido 3D que inclui o sistema via-solo, ilustrado na Figura 2.26.

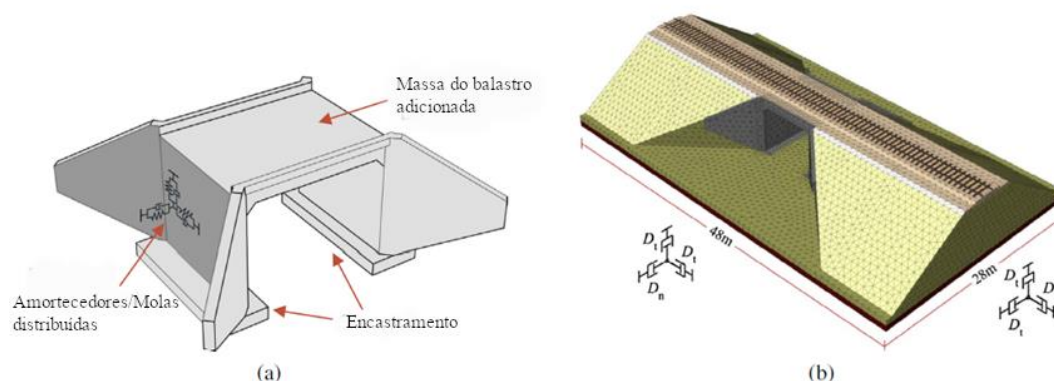


Figura 2.26 – Modelo de elementos finitos do sistema estrutura-solo: (a) modelo simplificado e (b) modelo 3D completo (Zangeneh et al. (2018))

No modelo simplificado são empregues molas-amortecedores lineares distribuídos na direção normal d_n da estrutura de forma a modelar o comportamento da interação pilar-aterro. Na direção tangencial são empregues molas/amortecedores lineares d_t que representam a transmissão de forças de fricção entre as paredes da estrutura e o solo. Os resultados indicam que ignorar a rigidez dinâmica do solo de aterro resulta em resultados afastados dos experimentais. Além disso, o solo de aterro aumenta a frequência natural e o rácio de amortecimento dos modos verticais da ponte, reduzindo a resposta em ressonância. Os autores concluíram que negligenciar o efeito da interação solo-estrutura na análise dinâmica neste tipo de pontes pode resultar em resultados conservativos, uma vez que o amortecimento modal da ponte investigada foi cerca de 5 vezes superior aos valores de projeto definidos.

2.5.3. AMORTECIMENTO

O fenómeno de amortecimento está presente em todas as estruturas e resulta na diminuição constante da amplitude de vibração livre e limita a amplitude de vibração das estruturas causada por carregamentos. A adição deliberada de amortecimento nas estruturas pode reduzir a resposta da mesma estrutura em regime de ressonância (Ikzer (2018)).

O conceito do amortecimento é bastante idealizado sendo que geralmente é usado um amortecedor viscoso linear com um coeficiente de amortecimento baseado na energia de dissipação equivalente. Este amortecedor viscoso é restrito a sistemas que tenham amplitudes de deformação dentro do regime linear-elástico. Assim este tipo de representação é descomplicada pelo facto de ser governada por uma equação linear diferencial de movimento. Numa análise dinâmica a não-linearidade é descurada.

No capítulo 2.5.3.1 e 2.5.3.2 são abordados os dois modelos de representação mais comuns do amortecimento viscoso, denominados de amortecimento modal e amortecimento de Rayleigh.

2.5.3.1. Amortecimento modal

Para o cálculo do amortecimento modal é usado o método modal. Este procedimento permite que para cada modo seja designado um coeficiente de amortecimento. Assim é possível a escolha de vários coeficientes de amortecimento que podem ser usados para determinar a matriz de amortecimento adotada nos métodos de integração direta. Esta matriz é calculada através do uso da matriz modal ϕ e da matriz de amortecimento diagonal, em que cada componente da diagonal é composto pelos coeficientes modais de amortecimento, da seguinte forma.

$$C = \phi^{-T} C_\phi \phi^{-1} \quad (2.16)$$

2.5.3.2. Amortecimento de Rayleigh

Nas análises dinâmicas a matriz de amortecimento é proporcional às matrizes de rigidez e de massa. Assim a definição da matriz de amortecimento de Rayleigh, C , é a combinação linear das matrizes de rigidez e massa, K e M , respetivamente. Este tipo de matriz é inflexível devido ao facto de ser dependente da frequência.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2.17)$$

em que as constantes α e β são definidas por:

$$\alpha = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{(\omega_i + \omega_j)} \quad (2.18)$$

$$\beta = \xi \frac{2}{(\omega_i + \omega_j)} \quad (2.19)$$

onde ω representa as frequências naturais e ξ o amortecimento.

Na figura seguinte está representado graficamente o amortecimento de Rayleigh, em que um intervalo de valores de frequência são identificados e os amortecimentos adequados são selecionados, para que os coeficientes de amortecimento em todos os modos contribuam significativamente para uma resposta dinâmica razoável (Ikzer (2018)).

A curva decrescente a tracejado na Figura 2.27 representa a componente da massa e é inversamente proporcional às frequências e dessa forma contribui para o amortecimento dos modos menores. A componente da rigidez representada pela linha crescente a tracejado na Figura 2.27, é diretamente proporcional às frequências, tendo uma influência maior nos modos de vibração maiores.

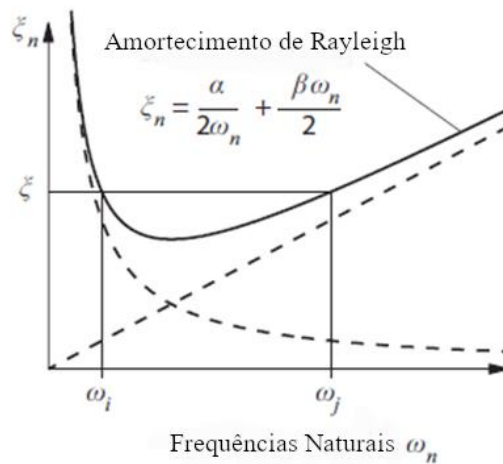


Figura 2.27 – Amortecimento de Rayleigh (Ikzer (2018))

2.5.4. PRINCÍPIOS DA INTERAÇÃO DINÂMICA SOLO-ESTRUTURA

A resposta de uma estrutura a excitações dinâmicas é governada pela interação entre a estrutura, fundações e o meio do solo circundante. A análise dinâmica da interação solo estrutura avalia a resposta combinada do sistema estrutura-solo-fundações sujeitas a cargas dinâmicas e a um campo de ondas incidentes.

2.5.4.1. Propagação de ondas num meio 3D elástico

Vibrações induzidas por comboios resultam usualmente em amplitudes de oscilação pequenas e consequentemente em níveis de deformação pequenos no solo e por essa razão o comportamento do solo pode ser representado por uma relação viscoelástica linear (Zangeneh (2021)). Na ausência de forças verticais, o movimento de um meio isotrópico, homogêneo, linearmente elástico é expresso pela equação de Navier:

$$(\lambda^e + G) \frac{\partial e}{\partial t} + G \nabla^2 u_i = \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad (2.20)$$

onde i são os eixos x, y, z , e e a deformação volumétrica, u_i é a componente do deslocamento referente à coordenada i , ρ é a densidade do solo, G é o módulo de cisalhamento e λ_e é a primeira constante de Lamé, expressa na equação 2.21, onde ν é o coeficiente de Poisson.

$$\lambda_e = \frac{2G\nu}{(1 - 2\nu)} \quad (2.21)$$

Na dinâmica elástica, a solução da equação de Navier é obtida através da decomposição do vetor de deslocamentos nas componentes de dilatação e rotação de Helmholtz. O resultado deste processo culmina em equações de onda desacopladas, definindo a propagação das ondas de dilatação (ondas longitudinais P, equação 2.22) e das ondas de cisalhamento (ondas de distorção S, equação 2.23).

$$\nabla^2 e = \frac{\partial^2 e}{C_p^2 \partial t^2} \quad (2.22)$$

$$\nabla^2 w_{ij} = \frac{\partial^2 w_{ij}}{C_s^2 \partial t^2} \quad (2.23)$$

onde w_{ij} é a rotação em torno do eixo normal do plano ij e C_p e C_s são as velocidades das ondas de dilatação e de cisalhamento, respetivamente.

As velocidades das ondas de dilatação e de cisalhamento são definidas respetivamente pelas seguintes equações:

$$C_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (2.24)$$

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.25)$$

Num meio infinito homogéneo, os únicos tipo de onda que conseguem propagar são as ondas anteriormente mencionadas. Geralmente as ondas de cisalhamento são mais lentas que as de dilatação. Na Figura 2.28 estão representas as características do movimento de partículas e a direção da propagação das ondas P e S.

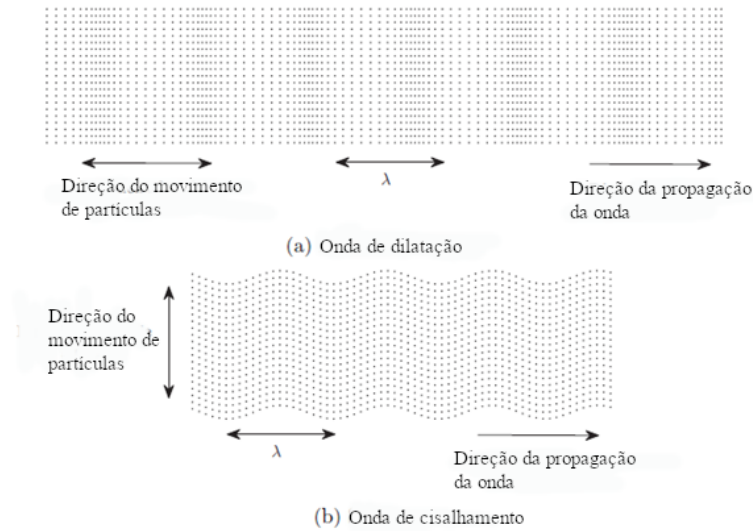


Figura 2.28 – Características das ondas de dilatação (a) e das ondas de cisalhamento (b) (Ikzer (2018))

Em meios semi-infinitos, como por exemplo em solos estratificados, as condições de fronteira são incluídas em direções específicas. Nestes casos um novo tipo adicional de ondas, denotado como

ondas de superfície, é introduzido. Este tipo de ondas é o resultado da interação entre ondas de corpo inclinadas e a superfície livre do meio semi-infinito (Zangeneh (2021)). As ondas de superfície têm uma velocidade de propagação menor que as ondas de corpo, porém têm duração e magnitudes superiores, o que implica que estas ondas sísmicas sejam mais destrutivas.

Existem vários tipos de ondas de superfícies, sendo que as ondas Rayleigh, também conhecidas por ondas R, são as mais importantes. O efeito destas ondas limita-se estritamente à superfície e a sua amplitude diminui exponencialmente com a profundidade do meio (Ikzer (2018)). No caso de um meio semi-infinito homogêneo perfeitamente elástico, a velocidade de fase das ondas Rayleigh pode ser aproximada numericamente pela seguinte equação:

$$V_R = \frac{0.862 + 1.14\nu}{1 + \nu} C_s \quad (2.26)$$

Outro tipo de ondas de superfície são as ondas de Love, que existem em meios estratificados e propagam-se ao longo das interfaces entre estratos. As ondas de Love ocorrem em particular, quando o material da camada superior tem uma superfície livre e a camada inferior é rígida.

2.5.4.2. Atenuação da vibração

A intensidade das ondas reduz à medida que as ondas se propagam cada vez mais longe da fonte. Este fenómeno deve-se ao efeito do amortecimento de material e amortecimento geométrico.

O amortecimento geométrico, também conhecido por amortecimento de radiação, ocorre devido à difusão da energia de vibração sobre uma grande área enquanto a onda incidente se propaga até o infinito, afastando-se da fonte. A solução para a atenuação de ondas num meio semi-infinito perfeitamente elástico foi apresentada por Lamb e de acordo com a sua solução, as ondas de corpo (ondas S e P) estão sujeitas a amortecimento geométrico substancial ao longo da sua propagação em todas as direções no meio. Contudo, como as ondas Rayleigh só se propagam em superfícies livres, estas não experienciam o mesmo amortecimento geométrico.

Em contrapartida, o amortecimento do material representa as propriedades de energia de dissipação do material constituinte do solo sob tensões cíclicas.

2.5.5. PROPRIEDADES DINÂMICAS DO SOLO

2.5.5.1. Deformação de corte do solo

O comportamento do solo em carregamentos dinâmicos é decisivo para vários tipos de problemas, todavia devido à sua complexidade e diversidade em situações específicas, em cada ocasião é necessário um estudo que requer a sua solução apropriada. Por este motivo, a dificuldade acresce ao tentar criar uma abordagem comum para diferentes tipos de análises dinâmicas.

Em oposição às análises estáticas, nas análises dinâmicas de solo, o estado do solo em movimento é o cerne dos estudos. As forças de inércia, o comportamento do solo sujeito a níveis de deformação tão pequenos como 10^{-6} necessita de ser considerado nas análises dinâmicas. Os solos têm propriedades de deformação não-linear que são dependentes do tempo e estas características dependem da magnitude das deformações de corte nas quais os solos estão sujeitos (Ikzer (2018)).

No Quadro 2.8 estão presentes os diferentes métodos de análises e os níveis de complexidade dos modelos correspondentes às características do solo nos diferentes intervalos de deformações

Quadro 2.8 – Variação das propriedades do solo para níveis de deformação diferentes (adaptado de Ikzer (2018))

Deformação de corte	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
Fenómeno	Propagação de onda, vibração		Fissuras, assentamentos diferenciais		Deslizamento, compactação, liquefação	
Comportamento	Elástico		Elasto-plástico		Rotura	
Modelo do material	Elástico linear		Visco-elástico		Rastreamento do registro da carga	
Método de análise	Linear		Linear equivalente		Não-linear	

2.5.5.2. Módulo de corte de pequenas deformações de corte

O módulo de corte é o parâmetro do solo que mais influencia a propagação das ondas e subsequentemente as vibrações. O módulo de corte máximo pode ser estimado com precisão medindo a velocidade de onda de corte para pequenas deformações C_s e calculando da seguinte forma:

$$G_{max} = \rho C_s^2 \quad (2.27)$$

Para solos granulares, a equação 2.27 é usada para estimar o módulo de corte G_{max} , onde σ'_m é a tensão média efetiva e K é um coeficiente empírico que depende do tipo de solo, coeficiente de vazios e densidade. Os valores recomendados de K são 7.5 para areia solta, 15 para areia compacta e 30 para cascalho. O módulo de corte máximo pode ser simplificado, através da equação 2.28.

$$G_{max} = 1000K\sqrt{\sigma'_m} \quad (2.28)$$

2.5.6. MÉTODOS DE ANÁLISE DINÂMICA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA COM BASE NO MEF

Este método é o mais elementar para modelar a interação dinâmica solo-estrutura, criando um modelo numérico da totalidade do sistema solo-estrutura.

Na Figura 2.29 estão representados esquematicamente os elementos que constituem o sistema. Os elementos estruturais, como as fundações, são modeladas com o solo que os suporta e circunda, enquanto as fronteiras de transmissão como as condições de fronteira absorventes são implementadas nos limites do domínio do solo. A geometria do meio do solo em combinação com as condições de fronteira têm de garantir que a resposta dinâmica do sistema não é contaminada pela reflexão de ondas nas fronteiras.

Este método garante a flexibilidade em modelar elementos com geometrias complexas e solos estratificados.

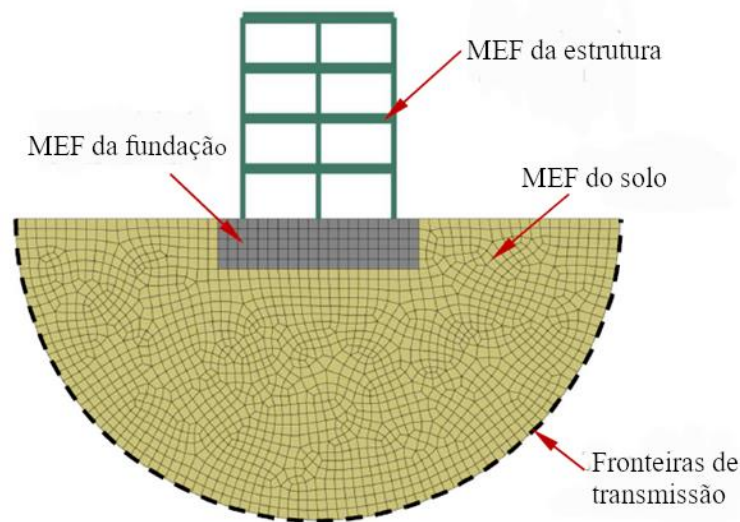


Figura 2.29 – Representação esquemática do método dos elementos finitos (Zangeneh (2021))

Uma das formas de implementar as condições de transmissão aos limites do meio do solo é aplicar a condição da fronteira viscosa, *viscous boundary condition*. Neste método, em cada nó da fronteira são aplicados dois amortecedores tangenciais e um amortecedor normal que absorvem as ondas de corte e de dilatação, respectivamente (Figura 2.30). A fronteira viscosa absorve na íntegra as ondas com incidência normal, porém à medida que o ângulo de incidência difere, a sua eficiência em absorver as ondas diminui exponencialmente. Desta forma o tamanho da fronteira do solo tem de ser necessariamente grande para garantir que a resposta dinâmica não é contaminada pela reflexão das ondas.

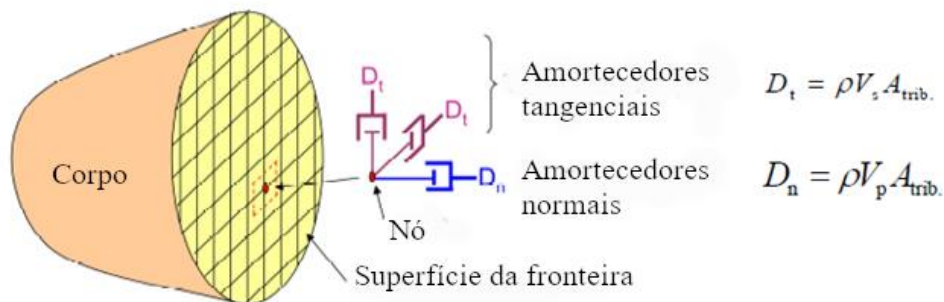


Figura 2.30 – Representação esquemática da fronteira viscosa (Zangeneh (2021))

3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE INTEGRAL FERROVIÁRIA DE SANGALHOS

3.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é descrita a abordagem de modelação adotada para o modelo com elementos de volume e para o modelo de elementos de casca da ponte integral ferroviária de Sangalhos, usando o ANSYS®. São descritos os diferentes tipos de elementos utilizados em cada modelo, bem como as suas propriedades mecânicas e geométricas e características dos materiais. São analisados os modos de vibração numéricos e comparados com os modos de vibração experimentais obtidos através de uma campanha experimental.

3.2. DESCRIÇÃO DA PONTE

3.2.1. CONTEXTUALIZAÇÃO GEOGRÁFICA

A ponte de Sangalhos é uma ponte integral ferroviária localizada no quilómetro 246.184 da linha Norte pertencente à rede ferroviária nacional de Portugal. Localizada perto do distrito de Aveiro (Figura 3.1), o tabuleiro da ponte suporta duas vias-férreas que permitem a circulação separada do tráfego nas direções Porto-Lisboa (Figura 3.2). A velocidade máxima de passagem de um comboio no local é de 220 km/h.

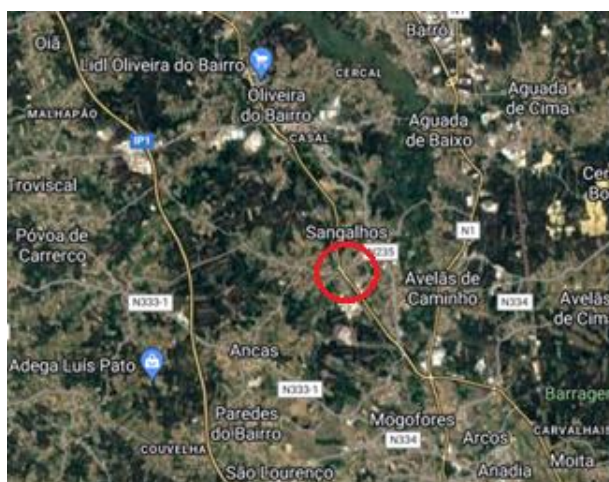


Figura 3.1 – Localização geográfica da ponte de Sangalhos

3.2.2. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA

Construída em 2001, este viaduto é uma estrutura em pórtico integral rígida de betão armado com muros de ala integrais, também conhecidos por *wing walls*, composto por um único vão de 8 metros.



Figura 3.2 – Vista frontal da ponte de Sangalhos

Transversalmente, o tabuleiro estende-se por 8 metros de comprimento, chegando a 21 metros de comprimento com os muros de ala, graficamente representado na Figura 3.3 (alçado longitudinal) e na Figura 3.4 (corte transversal).

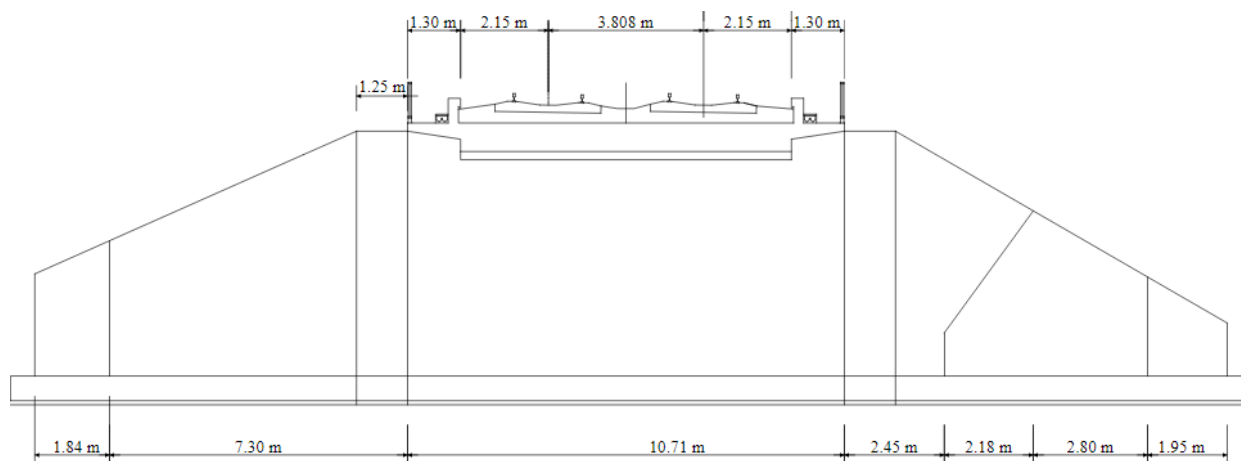


Figura 3.3 – Alçado longitudinal da ponte de Sangalhos

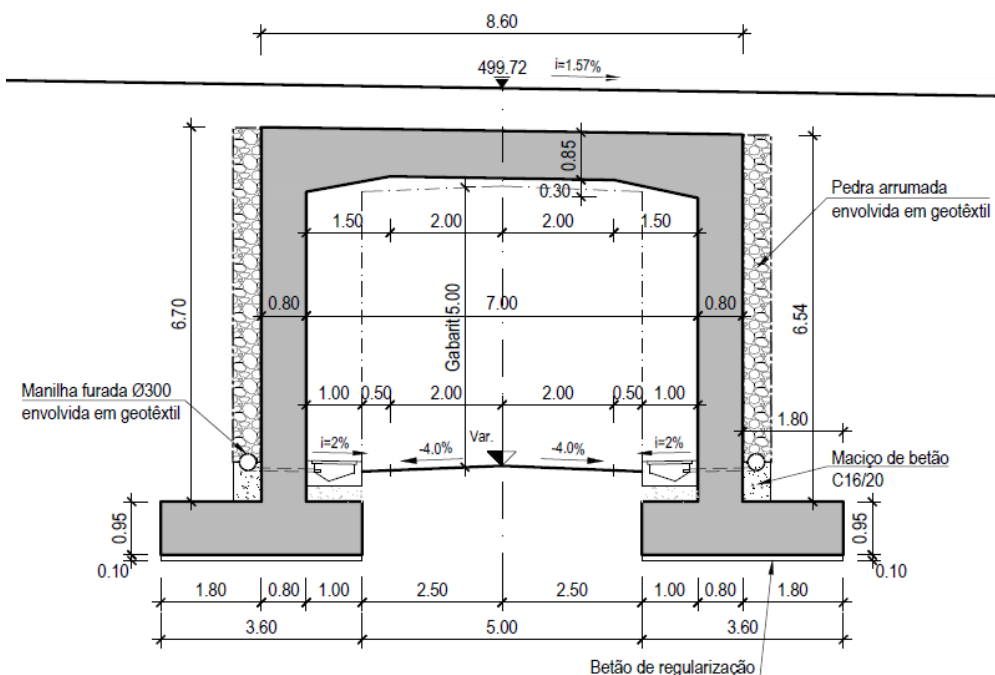


Figura 3.4 – Corte transversal da ponte de Sangalhos

Os muros de ala apresentam juntas de dilatação nas suas quatro abas, sendo a geometria delas dissemelhante, com duas juntas verticais e as restantes juntas com uma geometria complexa, como mostra a Figura 3.5.



Figura 3.5 – Juntas de dilatação da ponte de Sangalhos

Em cima do tabuleiro assentam duas vias-férreas, tendo o balastro uma altura aproximadamente de 0.7 metros, onde por sua vez assentam as travessas de betão. Os perfis dos carris são do tipo UIC60 e estão ligadas às travessas através de palmilhas e fixações, como demonstra a Figura 3.6.



Figura 3.6 – Pormenor das travessas e dos carris da ponte de Sangalhos

Quanto às fundações, é possível dividir em duas partes distintas. A primeira parte ligada diretamente aos muros de ala e a segunda parte em laje, diretamente ligada às paredes do pórtico, fechando-o e criando assim um túnel (Figura 3.7).

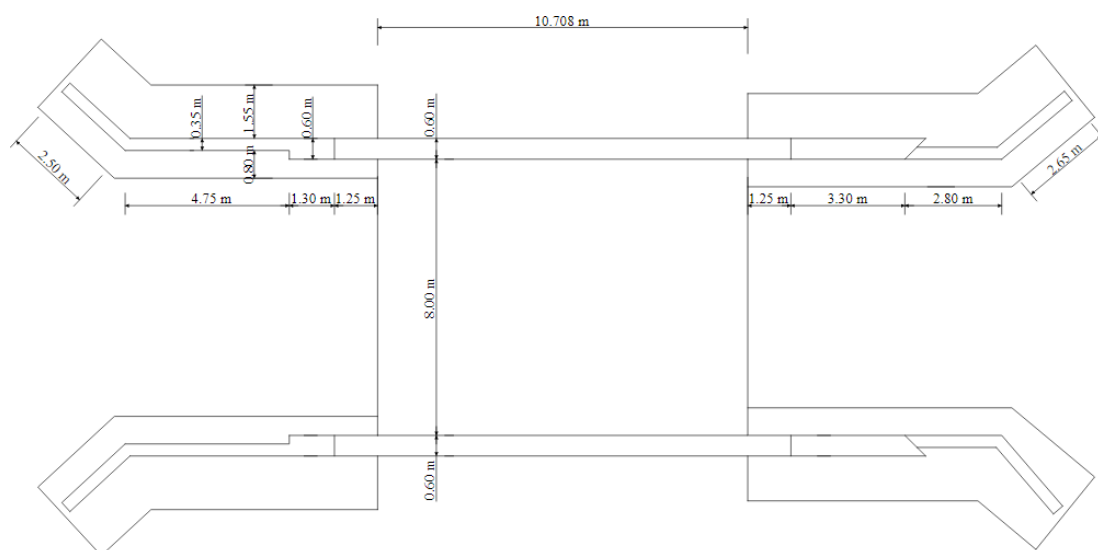


Figura 3.7 – Planta das fundações da ponte de Sangalhos

3.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DE SANGALHOS

3.3.1 MODELAÇÃO DA PONTE

A modelação da ponte de Sangalhos foi realizada através do programa de cálculo de elementos finitos ANSYS®, com a utilização da linguagem de programação APDL (*Ansys Parametric Design Language*). A vantagem da utilização da linguagem de código, ao invés da utilização da interface gráfica do

programa, é que permite a parametrização da estrutura, que é absolutamente necessária para as análises modais e dinâmicas descritas no capítulo 4.

Este modelo empregou vários tipos de elementos de forma a corresponder à geometria da estrutura para obter resultados realistas. A estrutura da ponte foi modelada através de elementos de volume (SOLID187). Da mesma forma, para o solo envolvente, para o balastro e para as travessas de betão foi usado o mesmo tipo de elemento de volume. Para a modelação dos carris procedeu-se à utilização do elemento de viga (BEAM4). Por último, para a modelação dos amortecedores fronteira do solo utilizou-se elementos de mola-amortecedor (COMBIN14). Um fator importante é a suposição que todos os materiais são linearmente elásticos.

O modelo discretizado através dos vários elementos tipo está representado na Figura 3.8.

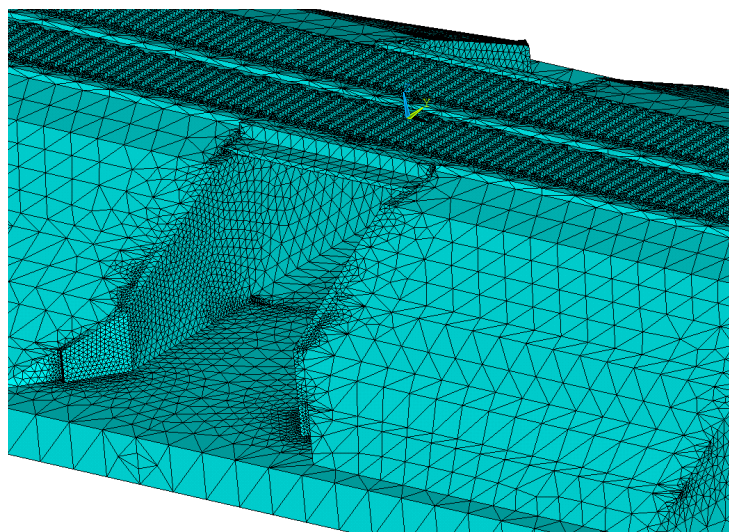
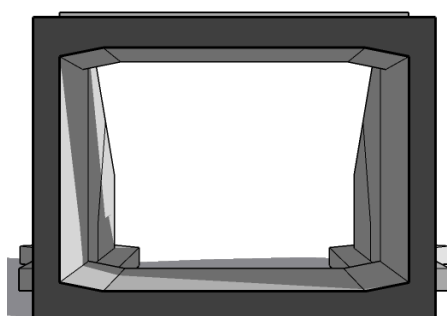


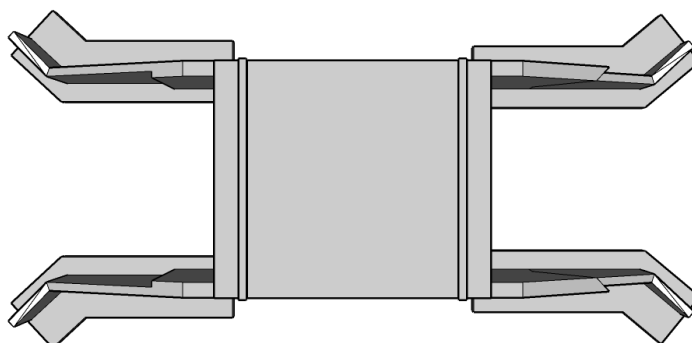
Figura 3.8 – Modelo da ponte da Sangalhos discretizado

3.3.1.1. Características geométricas da estrutura

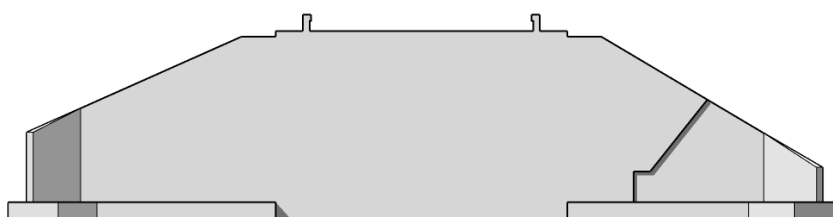
Como anterior mencionado, a ponte integral foi projetada como uma estrutura porticada integral de betão armado com muros de ala. Na Figura 3.9 é possível observar a secção transversal, vista lateral e a planta do modelo da ponte de Sangalhos e no Quadro 3.1 as medidas geométricas da ponte.



(a)



(b)



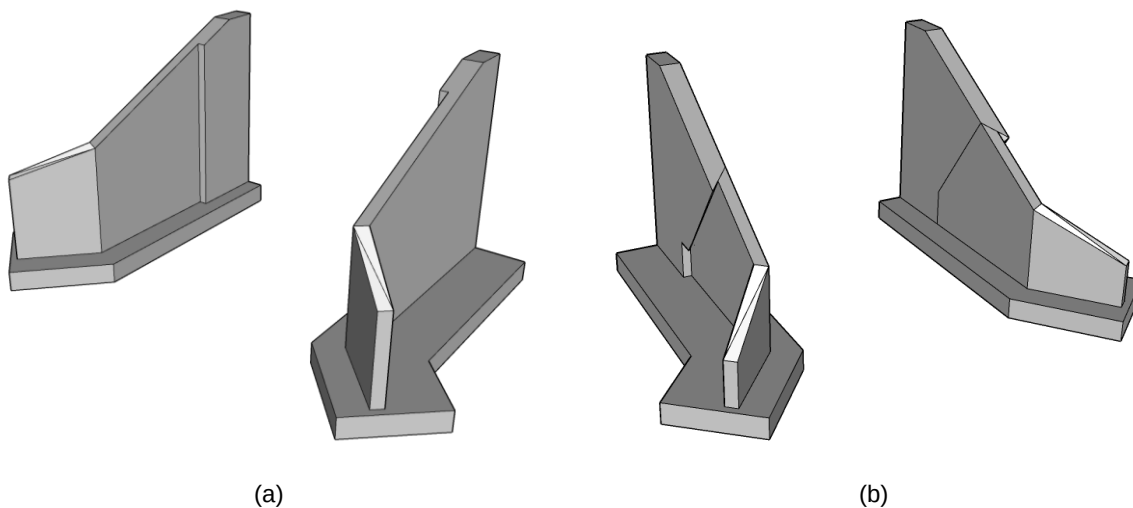
(c)

Figura 3.9 – Modelo gráfico da ponte de Sangalhos: (a) secção transversal, (b) planta e (c) vista lateral

Quadro 3.1 – Medições das componentes estruturais

Componente	Dimensão [m]
Altura da ponte	6.26
Largura do túnel	9.2
Comprimento do túnel	10.7
Comprimento da estrutura	30.55
Comprimento do muro de ala Norte	6.7
Comprimento do muro de ala Sul	6.6
Espessura das fundações	0.6

Como pode ser observado, existe uma assimetria na geometria dos muros de ala, representado em detalhe na Figura 3.10.



(a)

(b)

Figura 3.10 – Pormenor geométrico dos muros de ala (a) Sul e (b) Norte

3.3.1.2. Propriedades dos materiais da estrutura

As propriedades do betão estão presentes no Quadro 3.2 e estes valores foram obtidos através de documentos do projeto, em que estão indicados as classes de betão que foram usadas.

Após a recolha de toda a informação necessária sobre a geometria e propriedades dos materiais da ponte, o processo de modelação iniciou-se através do ANSYS®. No modelo foram atribuídas as propriedades do betão C30/37 ao tabuleiro e montantes, enquanto dos muros de ala e às fundações foram atribuídas as propriedades do betão C16/20, de acordo com o projeto.

Quadro 3.2 – Características do betão

Parâmetro	Notação	Valor	Unidades
Modulo de elasticidade do betão C30/37	E_{c1}	32.8	GPa
Modulo de elasticidade do betão C16/20	E_{c2}	28.6	GPa
Densidade	ρ_c	2500	kg/m ³
Coeficiente de Poisson	ν	0.3	-

3.3.2. MODELAÇÃO DA SOLO

3.3.2.1. Características geométricas do solo

O solo foi modelado de modo que o declive do aterro coincida com a geometria natural dos muros de aba, a que corresponde a um ângulo de inclinação de 31°. No que respeita ao comprimento do solo, este vai ser parametrizado para efeito de uma análise de convergência, para obter resultados mais próximos dos resultados experimentais. Esta análise será abordada com maior detalhe numa secção posterior.

Na Figura 3.11 está ilustrada a secção transversal do solo de aterro e no Quadro 3.3 as medições geométricas do mesmo.

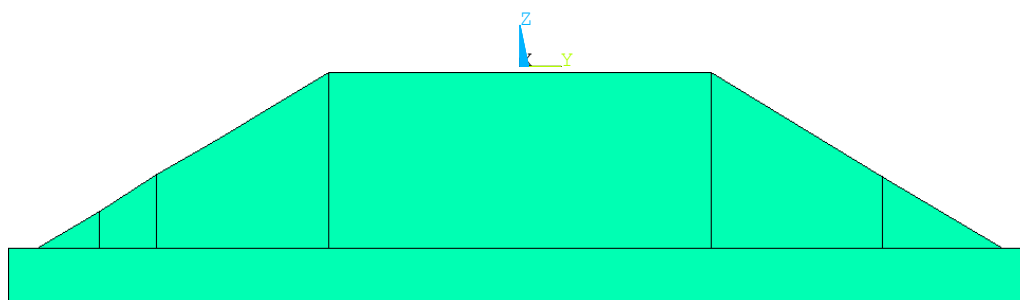


Figura 3.11 – Corte transversal do solo (modelo numérico)

Quadro 3.3 – Propriedades geométricas do solo

Componente	Dimensão
Largura do solo	35.4 m
Altura do solo	8.4 m
Declive do talude	31°
Largura dos taludes	11.07 m
Largura do bloco central	13.2 m

3.3.2.2. Propriedades do solo

A densidade do solo e o coeficiente de Poisson utilizados no modelo foram escolhidos com base na recomendação de Zangeneh (et al. 2018).

De forma a obter resultados mais precisos, o módulo de elasticidade do solo foi calculado como variável ao longo da sua profundidade. Desta forma, o solo foi dividido em sete secções horizontais para que o módulo de elasticidade fosse modificado de acordo com a profundidade. O módulo de elasticidade foi calculado através do módulo de cisalhamento máximo $G_{max}(z)$ em função da profundidade z , presente nas equações seguintes:

$$G_{max}(z) = K \sqrt{\frac{(1 + 2(1 - \sin(\phi)))}{3}} \sigma'_v \quad (3.1)$$

$$\sigma'_v = \gamma z \quad (3.2)$$

onde σ'_v é a tensão efetiva vertical que depende do peso específico γ do solo e da profundidade z (equação 3.2), ϕ o ângulo de atrito e K é uma constante de solos friccionais, sendo o valor recomendado entre 15000 para areias e 30000 para brita (Zangeneh et al. (2018)).

Desta forma, o módulo de cisalhamento ao nível de cada camada de solo pode ser obtido através da profundidade média de camada em questão, assim obtendo o módulo de elasticidade das mesmas através da equação 3.3.

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (3.3)$$

onde ν é o coeficiente de Poisson do solo.

Na Figura 3.12 está representado o sistema estrutura-solo com as camadas do solo evidenciadas.

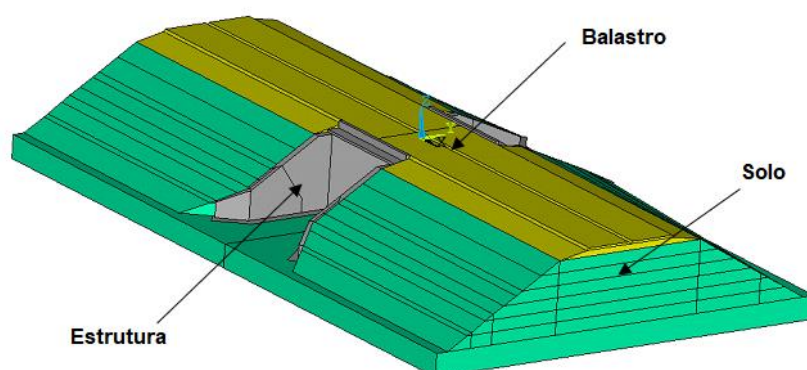


Figura 3.12 – Modelo do sistema solo-estrutura

No Quadro 3.4 estão apresentados os valores das propriedades do material do solo. Não foi possível fazer uma caracterização do solo existente, pelo que se optou por utilizar valores sugeridos por Zangeneh et al. (2018).

Quadro 3.4 – Propriedades dos materiais do solo

Parâmetro	Notação	Valor	Unidades
Densidade	ρ_s	1800	kg/m ³
Coeficiente de Poisson	ν_s	0.2	-
Coeficiente de amortecimento	ξ_s	4	%
Ângulo de atrito	ϕ	45	°

3.3.2.3. Condições fronteira do solo

Nas extremidades do modelo foram modelados amortecedores viscosos nos nós da fronteira do solo. Estes amortecedores representam as condições de fronteira infinitas e absorvem as ondas incidentes S e P. As equações que governam estes amortecedores estão presentes nas equações 3.4 e 3.5 (Zangeneh et al. (2018)).

$$D_n = \rho C_p A_{trib} \quad (3.4)$$

$$D_t = \rho C_s A_{trib} \quad (3.5)$$

onde ρ representa a densidade do solo, A_{trib} a área de influência de cada amortecedor e C_p e C_s as velocidades das ondas de compressão e de cisalhamento das camadas de solo, respetivamente. Em cada nó da fronteira do solo estão modelados três amortecedores: um na direção normal do solo (D_n) e dois

na direção tangencial do solo (D_t). Na Figura 3.13 está ilustrado de forma simplificada os amortecedores e as áreas de influência na fronteira do modelo do solo.

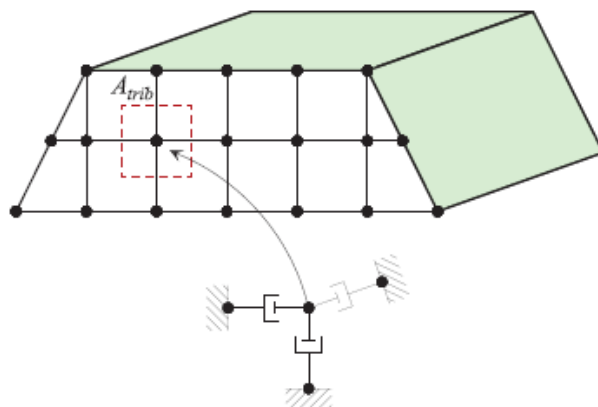


Figura 3.13 – Representação das condições fronteira do solo (Ikzer (2018))

A área de influência depende do tamanho dos elementos da malha do elemento e da formulação do elemento, ou seja, a forma geométrica do elemento. No modelo em estudo, criou-se com uma malha de elementos tetraédricos para desta forma obter um resultado aproximado da área de influência real, considerou-se que a área de influência de cada amortecedor seria um terço da área dos triângulos que estão diretamente ligados a esse amortecedor. A Figura 3.14 demonstra a geometria da malha na fronteira do solo na qual pode verificar-se a área de influência dos amortecedores.

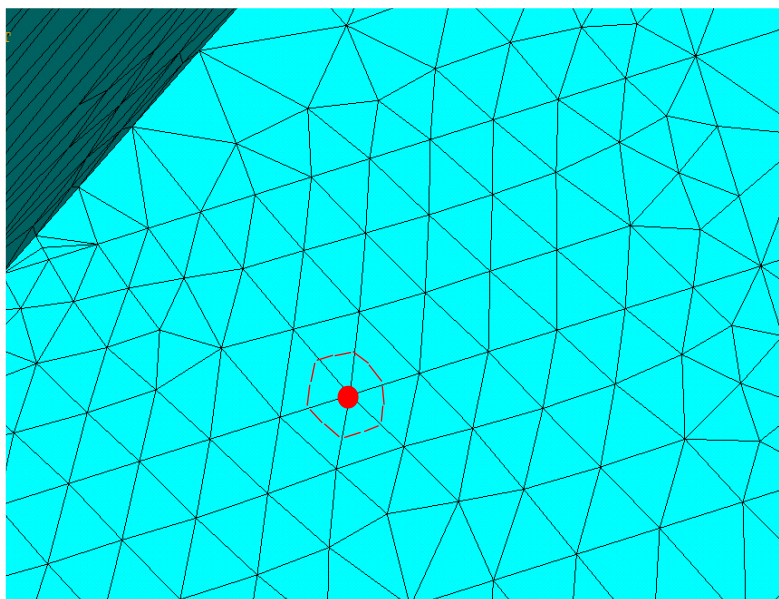


Figura 3.14 – Representação da área de influência na malha do modelo

As velocidades das ondas de compressão e cisalhamento podem ser deduzidas pelas seguintes equações, respetivamente:

$$c_p = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.6)$$

$$c_s = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (3.7)$$

3.3.3. MODELAÇÃO DA VIA BALASTRADA

3.3.3.1. Características geométricas da via

Na Figura 3.15 é possível visualizar as camadas do balastro e as travessas e no Quadro 3.5 estão apresentadas as dimensões dos mesmos. As travessas foram modeladas de forma a estarem espaçadas de 60 cm (EN 1991-2 (2017)). O número de travessas modeladas na via está diretamente relacionado com o comprimento do solo de forma a obter-se o maior número possível de travessas na via.

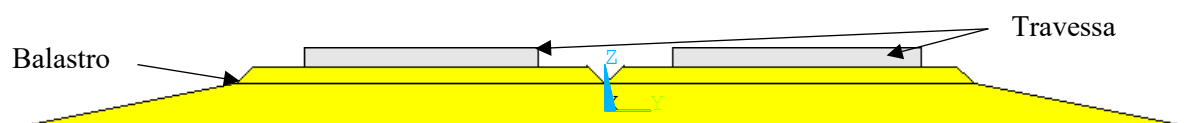


Figura 3.15 – Corte transversal da via balastrada

Quadro 3.5 – Propriedades geométricas via balastrada

Componente	Dimensão (m)
Comprimento das travessas	2.6
Altura das travessas	0.2
Largura das travessas	0.3
Espessura da camada superior do balastro	0.1875
Largura da camada superior do balastro	8.208
Espessura da camada inferior do balastro	0.5
Largura da camada inferior do balastro	13.208

Os carris foram modelados utilizando um perfil UIC60 para caracterizar geometricamente a secção. Os carris foram rigidamente ligados à camada do balastro na localização das travessas (Zangeneh et al. (2018)). Na Figura 3.16 e no Quadro 3.6 estão presentes o esquema e as características deste mesmo perfil.

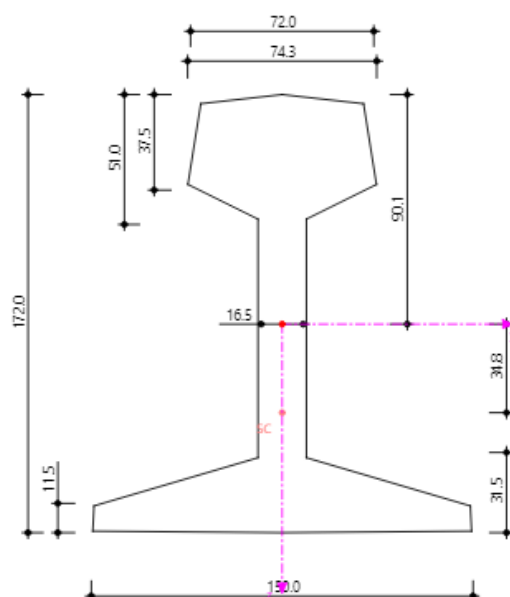


Figura 3.16 – Geometria do Perfil UIC60 [m]

3.6 – Geometria do perfil UIC60

Parâmetro	Valor
Área (cm ²)	76.70
I _x (cm ⁴)	3038.30
I _y (cm ⁴)	512.30
Bitola (m)	1.668
Módulo de Elasticidade (GPa)	200
Densidade (kg/m ³)	7850
Coeficiente de amortecimento (%)	0.5

3.3.3.2. Propriedades dos materiais da via balastrada

As propriedades das camadas do balastro foram obtidas recorrendo à mesma metodologia de cálculo das propriedades do solo de aterro, usando apenas uma densidade diferente. O material das travessas é betão. No Quadro 3.7 estão descritas as propriedades destes materiais, em que as propriedades do balastro foram recomendadas por Zangeneh et al. (2018) e as propriedades das travessas estão presentes nos documentos do projeto da obra.

Quadro 3.7 – Propriedades dos materiais da via

Parâmetro	Notação	Valor	Unidades
Densidade do balastro	ρ_{bl}	1600	kg/m ³
Coeficiente de Poisson do balastro	ν_{bl}	0.2	-
Coeficiente de amortecimento do balastro	ξ_{bl}	4	%
Módulo de elasticidade das travessas	E_{slp}	30	GPa
Densidade das travessas	ρ_{slp}	2400	kg/m ³
Coeficiente de Poisson das travessas	ν_{slp}	0.3	-
Coeficiente de amortecimento das travessas	ξ_{slp}	1	%

Na Figura 3.17 está ilustrado o modelo com elementos de volume do sistema estrutura-solo-via balastrada, assim completando todos os componentes do modelo.

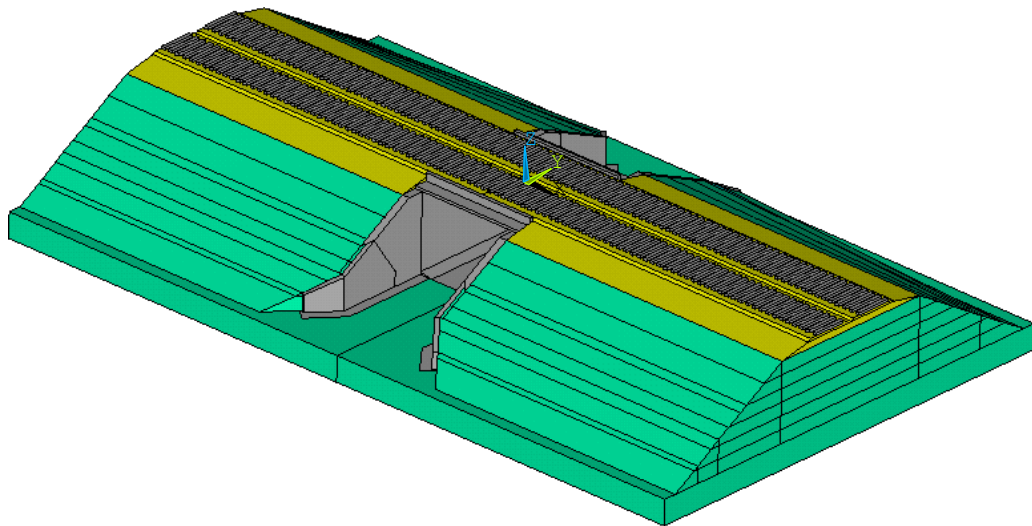


Figura 3.17 – Modelo com elementos de volume do sistema estrutura-solo-via

3.3.4. APOIOS

De acordo com Zangeneh (et al. 2018), todos os graus de liberdade seriam restringidos na base do modelo de elementos finitos, em que a última camada de solo seria uma camada infinitamente rígida. Porém, para efeitos de simplificação e menor custo computacional, esta última camada não foi modelada e os graus de liberdade foram restringidos na última camada existente do solo. Na Figura 3.18 estão representados os apoios do modelo da ponte de Sangalhos.

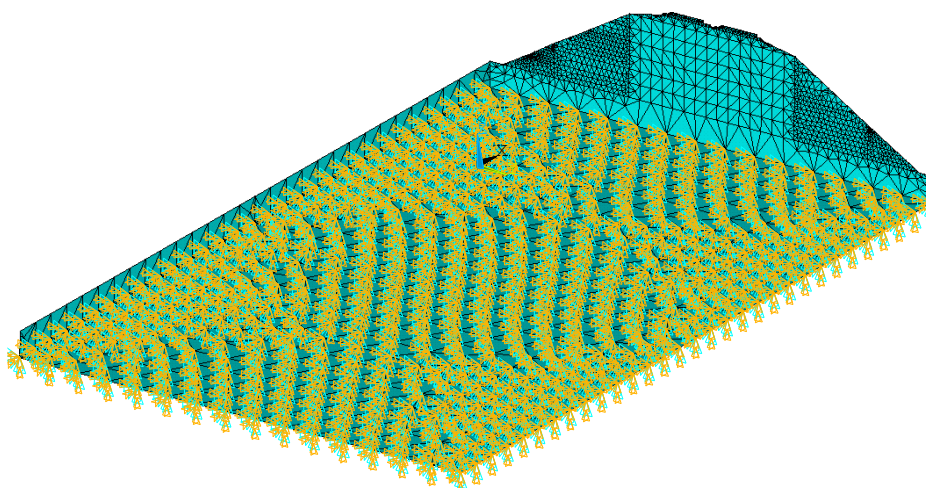


Figura 3.18 – Posição dos apoios do modelo

3.3.5. ANÁLISE DE CONVERGÊNCIA E PARAMETRIZAÇÃO

3.3.5.1. Parametrização do módulo de elasticidade do solo

Como foi mencionado na secção 3.3.2.2, e dada a incerteza no seu valor, o módulo de elasticidade do solo foi sujeito a um estudo de parametrização de forma a que os resultados sejam os mais próximos aos resultados experimentais.

Dependendo do tipo de solo presente, o valor da constante de fricção de solos K varia entre 15000 e 30000 (Zangeneh et al. (2018)). Desta forma, usando as equações 3.1, 3.2 e 3.3, é possível calcular os valores máximo e mínimo do módulo de elasticidade.

Para o menor módulo de elasticidade possível, considerou-se K igual a 15000 e a profundidade z igual a 0.7 metros, que corresponde à profundidade média da camada superior do solo, tendo-se obtido um módulo de elasticidade de 95 MPa, o que corresponde a um módulo de elasticidade da camada inferior do solo de 294 MPa. Utilizado a mesma metodologia, para o maior módulo de elasticidade possível, considerou-se um K igual a 30000 a profundidade z igual a 6.7 metros, que reflete a profundidade média a camada inferior do solo, sendo o valor do módulo de elasticidade de 565 MPa.

Para valores intermédios do módulo de elasticidade decidiu-se usar 5 valores intermédios para que seja possível obter valores do modo de vibração numéricos mais próximos dos experimentais. No quadro seguinte estão presentes os valores do módulo de elasticidade usados e os valores da constante de fricção correspondentes.

Quadro 3.8 – Módulos de elasticidade do solo e respetivas constantes de fricção e profundidade média

Módulo de Elasticidade (MPa)	565	520	470	425	375	330	294
Constante K	30000	27398	24763	22392	19758	17387	15000
Profundidade média [m]	6.7	5.7	4.7	3.7	2.7	1.7	0.7

O módulo de elasticidade do balastro foi obtido usando os valores de K , que correspondem aos valores usados dos módulos de elasticidade do solo. No Quadro 3.9 estão presentes os valores dos módulos de elasticidade do balastro com as diferentes configurações de K .

Quadro 3.9 – Módulos de elasticidade do balastro

Módulo de Elasticidade (MPa)	565	520	470	425	375	330	294
E da camada superior do balastro (MPa)	130.16	119.79	108.27	97.91	86.39	76.02	67.71
E da camada inferior do balastro (MPa)	102.9	94.70	85.60	77.40	68.29	60.10	53.52

3.3.5.2. Análise de convergência do comprimento do solo

O comprimento do solo foi sujeito a uma análise de convergência para verificar a sua influência na resposta do sistema solo-estrutura. Neste modelo, o valor mínimo possível do comprimento do solo é 14 metros desde o centro da estrutura, devido ao facto de (para valores que se estendem a 14 metros) o limite da dimensão do solo modelado intersetava as fundações da estrutura, tornando o modelo inviável. Aumentado o valor do comprimento do solo, foi-se verificando que os valores dos modos de vibração convergiam até um valor a partir do qual não se verificavam alterações consideráveis na resposta do modelo. Neste caso, o comprimento máximo que foi estudado foi 29 metros. Na Figura 3.19 está ilustrado a dimensão do solo modelado.

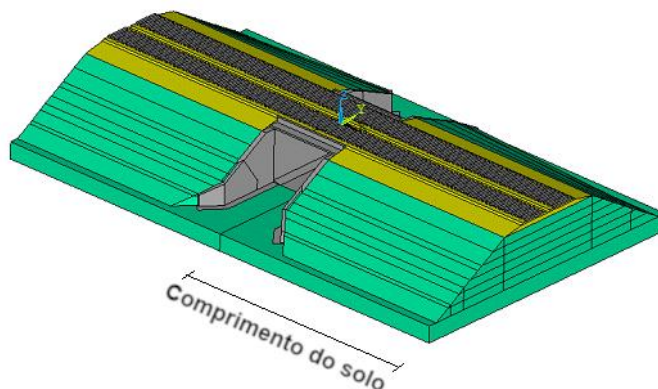


Figura 3.19 – Representação gráfica do comprimento do solo modelado

As dimensões adotadas do comprimento do solo e as dimensões do modelo de elementos finitos em combinação com as condições de fronteiras de absorção garantem que a resposta do sistema estrutura-solo não é contaminada por reflexão das ondas nos limites do modelo.

3.4. MODELAÇÃO SIMPLIFICADA DA PONTE DE SANGALHOS

3.4.1. MODELAÇÃO DA PONTE

Com o intuito de reduzir o esforço computacional, decidiu-se simplificar o modelo usando outros tipos de elementos, i.e., elementos de casca e elementos de viga, de forma a que o processamento e o tempo de análise sejam bastante reduzidos em comparação com o modelo anterior. Este tipo de elemento tem um menor número de nós e, por conseguinte, o modelo fica com um menor número de graus de liberdade. O esforço computacional é reduzido devido à substituição de milhares de elementos de volume do solo por molas-amortecedores.

As componentes de betão armado da estrutura foram modeladas através de elementos de casca (SHELL181), onde foram definidas as espessuras médias e massas específicas de cada componente. A modelação do solo foi executada através do uso de molas, para simular a rigidez do solo, e amortecedores, que simulam o amortecimento radial, com recurso a elementos do tipo COMBIN14.

A via foi modelada através de elementos de viga (BEAM4) para os carris e as travessas, palmilhas e balastro foram modelados através de amortecedores, com as devidas propriedades presentes no Quadro 3.10.

Quadro 3.10 – Propriedades dos diferentes componentes da via (Bragança et al. (2022))

Componente	Parâmetro	Designação	Valor
Carril (UIC60)	A_r	Área (cm ²)	76.7
	I_r	Inércia (cm ⁴)	3038
	ρ_r	Densidade (kg/m ³)	7850
	E_r	Módulo de Elasticidade (GPa)	210
Fixações/Palmilhas	$k_{fas,l/t}$	Rigidez longitudinal/transversal (MN/m)	20
	$c_{fas,l/t}$	Amortecimento longitudinal/transversal (kN.s/m)	50
	$k_{fas,v}$	Rigidez vertical (MN/m)	500
	$c_{fas,v}$	Amortecimento vertical (kN.s/m)	200
	$k_{fas,r}$	Rigidez de rotação (kN.m/rad)	45
Travessas	A_s	Área (cm ²)	402.5
	I_s	Inércia (cm ⁴)	17620
	ρ_s	Densidade (kg/m ³)	2500
	E_s	Módulo de Elasticidade (GPa)	40.9
Balastro	$k_{bal,l}$	Rigidez Longitudinal (MN/m/m)	30
	$k_{bal,t}$	Rigidez transversal (MN/m/m)	7.5
	$k_{bal,v}$	Rigidez vertical (MN/m/m)	100
	c_{bal}	Amortecimento nas 3 direção (kN.s/m/m)	50
	ρ_{bal}	Densidade (kg/m ³)	1995.9
Fundação	$k_{fnd,v}$	Rigidez vertical (MN/m)	20

A Figura 3.20 ilustra o modelo com elementos de casca com os seus elementos discretizados.

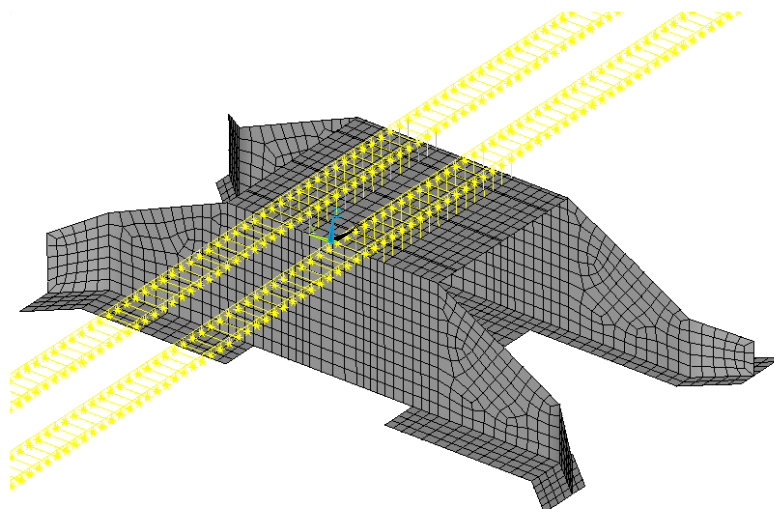


Figura 3.20 – Modelo com elementos de casca da ponte de Sangalho discretizado

Como foi mencionado anteriormente, a estrutura de betão foi modelada através de elementos de casca (SHELL181). A modelação com este tipo de elementos permitiu obter resultados precisos dos efeitos de deformação motivados pela tensão de corte no plano da laje. A secção transversal contém também elementos não estruturais suportados pela laje e a massa de betão, cuja espessura e massa foram avaliadas apropriadamente (Moreira (2021)).

As propriedades geométricas da estrutura permanecem as mesmas do modelo com elementos de volume, sendo, contudo, necessário adaptar o modelo aos elementos de casca. O elemento de casca foi modelado sempre no centro de gravidade de cada componente, atribuindo a sua espessura específica.

Da mesma forma, foram utilizadas as mesmas características dos materiais, para que ambos os modelos sejam consistentes um com o outro.

Na Figura 3.21 está representada a estrutura simplificada modelada.

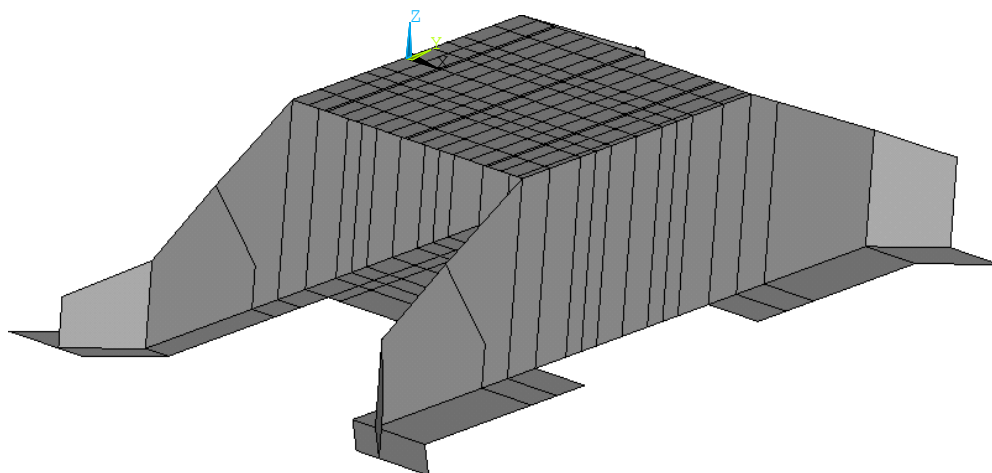


Figura 3.21 – Modelo com elementos de casca da estrutura de betão da Ponte de Sangalhos

3.4.2. MODELAÇÃO DO SOLO DE ATERRO

De forma a simular a interação do solo com as paredes laterais da estrutura da ponte, foram utilizados elementos de mola-amortecedor COMBIN14. O comportamento da interação solo-estrutura na direção normal foi modelada utilizando uma mola distribuída linearmente de rigidez $k_{s,n}$ e um amortecedor com amortecimento $d_{s,n}$, sendo que o valor de cada mola está adaptado à profundidade a que o solo se encontra. As equações 3.8 e 3.9 definem a rigidez e o amortecimento, respetivamente (Zangeneh et al. (2018)).

$$k_{s,n} = \frac{\pi}{\sqrt{2(1-\nu_s)}} \times \frac{G_{bk}}{H} \times A_{trib} \quad (3.8)$$

$$d_{s,n} = \rho_s C_{La} \times A_{trib} \quad (3.9)$$

onde ν_s representa o coeficiente de Poisson do solo, H é a altura do solo de aterro, ρ_s é a densidade do solo, A_{trib} é a área de influência da mola e amortecedor, G_{bk} é o módulo de cisalhamento médio do solo ao longo da profundidade e C_{La} é a velocidade de ondas analógicas de Lysmer do solo. O módulo de cisalhamento médio e a velocidade de ondas analógica de Lysmer podem ser definidas através das seguintes equações, respetivamente.

$$G_{bk} = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} \quad (3.10)$$

$$C_{La} = \frac{3.4C_s}{\pi(1-\nu_s)} \quad (3.11)$$

onde, E_s é o módulo de elasticidade do solo e C_s é o cisalhamento médio, definido pela equação 3.12.

$$C_s = \sqrt{\frac{G_{bk}}{\rho_s}} \quad (3.12)$$

Nas duas direções tangenciais, de forma a modelar a transmissão de forças de fricção entre as paredes laterais e o solo, foram utilizadas molas com rigidez $k_{s,t}$ e amortecedores de amortecimento $d_{s,t}$, assumindo que os seus valores são uma fração dos valores na direção normal (Zangeneh et al (2018)). Nas equações seguintes estão definidas a rigidez na direção tangencial e o amortecimento na direção tangencial, respetivamente.

$$k_{s,t} = \left(\frac{C_s}{C_{La}}\right) * k_{s,n} \quad (3.13)$$

$$d_{s,t} = \left(\frac{C_s}{C_{La}} \right) * d_{s,n} \quad (3.14)$$

Foram utilizados os valores das propriedades dos materiais presentes no Quadro 3.4, de forma a obter resultado coerentes com o modelo com elementos de volume. Na Figura 3.22 estão ilustradas as molas e os amortecedores utilizados para modelar a interação solo-estrutura.

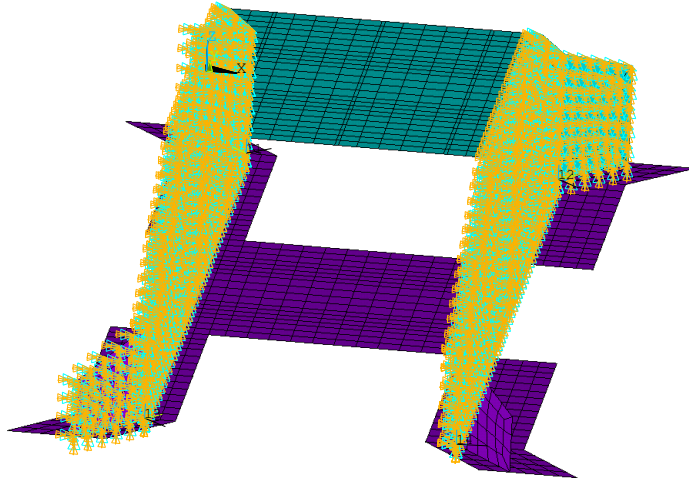


Figura 3.22 – Modelação das molas e amortecedores nas paredes do modelo com elementos de casca

3.4.3. MODELAÇÃO DA VIA BALASTRADA

Conforme mencionado, a via foi modelada utilizando elementos de viga BEAM4 para os carris, com as mesmas características utilizadas no modelo com elementos de volume. As travessas, as palmilhas e a camada de balastro foram modeladas utilizando elementos de mola e amortecedores. Os carris foram ligados em paralelo a molas e amortecedores modelados, simulando o comportamento das palmilhas. A massa das travessas (MASS21) foram aplicadas nos nós inferiores dos elementos das palmilhas. As massas das travessas também foram ligadas através de mais um conjunto de molas e amortecedores, de forma a simular a camada de balastro. Para ligar o tabuleiro à via foram utilizados componentes de ligação rígida através de elementos de viga (BEAM4).

A via foi modelada estendendo-se para além da estrutura da ponte de forma a garantir continuidade no percurso do comboio nas simulações dinâmicas, de forma que as respostas dinâmicas em vibração livre sejam suaves e não bruscas na entrada do tabuleiro.

Na Figura 3.23 apresentam-se os elementos anteriormente mencionados.

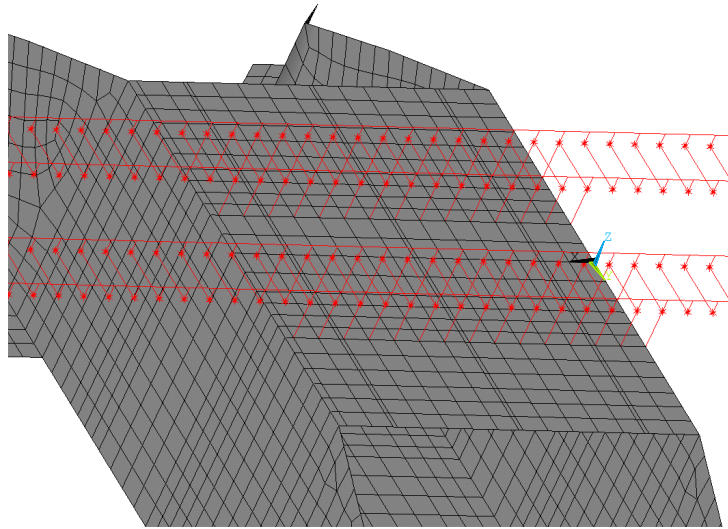


Figura 3.23 – Pormenor dos elementos da via balastrada

3.5. MODELO NUMÉRICO DO COMBOIO

O veículo considerado para as análises dinâmicas foi o comboio Alfa Pendular. Este comboio, com um sistema ativo de basculamento, é composto por 4 carruagens motorizadas (BAS, BBS, BBN e BAN) e 2 carruagens de reboque (RNB e RNH) (Saramago et al. (2022)). O comboio possui 158.9 metros de comprimento e tem como velocidade máxima 220 km/h. A Figura 3.24 ilustra o esquema de cargas composto por 24 eixos com um intervalo de cargas entre 128.8 kN e 136.6 kN. Na ilustração as setas vermelhas correspondem aos eixos motorizados que são ligeiramente mais pesados que os eixos não motorizados, representados pelas setas pretas.

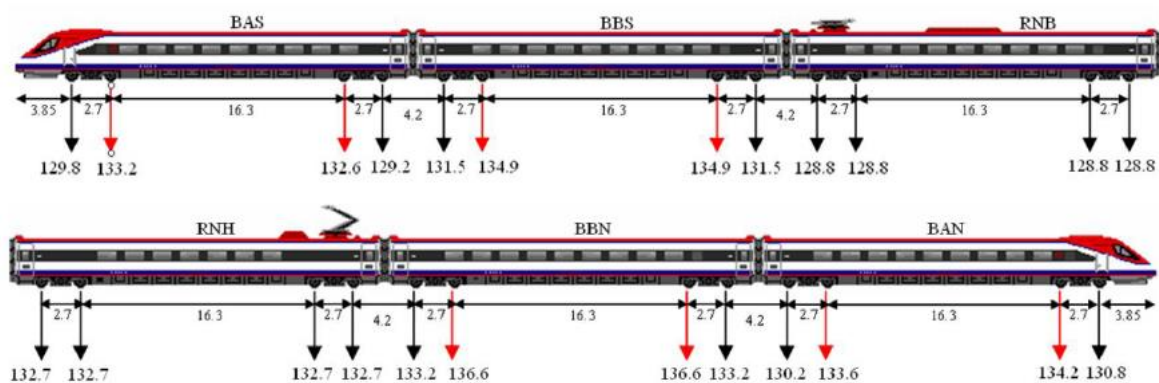


Figura 3.24 – Esquema de cargas do comboio Alfa Pendular (Saramago et al. (2022))

O Alfa Pendular foi modelado usando o mesmo software de modelação, o ANSYS®. Na Figura 3.25 está representado o modelo dinâmico da carruagem tipo BBN, incluindo as propriedades geométricas da mesma carruagem, que estão sumarizadas no Quadro 3.11.

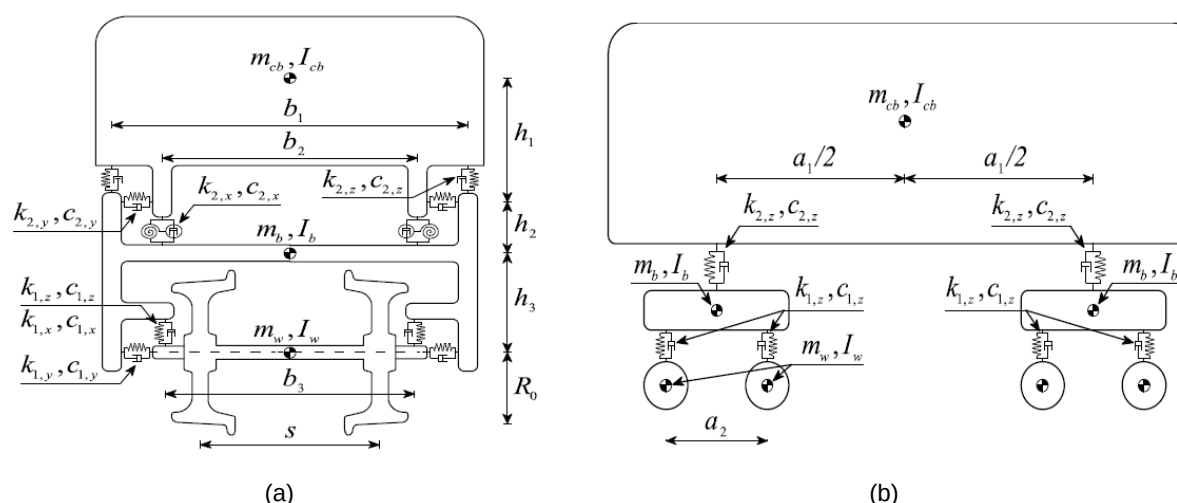


Figura 3.25 – Corte transversal (a) e vista lateral (b) do esquema do modelo dinâmico de uma carruagem do Alfa Pendular, respetivamente (Saramago et al. (2022))

Quadro 3.11 – Parâmetros do modelo numérico da carruagem BBN (Saramago et al. (2022))

Componente	Parâmetro	Valor	Unidade
Corpo da carruagem	Massa (kg)	38445	m_{cb}
	Momento de Inércia de rolamento ($kg \cdot m^2$)	55120	$I_{cb,x}$
	Momento de Inércia de rotação ($kg \cdot m^2$)	1475000	$I_{cb,y}$
	Momento de Inércia de oscilação ($kg \cdot m^2$)	1477000	$I_{cb,z}$
Bogie	Massa (kg)	4858	m_b
	Momento de Inércia de rolamento ($kg \cdot m^2$)	2700	$I_{b,x}$
	Momento de Inércia de rotação ($kg \cdot m^2$)	1931.5	$I_{b,y}$
	Momento de Inércia de oscilação ($kg \cdot m^2$)	3878.8	$I_{b,z}$
Eixo	Massa (kg)	1711	m_w
	Momento de Inércia de rolamento ($kg \cdot m^2$)	733.4	$I_{w,x}$
	Momento de Inércia de oscilação ($kg \cdot m^2$)	733.4	$I_{w,z}$
Suspensão Primária	Rigidez longitudinal (N/m)	4498100	$k_{1,x}$
	Rigidez transversal (N/m)	30948200	$k_{1,y}$
	Rigidez vertical (N/m)	1652820	$k_{1,z}$
	Amortecimento vertical ($N \cdot s/m$)	16739	$c_{1,z}$
Suspensão Secundária	Rigidez longitudinal (N/m)	4905000	$k_{2,x}$
	Rigidez transversal (N/m)	2500000	$k_{2,y}$
	Rigidez vertical (N/m)	7348832	$k_{2,z}$

Amortecimento longitudinal ($N \cdot s/m$)	400000	$c_{2,x}$
Amortecimento transversal ($N \cdot s/m$)	17500	$c_{2,y}$
Amortecimento vertical ($N \cdot s/m$)	35000	$c_{2,z}$
Distância longitudinal entre bogies (m)	19	a_1
Distância longitudinal entre eixos (m)	2.7	a_2
Distância transversal entre suspensões verticais secundárias (m)	2.144	b_1
Distância transversal entre suspensões longitudinais secundárias (m)	2.846	b_2
Distância transversal entre suspensões primárias (m)	2.144	b_3
Distância vertical entre o centro do corpo de carruagem e suspensão secundária (m)	0.936	h_1
Distância vertical entre o centro do bogie e a suspensão secundária (m)	0.142	h_2
Distância vertical entre o centro do bogie e o centro do eixo (m)	0.065	h_3
Raio de rotação nominal	0.43	R_0 (m)
Bitola	1.67	S (m)

Para as restantes carruagens, os parâmetros anteriores foram preservados com exceção das massas que estão presentes no Quadro 3.12. Existem dois valores para as massas dos bogies, uma massa para o bogie com eixos com motores e sem motores (BAS, BBS e BAN) e a outra massa só para bogies com eixos sem motores (RNB e RNH). Para as massas dos eixos, de forma a simplificar, foi utilizada uma média das massas.

Quadro 3.12 – Diferentes massas das carruagens do Alfa Pendular (Saramago et al. (2022))

Carruagem	Corpo de carruagem (kg)	Bogie [x2] (kg)	Eixo [x4] (kg)	Somatório (kg)
BAS	36936	4858	1711	53496
BBS	37752	4858	1711	54312
RNB	35958	5204	1538	52518
RNH	37548	5204	1538	54108
BBN	38445	4858	1711	55005
BAN	37345	4858	1711	53905

Na Figura 3.26 está representado o modelo complexo de uma carruagem do comboio Alfa Pendular. Foram utilizados elementos rígidos para modelar o corpo da carruagem, os bogies e os sistemas de rodas, e também foram utilizados elementos de massa concentrada que simulam as massas e inércias respetivas (MASS21). As suspensões foram modeladas através de elementos de mola/amortecedor (COMBIN14),

tendo em conta a rigidez e o amortecimento na direção longitudinal, transversal e vertical (Saramago et al. (2022)).

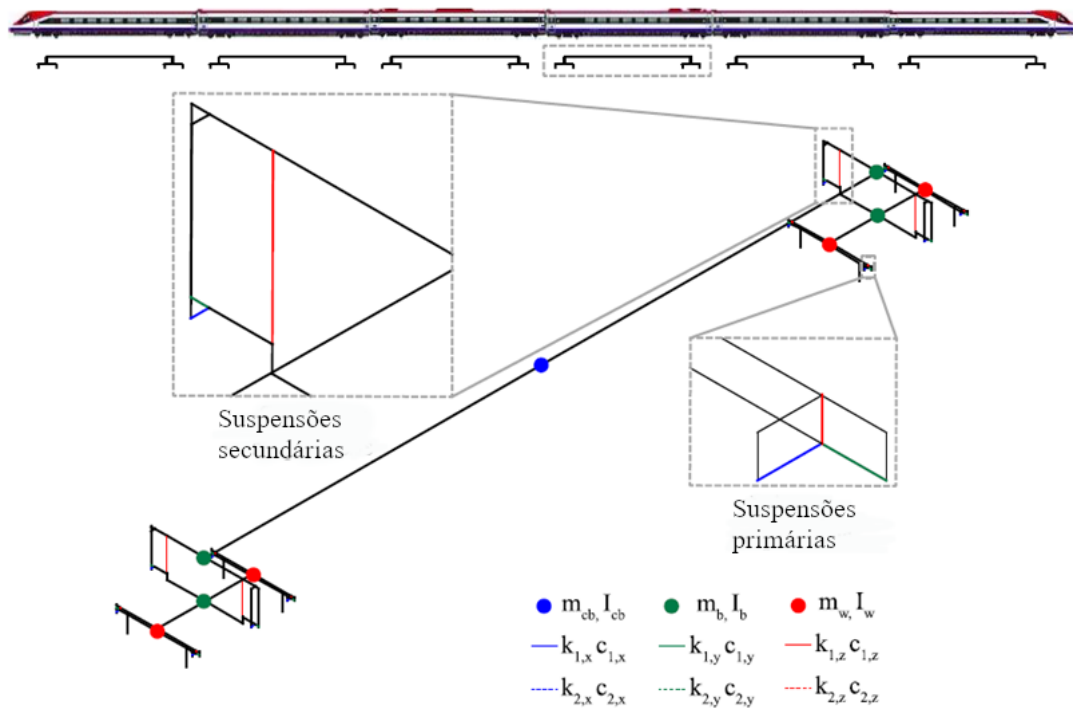


Figura 3.26 – Modelo numérico do comboio Alfa Pendular (Saramago et al. (2022))

4

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE DE SANGALHOS

4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo, começam-se por abordar os ensaios experimentais de vibração ambiental e forçada realizados no âmbito do projeto IN2TRACK2 e são apresentadas as medições obtidas e respetivo pós-processamento para obtenção das propriedades modais e dinâmicas da ponte.

Através dos resultados experimentais de vibração ambiental, foi possível adquirir a forma e a frequência dos modos de vibração da ponte de Sangalhos. Com base nestes resultados e com o suporte de um estudo paramétrico das frequências numéricas da análise modal, obtiveram-se parâmetros geotécnicos para os quais o comportamento modal do modelo numérico se verificou em conformidade com a resposta experimental da ponte de Sangalhos. Assim, foi possível validar o modelo numérico com elementos de casca para ser possível realizar a análise dinâmica do mesmo.

Por fim, equitativamente à análise modal, procedeu-se à análise dinâmica do modelo com elementos de casca, assente nos resultados experimentais de vibração forçada, na qual se confrontou resultados de forma a validar o modelo com elementos de casca. Para tal, considerou-se os resultados numéricos dinâmicos do modelo com elementos de casca com a consideração do solo e também sem a consideração do solo. De forma a compreender melhor a interação comboio-estrutura, avaliou-se, por intermédio de uma análise paramétrica das velocidades de circulação do comboio, a resposta dinâmica da estrutura.

4.2. VALIDAÇÃO DO MODELO COM BASE EM ENSAIOS DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

4.2.1. MODOS DE VIBRAÇÃO EXPERIMENTAIS

Para os testes de vibração ambiental (IN2TRACK2 Report (2018)), foi adotado um *setup* experimental baseado em 4 pontos de referência fixos e vários pontos de medição móveis, de forma a garantir uma representação clara dos modos de vibração, considerando a influência das interfaces do tabuleiro da ponte.

O equipamento utilizado para este teste consistiu em acelerómetros piezoelétricos com uma gama de medição de ± 0.5 g, com os quais é possível medir níveis de vibração muito baixos, instalados no tabuleiro da ponte e nos muros ala de forma avaliar as respostas verticais e transversais, respetivamente. Na Figura 4.1 está ilustrado o *setup* de acelerómetros utilizado nas análises experimentais.

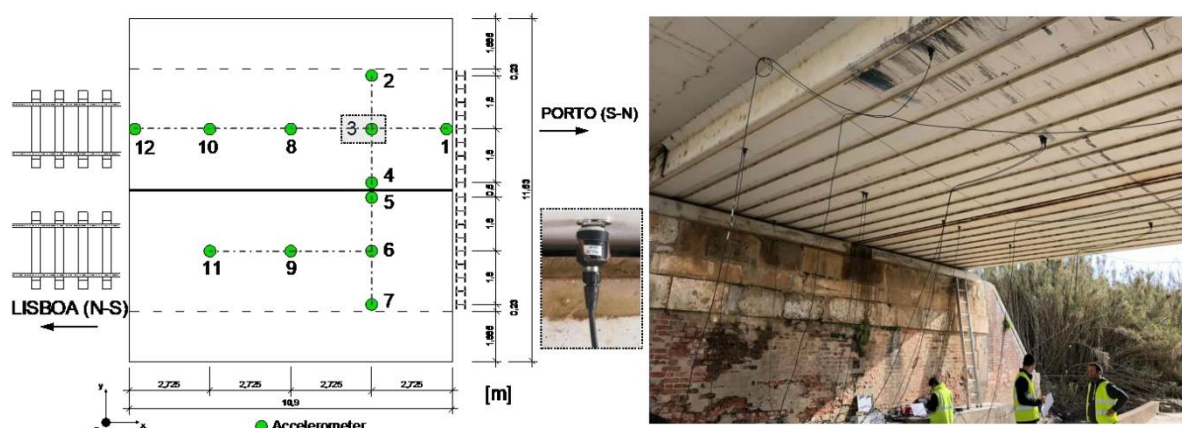


Figura 4.1 – Setup do ensaio de vibração ambiente (Saramago et al. (2022))

O pós-processamento dos resultados dos testes de vibração ambiental foi efetuado usando o método *Enhanced Frequency Domain Decomposition* (EFDD) incluído no software ARTeMIS (2009). Desta forma foi possível estimar os parâmetros modais da ponte, nomeadamente as formas dos modos, as frequências naturais e os coeficientes de amortecimento.

Foram identificados três modos de vibração: o 1º modo de flexão, o 1º modo de torção e por fim, o 2º modo de flexão. Na Figura 4.2 estão identificados os três modos de vibração e as suas frequências naturais e coeficiente de amortecimento respetivos.

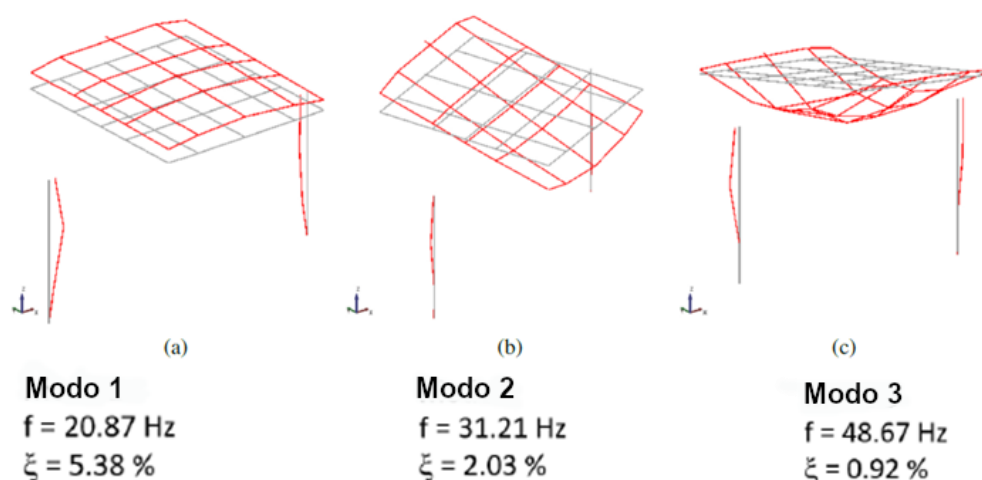


Figura 4.2 – Parâmetros modais da ponte de Sangalhos: (a) 1º modo de vibração, (b) 2º modo de vibração e (c) 3º modo de vibração

4.2.2. ESTUDO DOS MODOS DE VIBRAÇÃO DO MODELO COM ELEMENTOS DE VOLUME

4.2.2.1. Análise Modal

Foi realizada uma extensiva análise modal ao modelo com elementos de volume de forma a aproximar os resultados numéricos das frequências dos modos de vibração aos resultados experimentais. Para este efeito, efetuou-se uma calibração parametrizando os valores do módulo de elasticidade do solo e também

a influência do solo na resposta modal, através da variação do tamanho do solo modelado. Ao cumprir-se a análise de calibração é possível identificar o tamanho do solo modelado mínimo e o módulo de elasticidade correto que torna o modelo mais eficiente, mas ao mesmo tempo produza valores de frequência dos modos de vibração numéricos igualmente semelhantes aos resultados experimentais.

No Quadro 4.1 estão presentes os valores das frequências numéricas referentes ao 1º modo de vibração do modelo, de acordo com o módulo de elasticidade do solo E e o tamanho do solo modelado L . Na Figura 4.3 ilustra-se a configuração do mesmo modo em relação ao modo experimental.

Quadro 4.1 – Variação da frequência do 1º modo de vibração [Hz] com E [MPa] e L [m]

E [MPa] L [m]	565	520	470	425	375	330	294
14	22.23	21.89	21.32	20.67	21.26	20.35	19.53
15	21.98	21.50	21.12	20.31	20.74	19.80	19.75
16	21.65	21.15	20.45	19.63	20.22	19.12	19.27
17	21.43	20.75	19.91	19.85	20.74	19.71	18.81
18	20.97	21.51	20.29	21.37	20.31	20.83	19.84
19	21.28	21.23	20.31	20.90	20.17	19.80	19.41
20	21.16	21.88	21.00	20.50	20.58	20.43	19.44
21	22.17	21.51	21.07	21.17	20.17	19.98	19.02
22	21.79	21.09	20.69	20.80	20.55	19.54	19.41
23	21.39	21.33	20.37	20.49	20.15	19.99	18.98
24	21.64	21.81	21.24	20.29	19.77	19.71	18.68
25	21.36	21.53	20.99	20.35	19.31	19.86	18.84
26	21.05	21.66	20.69	20.20	19.16	19.73	18.70
27	21.28	21.31	20.38	20.90	20.24	19.24	18.05
28	21.55	20.92	20.04	19.70	19.97	18.98	17.94
29	21.32	20.58	19.62	20.79	19.68	18.83	17.83

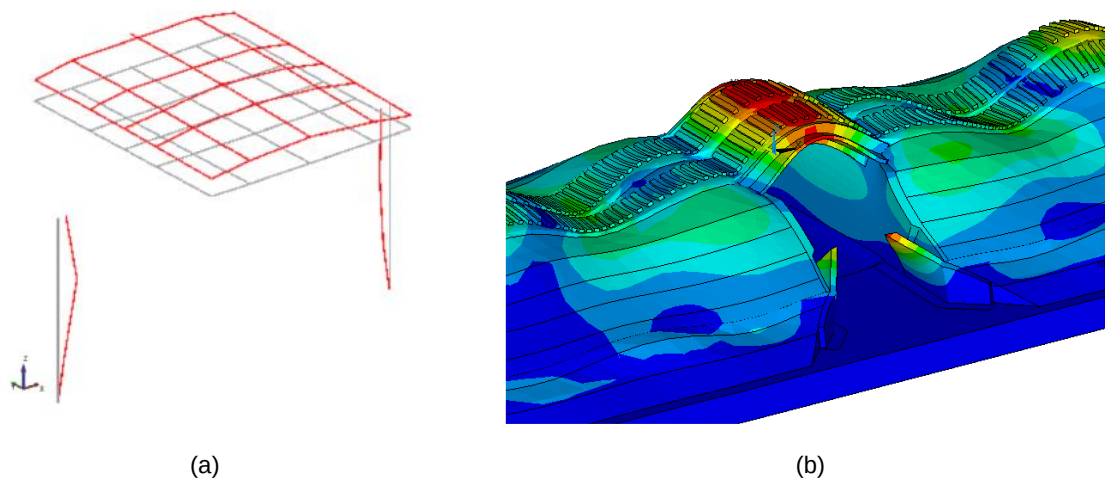


Figura 4.3 – Configuração do 1º modo de vibração do modelo: (a) frequência experimental (20.86 Hz) e (b) frequência numérica (20.92 Hz)

Recorrendo ao software MATLAB® (2023), foi possível interpretar os resultados e tirar conclusões acerca da calibração dos modos de vibração numéricos. Na Figura 4.4a está ilustrada a variação da frequência do 1º modo de vibração em Hertz, de todos os módulos de elasticidade, em função do módulo de elasticidade e tamanho do solo modelado.

Numa primeira instância, é possível verificar que à medida que o comprimento de solo modelado aumenta, a frequência do modo de vibração diminui. Este resultado era previsto, uma vez que com o crescimento do tamanho do solo modelado, a massa mobilizada horizontalmente pelas paredes da estrutura aumenta, logo a frequência do modo de vibração diminui.

Na Figura 4.4b pode-se verificar a variação da frequência do 1º modo de vibração do modelo relativamente aos diferentes modos de elasticidade do solo E . A frequência diminui à medida que o módulo de elasticidade do solo diminui, visto que à medida que o módulo de elasticidade E diminui, a rigidez do sistema diminui. A rigidez é diretamente proporcional à frequência, concluindo que as frequências também diminuem com a diminuição da rigidez do sistema. É possível inferir também que as frequências numéricas mais próximas do valor da frequência natural de 20.87 Hz da ponte de Sangalhos estão presentes nos módulos de elasticidade mais elevados.

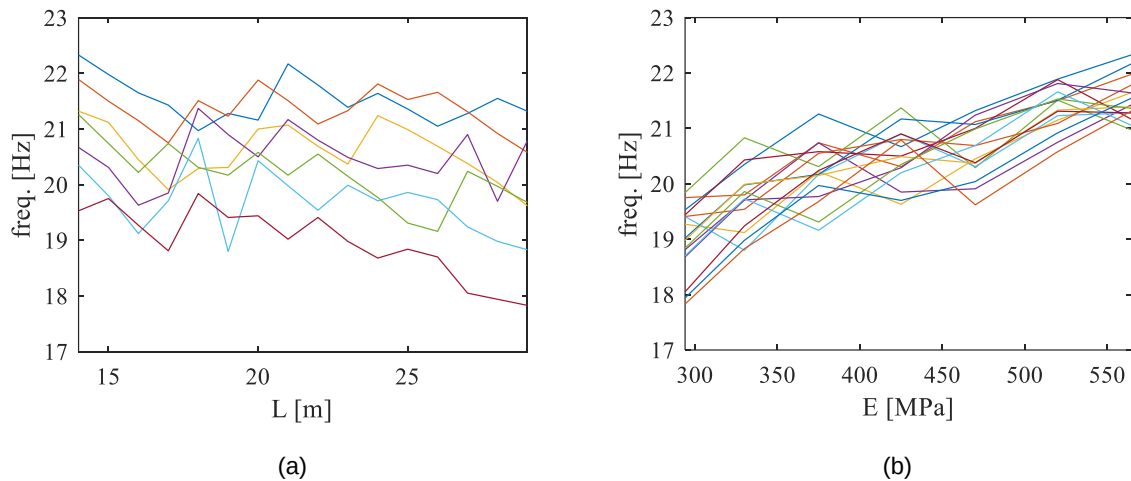


Figura 4.4 – Variação da frequência do 1º modo de vibração em relação aos parâmetros: (a) tamanho do solo modelado L e (b) módulo de elasticidade do solo E

A variação do comprimento do modelo do solo é um fator fundamental na calibração das frequências dos modos de vibração visto que a finalidade pretendida para modelo numérico era a sua robustez e ao mesmo tempo a sua máxima eficiência. A calibração do comprimento modelado de solo é imperativa para conhecer quanto solo modelado é necessário para obtermos bons resultados face aos experimentais. Porém, interpretando a Figura 4.5, é possível deduzir que o parâmetro que tem o maior peso na variação da frequência do 1º modo de vibração é o módulo de elasticidade do solo. Sendo que a frequência natural do 1º modo de vibração é de 20.87 Hz, o módulo de elasticidade do solo da ponte de Sangalhos estará perto dos valores superiores do módulo de elasticidade.

A Figura 4.5 ilustra a variação das frequências numéricas do 1º modo de vibração em função dos parâmetros E e L e DIF. A variável DIF representa a diferença entre a frequência numérica f_{num} e a frequência experimental f_{exp} para 1º modo de vibração, através do valor absoluto da percentagem, dado pela equação 4.1. É evidente, pela Figura 4.5, que o módulo de elasticidade da solo E influencia consideravelmente os resultados numéricos da calibração.

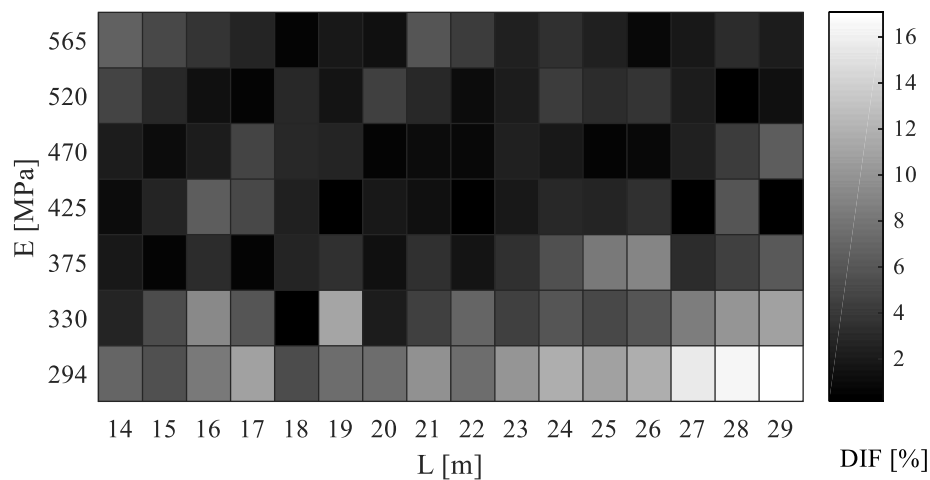


Figura 4.5 –Variação da frequência a respeito do módulo de elasticidade E e o comprimento do solo L do 1º modo de vibração

$$DIF = \left| \frac{f_{exp} - f_{num}}{f_{exp}} \right| \times 100 \quad (4.1)$$

De igual forma, foi efetuado uma análise aos restantes dois modos de vibração, o 2º modo de vibração e 3º modo de vibração, com a mesma metodologia empregue na calibração anterior.

Nos Quadros 4.2 e 4.3 estão indicados as frequências para o 2º e 3º modo de vibração, respetivamente.

Quadro 4.2 – Variação da frequência 2º modo de vibração [Hz] com E [MPa] e L [m]

E [MPa] L [m]	565	520	470	425	375	330	294
14	30.44	29.59	28.74	27.87	26.51	26.94	27.34
15	29.77	29.08	29.07	27.00	25.61	27.92	26.65
16	29.17	28.33	28.91	27.64	28.44	26.84	27.25
17	30.04	29.45	28.26	28.43	27.10	25.57	27.34
18	29.79	28.87	27.71	28.01	26.89	26.32	26.90
19	29.15	28.51	27.30	28.80	28.09	27.28	26.10
20	28.54	30.77	26.91	28.37	27.99	26.08	27.15
21	28.81	30.13	29.13	27.88	27.31	27.12	26.57
22	30.13	29.28	28.80	28.05	26.69	26.81	25.98
23	29.56	29.12	29.61	27.79	27.59	25.24	25.43
24	29.86	27.88	29.26	27.26	27.09	26.87	25.98
25	29.68	29.53	28.90	27.75	26.20	26.46	25.02
26	28.94	29.68	28.84	27.56	26.28	25.47	25.10
27	29.21	29.27	28.48	27.19	27.08	25.48	24.98
28	29.19	28.94	28.19	28.09	27.02	25.49	24.99
29	29.97	28.89	28.30	27.72	26.31	24.74	24.70

Quadro 4.3 – Variação da frequência 3º modo de vibração [Hz] com E [MPa] e L [m]

E [MPa] L [m]	565	520	470	425	375	330	294
14	46.11	45.82	45.13	44.44	43.74	43.51	43.42
15	45.68	45.32	45.83	44.31	44.48	43.67	43.50
16	45.53	44.90	44.69	44.83	44.23	44.00	43.46
17	45.22	44.56	44.04	44.50	44.63	43.84	43.23
18	45.58	45.15	45.53	44.38	44.43	43.83	42.80
19	45.59	45.17	45.04	44.84	44.16	43.56	43.26
20	45.49	45.67	44.87	44.61	44.27	43.39	42.96
21	44.77	45.08	44.84	44.11	44.26	43.70	43.22
22	45.50	45.21	45.16	44.59	44.25	43.73	43.02
23	45.56	45.41	44.50	45.05	44.16	43.82	43.19
24	45.35	45.05	44.43	44.48	44.30	43.65	43.08
25	45.18	44.58	44.07	44.35	44.27	43.61	43.06
26	45.28	44.76	44.83	44.23	44.02	43.54	43.00
27	44.93	45.07	44.46	44.47	43.98	43.71	42.95
28	44.51	45.17	44.79	44.22	43.90	43.60	42.86
29	44.54	45.02	44.18	44.02	43.91	43.53	42.97

Nas figuras 4.6 e 4.7 estão ilustradas as configurações do 2º modo de vibração e do 3º modo de vibração do modelo da ponte, respetivamente.

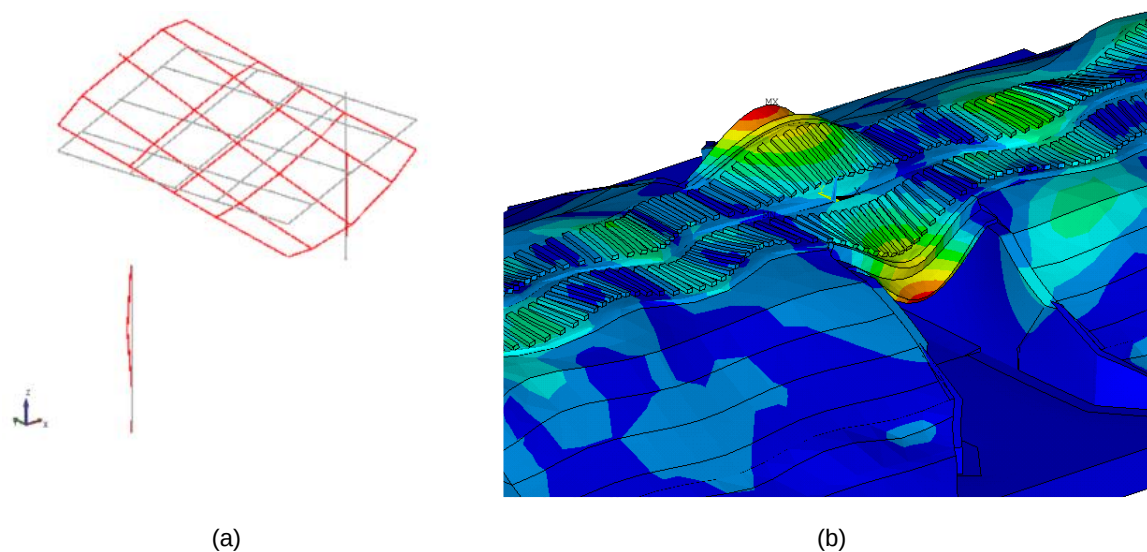


Figura 4.6 – Configuração do 2º modo de vibração do modelo: (a) frequência experimental (31.21 Hz) e (b) frequência numérica (28.94 Hz)

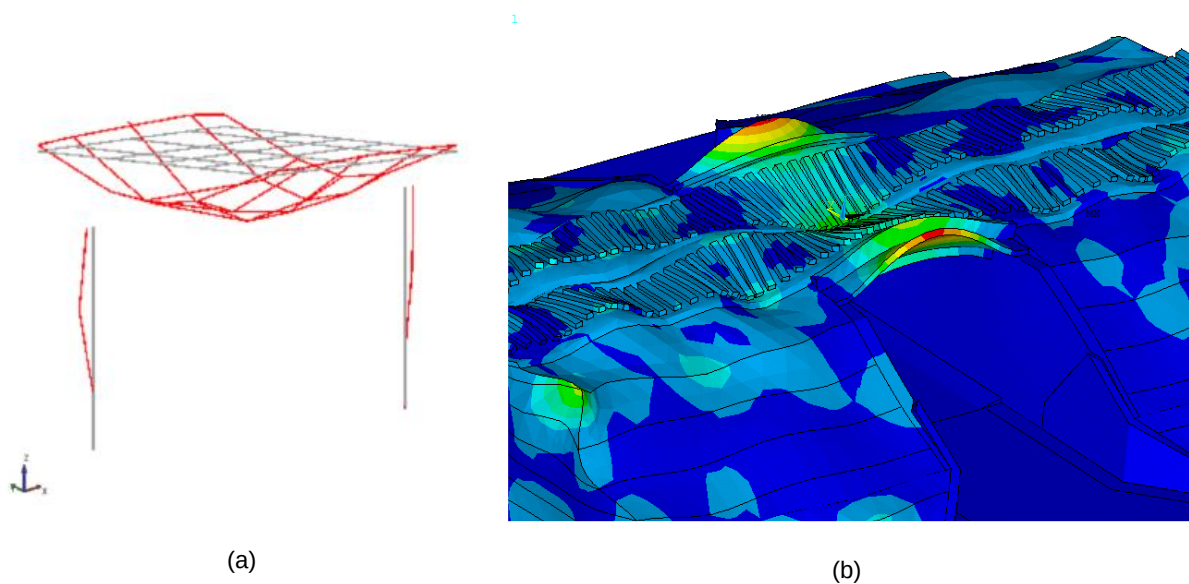


Figura 4.7 – Configuração do 3º modo de vibração do modelo: (a) frequência experimental (48.67 Hz) e (b) frequência numérica (45.17 Hz)

Para o 2º modo e 3º modo de vibração foram esquematizados os mesmos gráficos usados na análise do 1º modo de vibração da ponte. As figuras seguintes ilustram a variação das frequências numéricas dos dois últimos modos em relação aos diferentes parâmetros.

Relativamente ao 2º modo de vibração, correspondente às Figuras 4.8 4.9, os resultados apresentam a mesma tendência que os resultados do 1º modo de vibração.

No 2º modo de vibração, à medida que o comprimento do modelo aumenta, a frequência numérica tende a diminuir, sendo sempre menor que o valor de 31.21 Hz da frequência natural. A variação do módulo de elasticidade do solo continua a ter uma maior influência, em comparação com a variação do comprimento, na convergência dos valores das frequências, sendo as frequências, dos maiores valores do módulo de elasticidade, mais próximas das frequências experimentais. Na Figura 4.9 verifica-se a convergência dos valores com a parametrização do módulo de elasticidade de comprimento do modelo.

No 3º modo de vibração, de igual forma os resultados tendem a convergir para um valor, porém, ao contrário dos restantes modos, a variação do comprimento do modelo tem pouca influência na resposta modal, sendo a frequência numérica praticamente constante ao longo do intervalo dos comprimentos, perceptível na Figura 4.10. O módulo de elasticidade é o parâmetro diferenciador nas frequências do 3º modo de vibração.

Na Figura 4.11 comprovam-se as conclusões retiradas sobre a variação e influência dos parâmetros do módulo de elasticidade e do comprimento do solo na resposta na frequência do 3º modo de vibração.

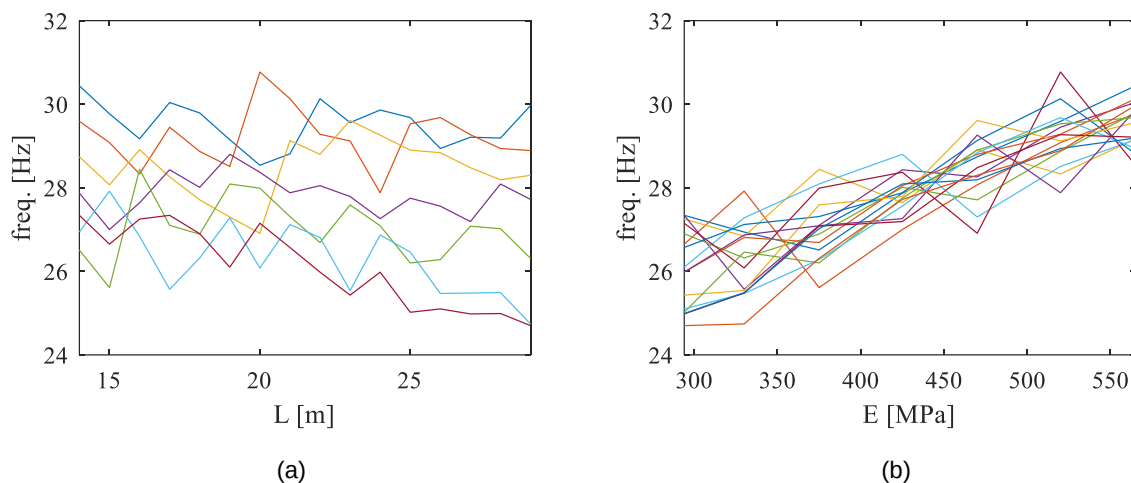


Figura 4.8 – Variação da frequência do 2º modo de vibração em relação aos parâmetros: (a) tamanho do solo modelado L e (b) módulo de elasticidade do solo E

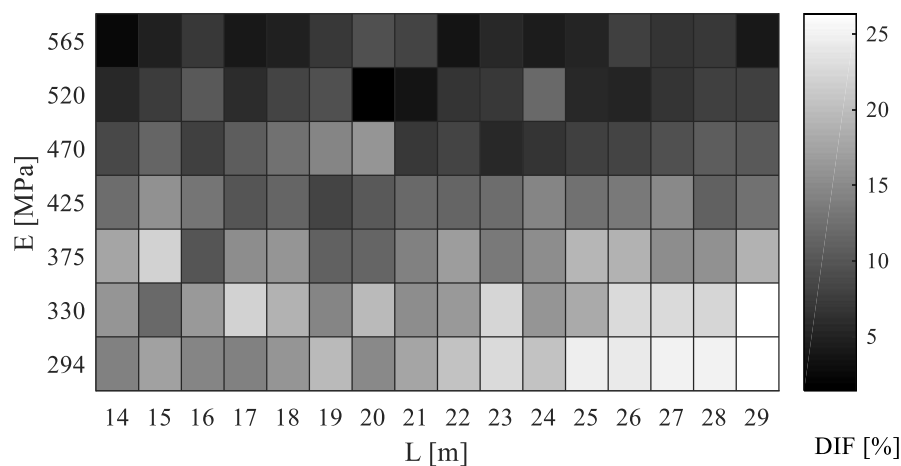


Figura 4.9 – Variação da frequência a respeito do módulo de elasticidade E e o comprimento do solo L do 2º modo de vibração

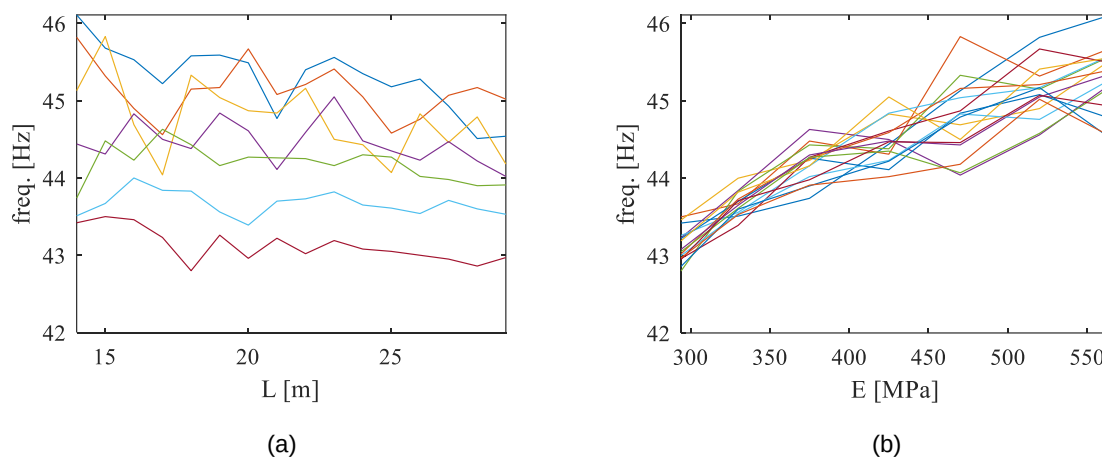


Figura 4.10 – Variação da frequência do 3º modo de vibração em relação aos parâmetros: (a) tamanho do solo modelado L e (b) módulo de elasticidade do solo E

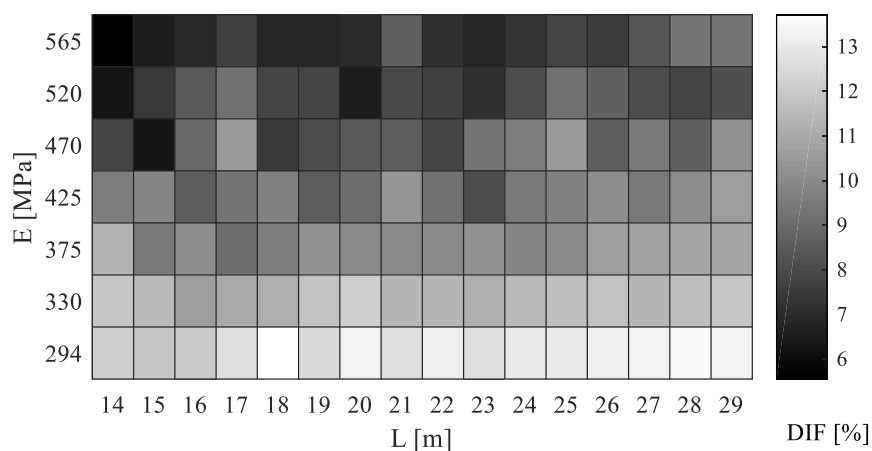


Figura 4.11 – Variação da frequência a respeito do módulo de elasticidade E e o comprimento do solo L do 3º modo de vibração

4.2.2.2. Modelação e calibração - Conclusões

A conceção deste modelo envolveu um trabalho exaustivo de modelação e calibração, com objetivo final de obter resultados de acordo com os resultados experimentais. Contudo, este tipo de modelação apresenta limites, principalmente no tempo de cálculo. Devido à complexidade do modelo, este torna-se bastante elevado, o que dificulta a realização de análises dinâmicas.

No Quadro 4.4 estão presentes os valores das frequências naturais da estrutura em comparação com os valores das frequências numéricas da melhor combinação de parâmetros, correspondente a valores de 520 MPa do módulo de elasticidade do solo e 28 metros de comprimento do modelo para cada lado. Como trabalho futuro, será interessante fazer uma calibração mais automática com algoritmos avançados, tais como algoritmos genéticos (Ribeiro et al. (2012)).

Quadro 4.4 – Comparação das frequências numéricas e experimentais

Modo de vibração	Frequência Natural (Hz)	Frequência Numérica (Hz)
1º modo de vibração	20.87	20.92
2º modo de vibração	31.21	28.94
3º modo de vibração	48.67	45.17

4.2.3. ANÁLISE DO MODELO COM ELEMENTOS DE CASCA

4.2.3.1. Validação do modelo com elementos de casca

De forma a que os resultados dos modos de vibração dos modelos sejam coerentes, foi efetuada uma verificação de ambos os modelos. Apurou-se as massas da estrutura da ponte dos modelos, e verificou-se os modos de vibração da estrutura sem a modelação do solo. Assim, se os valores fossem semelhantes os modelos seriam válidos para a comparação de resultados. O objetivo principal da criação deste modelo com elementos de casca é conseguir-se ter um modelo mais eficiente computacionalmente, mas ao mesmo tempo fiável, ao ponto de ser possível produzir resultados numéricos equiparáveis aos resultados experimentais.

Em relação ao 1º modo de vibração, no modelo com elementos de casca obteve-se um valor de 18.05 Hz para o 1º modo de vibração e no modelo com elementos de volume obteve-se um valor de 19.67 Hz. Na Figura 4.12 estão ilustradas as configurações do 1º modo de vibração de ambos os modelos sem a modelação do solo.

No Quadro 4.5 estão também apresentados os valores das frequências dos modos de vibração do modelo com elementos de volume e do modelo com elementos de casca, ambos sem a modelação do solo, bem como as massas respetivas.

A pequena discrepância nos valores da frequência dos modos de vibração é facilmente explicável considerando que o modelo com elementos de volume é uma representação mais realista da ponte, tendo pormenores geométricos que influenciam a resposta da estrutura. Com base nos resultados obtidos é possível validar o modelo com elementos de casca, procedendo-se assim para a análise modal deste modelo

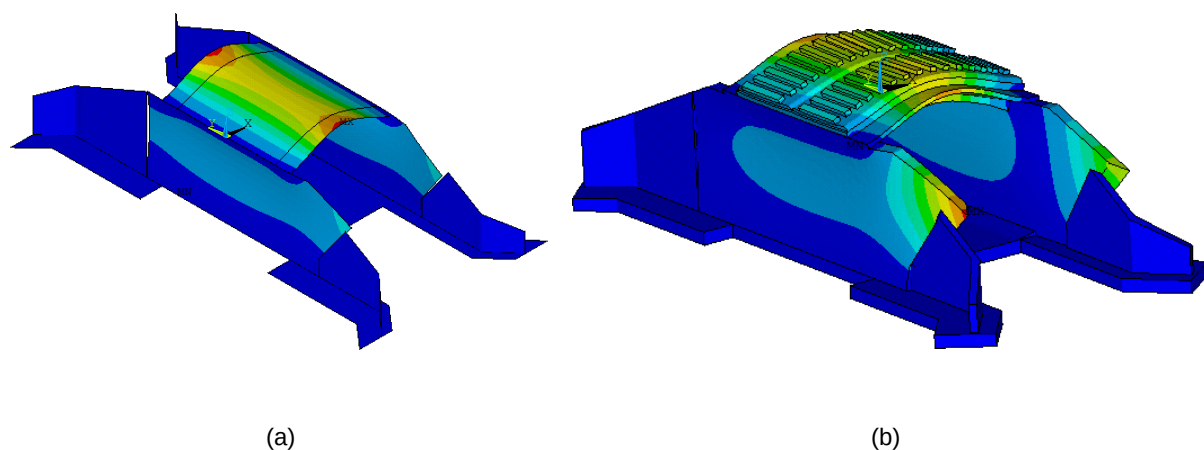


Figura 4.12 – Configuração do 1º modo de vibração: (a) modelo com elementos de casca sem solo e (b) modelo com elementos de volume sem solo

Quadro 4.5 – Comparação entre parâmetros de ambos os modelos sem solo da Ponte de Sangalhos

Modelo	Massa (t)	1º modo de vibração (Hz)	2º modo de vibração (Hz)	3º modo de vibração (Hz)
Elementos de casca	8827.7	18.05	24.38	43.44
Elementos de volume	8897.1	19.67	25.61	42.01

4.2.3.2. Análise modal do modelo com elementos de casca

Com base nos resultados obtidos na análise modal do modelo com elementos de volume, foi possível utilizar os valores das propriedades do solo, que foram alvo de uma calibração na subsecção 4.2.2.1, para atualizar o modelo com elementos de casca.

Utilizando o módulo de elasticidade do solo de 520 MPa e o correspondente módulo de elasticidade do balastro 120 MPa e as propriedades dos materiais que são iguais ao modelo com elementos de volume, foi possível obter as frequências dos modos de vibração em estudo. O módulo de elasticidade do solo tem um papel ativo na resposta modal do modelo através das molas-amortecedores empregues nas paredes da estrutura no modelo (ver subsecção 3.4.2).

Na Figura 4.13 estão ilustradas as configurações dos diferentes modos de vibração do modelo com elementos de casca, com a adição da modelação do solo.

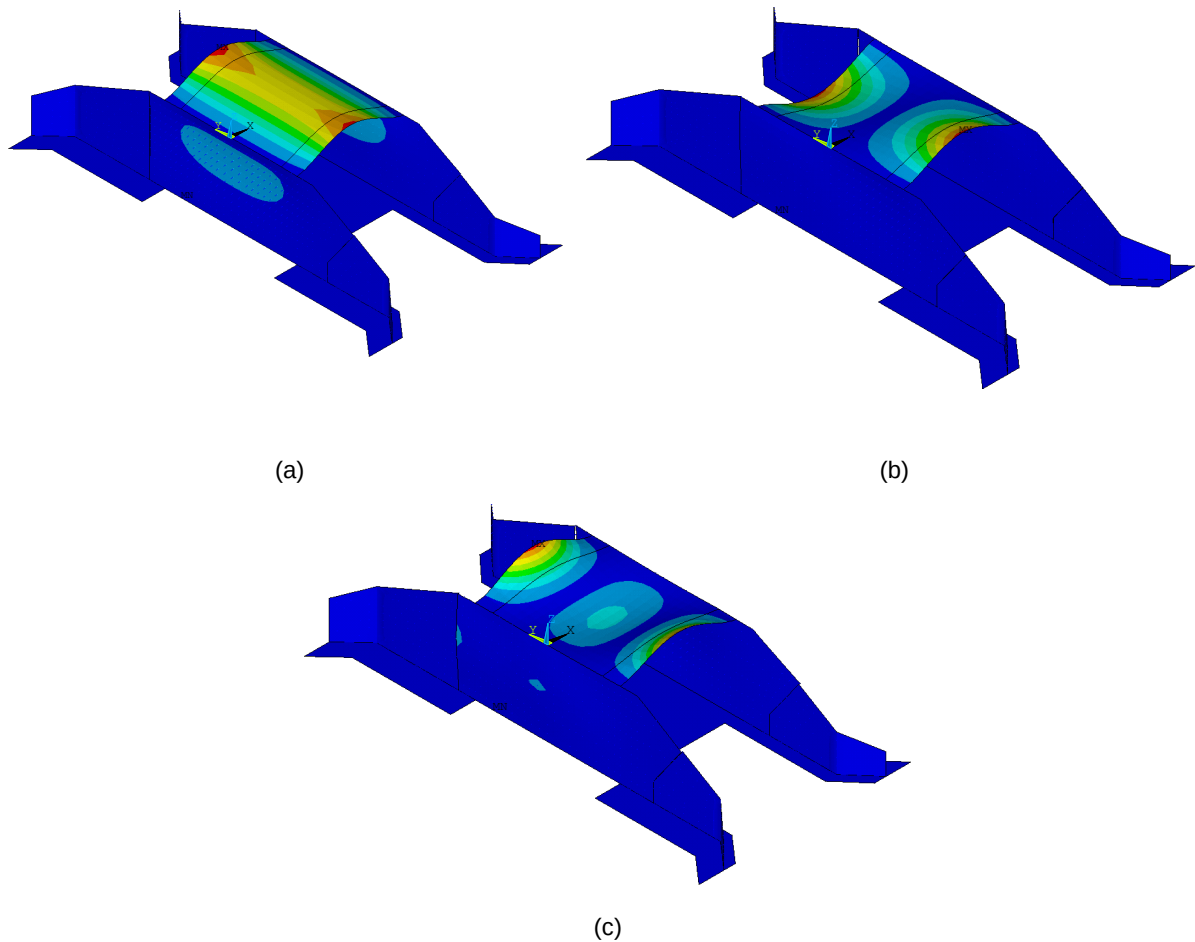


Figura 4.13 – Configuração dos principais modos de vibração do modelo com elementos de casca com solo: (a) 1º modo, (b) 2º modo e (c) 3º modo

No Quadro 4.6 estão indicadas as frequências do modelo com elementos de casca com o solo modelado em comparação com as frequências naturais da ponte de Sangalhos e as frequências numéricas do modelo com elementos de volume.

Quadro 4.6 – Comparação das frequências numéricas e experimentais

Modo de vibração	Frequência Natural [Hz]	Frequência Numérica (Modelo com elementos de casca) [Hz]	Frequência Numérica (Modelo com elementos de volume) [Hz]
1º modo de vibração	20.87	19.45	20.92
2º modo de vibração	31.21	25.82	28.94
3º modo de vibração	48.67	44.46	45.17

Comparando em primeiro lugar as frequências do modelo com elementos de casca com o solo modelado e sem o solo modelado, é possível verificar que com o solo modelado, a rigidez do sistema aumenta e assim sendo a frequência também aumenta. Este fenómeno acontece nos 3 modos de vibração. As frequências numéricas do modelo com elementos de casca com o solo aproximam-se significativamente das frequências obtidas experimentalmente, havendo uma maior discrepância de valores no 2º e 3º modo de vibração.

Com estes resultados é possível afirmar que o modelo com elementos de casca é uma boa representação da ponte de Sangalhos visto que é possível obter resultados precisos o suficiente, com as propriedades dos materiais bem calibradas, sendo a principal vantagem deste tipo de modelo o custo computacional reduzido. No modelo com elementos de volume uma análise modal demora cerca de 10 minutos, enquanto no modelo com elementos de casca uma análise modal demora 10 segundos. O modelo com elementos de casca representa bem em termos de análises modais a ponte de Sangalhos, razão pela qual será usado nas análises dinâmicas apresentadas na secção 4.3.

Assim, no ponto de vista de características modais e frequências, o modelo com elementos de casca está validado.

4.3. VALIDAÇÃO DO MODELO COM BASE EM ENSAIOS DE VIBRAÇÃO FORÇADA

4.3.1. ENSAIOS COM O TRÁFEGO FERROVIÁRIO

Para este ensaio foi utilizado um *setup* com 5 pontos de medição fixos ilustrados na Figura 4.14 (IN2TRACK2 Report (2018)). Foram utilizados acelerómetros piezoelétricos com uma gama de medição de ± 5 g com o objetivo de captar a resposta dinâmica da ponte devida à passagem do comboio, instalados no tabuleiro da ponte. Também foram utilizados sensores óticos que foram instalados nas travessas, 2 em cada via nas secções de entrada e saída, para detetar a passagem dos eixos do comboio, de modo a estimar a velocidade do comboio e o espaçamento dos eixos.

Estes sensores são necessários para detetar com precisão o instante da passagem do último eixo do comboio quando sai da ponte. Esta precisão é decisiva para estimar o começo do movimento de vibração livre da ponte, bem como para estimar a velocidade do comboio no instante da passagem pela ponte. Neste caso particular, obteve-se uma velocidade de circulação sobre a ponte de Sangalhos de 216.5 km/h.

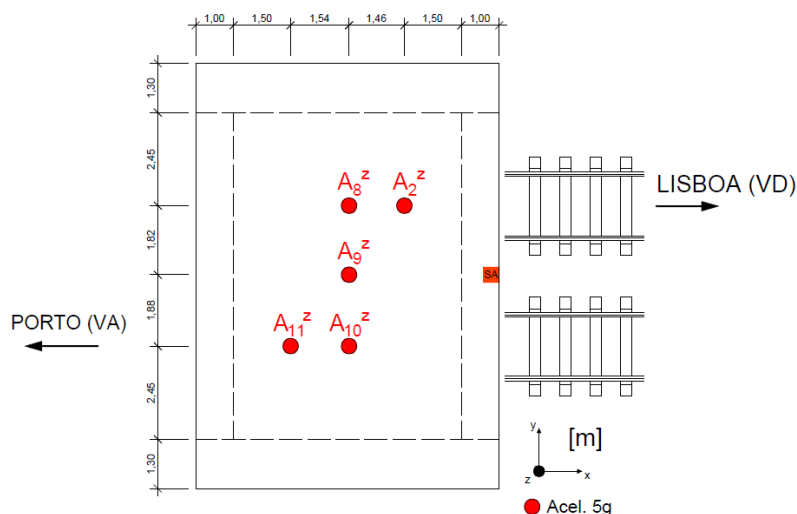


Figura 4.14 – *Setup* dos acelerómetros do ensaio com tráfego ferroviário (Saramago et al. (2022))

4.3.2. METODOLOGIA DA ANÁLISE DINÂMICA: *VEHICLE STRUCTURE INTERACTION*

Neste presente trabalho as análises dinâmicas foram realizadas através de uma ferramenta de interação de veículo-estrutura denominada “VSI - *Vehicle Structure Interaction*”, desenvolvida por Montenegro et al. (2015). Este método considera que o comboio está acoplado à estrutura através de equações de compatibilidade que conectam o elemento de contacto roda-carril, ligado ao veículo, à via presente no modelo da ponte. As equações de compatibilidade são adicionadas ao sistema de equações de equilíbrio que governam o movimento do sistema comboio-estrutura, criando um sistema único de equações com deslocamentos a e forças de contacto X como incógnitas, presentes no sistema de equações seguinte:

$$\begin{bmatrix} \bar{K} & \bar{D} \\ \bar{H} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta a_F^{i+1} \\ \Delta X^{i+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \psi(a^{t+\Delta t,1}, X^{t+\Delta t,1}) \\ \bar{r} \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

onde $\bar{K}$ é a matriz de rigidez efetiva do sistema veículo-estrutura, $\bar{D}$ e $\bar{H}$ são as matrizes de transformação que associam as forças de contacto e os deslocamentos, respetivamente, no sistema de coordenadas local dos elementos de contacto com o sistema de coordenadas global, ψ é o vetor das forças residuais e $\bar{r}$ é o vetor das irregularidades da via que existem na superfície de contacto entre roda e carril. Em virtude de as irregularidades serem introduzidas diretamente nas equações de compatibilidade, não é necessário modelar as irregularidades no modelo de elementos finitos, simplificando assim o modelo da via. Devido à natureza não linear das características do modelo de contacto roda-carril, é necessária uma solução incremental para resolver o sistema de equações 4.2, sendo Δa o incremento de deslocamentos nodais e ΔX o incremento das forças de contacto.

Esta ferramenta numérica, que aborda o problema da superfície de contacto através de um modelo de contacto carril-roda adequado, importa as matrizes de rigidez da estrutura e do comboio desenvolvidos no ANSYS®, possibilitando o estudo de estruturas com qualquer grau de complexidade de forma eficiente. A ferramenta foi diretamente programada no software de cálculo MATLAB®.

A Figura 4.15 ilustra a estrutura da ferramenta VSI e os resultados possíveis que podem ser obtidos através das análises dinâmicas efetuadas com a ferramenta numérica.

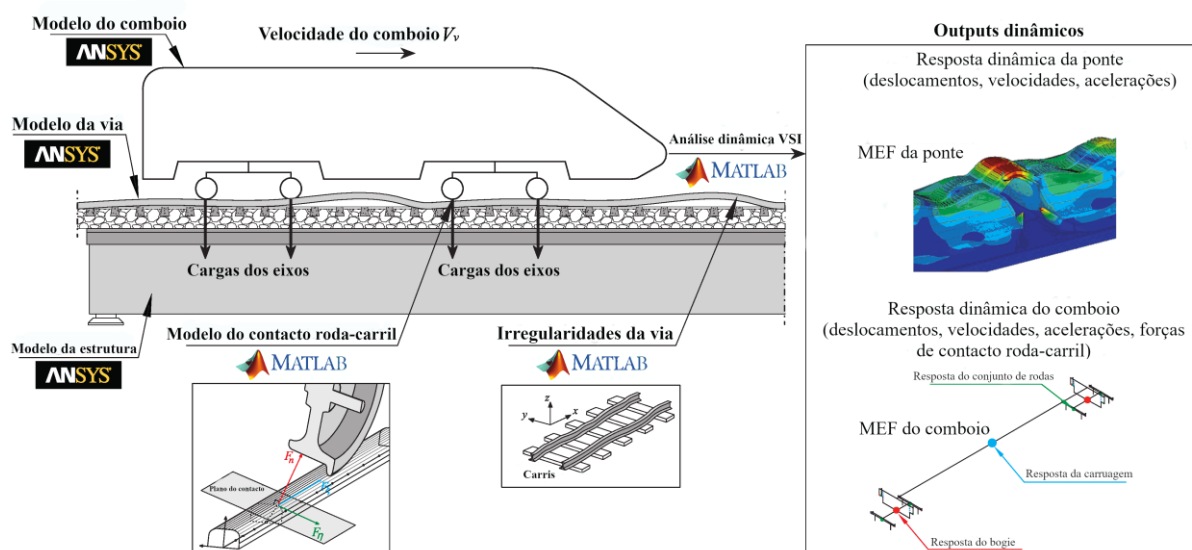


Figura 4.15 – Análise da interação veículo-estrutura efetuada pela ferramenta VSI (adaptado de Saramago et al. (2022))

4.3.3. VALIDAÇÃO DA RESPOSTA NUMÉRICA ATRAVÉS DA ANÁLISE DINÂMICA

De forma a validar a modelo com elementos de casca da ponte de Sangalhos efetuou-se uma análise dinâmica para a velocidade experimental do comboio de 216.5 km/h, de forma a obter resultados das acelerações na ponte. Os resultados obtidos referem-se à resposta dinâmica da ponte a meio vão sob a via correspondente ao sentido Porto-Lisboa, conforme a Figura 4.16.

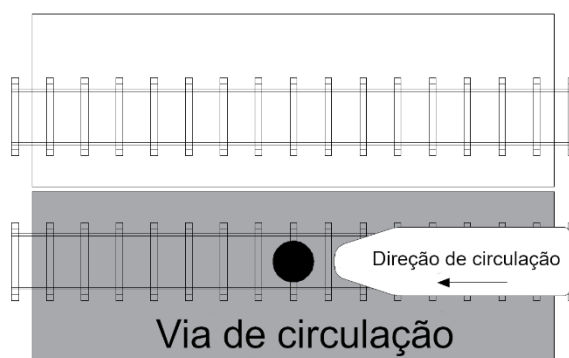


Figura 4.16 – Ponto da extração da resposta dinâmica em acelerações

Numa primeira instância analisaram-se os resultados experimentais obtidos na campanha experimental. Na Figura 4.17 está representado graficamente a aceleração do tabuleiro da ponte de Sangalhos com a passagem do Alfa Pendular, a uma velocidade de 216.5 km/h.

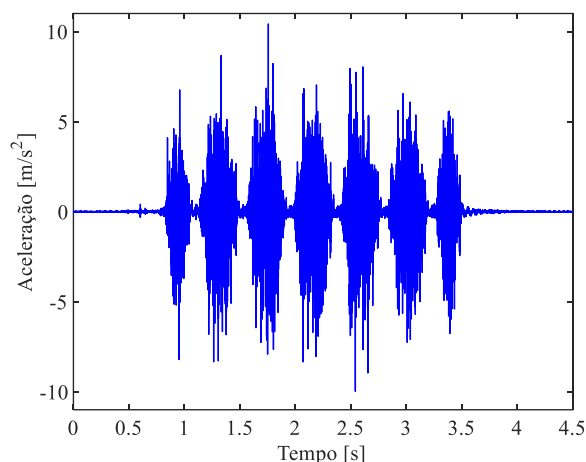


Figura 4.17 – Aceleração experimental da ponte para a velocidade de 216.5 km/h

Com uma aceleração máxima de 10.42 m/s², é possível identificar, através da Figura 4.17, os 7 grupos de eixo de aceleração provocados pelos conjuntos de bogies presentes nas 6 carruagens que compõe o Alfa Pendular.

De forma a identificar os principais modos de vibração que contribuem para a resposta medida experimentalmente foi analisada a resposta no domínio da frequência através de uma *Fast Fourier Transform* (FFT), presente na Figura 4.18.

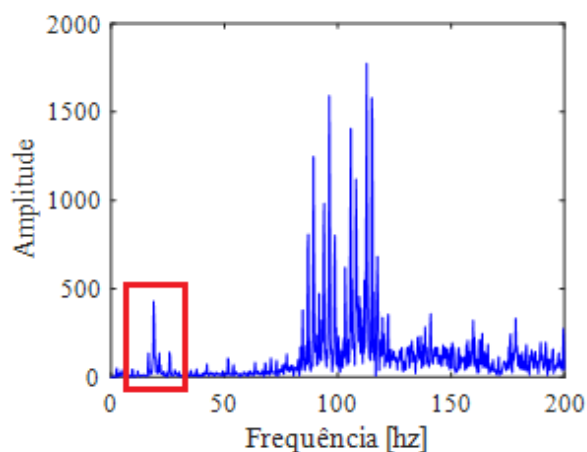


Figura 4.18 – FFT da aceleração experimental da ponte para a velocidade de 216.5 km/h

Através da análise do Figura 4.18 é possível verificar que existem picos de amplitude muito elevados acima dos 100 Hertz, sendo que as frequências experimentais dos principais modos de vibração têm valores muito inferiores. Estas amplitudes correspondem a possíveis modos locais que interferem bastante com a resposta e com eventual ruído do acelerómetro que terá de ser investigado com mais detalhe no futuro. Na Figura 4.18 está evidenciado, através da caixa vermelha, o pico de amplitudes

correspondente à frequência do modo de vibração principal (na ordem dos 20 Hz). Assim existe a necessidade de utilizar um filtro de forma a eliminar a contribuição nas acelerações pelas frequências elevadas e assim focar o estudo na gama de frequências de interesse.

A norma EN 1990-Anexo A2 (2001) sugere vários parâmetros como valor limite do filtro para a análise do critério de instabilidade do balastro tais como: 30 Hz, 1.5 vezes o modo de vibração fundamental ou a frequência do 3º modo de vibração. Decidiu-se utilizar o valor da frequência do 3º modo de vibração, como limite do filtro, de forma a isolar a contribuição dos principais modos de vibração estudados. O filtro utilizado foi um filtro Butterworth do tipo passa baixo de ordem 10.

Com base no discutido anteriormente, aplicou-se o filtro com uma frequência de corte do 3º modo de vibração dos resultados dinâmicos das acelerações numéricas e experimentais. As irregularidades da via foram tidas em conta na análise dinâmica, tendo-se utilizado um perfil gerado artificialmente correspondente a um cenário de boa condição da via. Na Figura 4.19 está representado a sobreposição do registo das acelerações experimentais e numéricas.

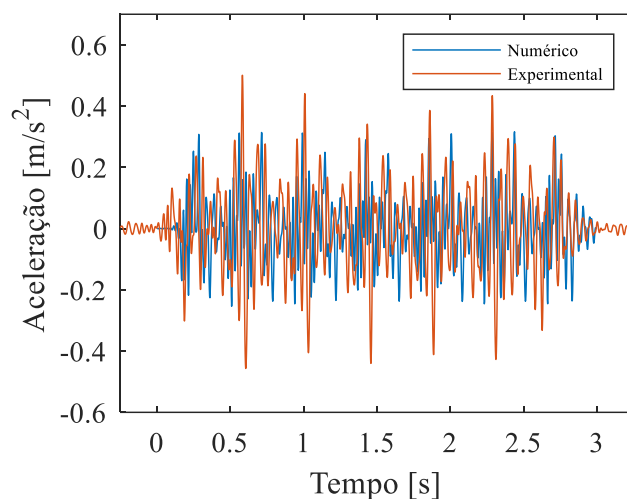


Figura 4.19 – Comparação dos resultados experimentais e numéricos da aceleração vertical do tabuleiro sujeito à passagem do Alfa Pendular a 216.5 km/h

Tal como mostra na Figura 4.19, os registos das acelerações numéricas estão com uma boa concordância face aos registos medidos experimentalmente no ensaio de vibração forçada. É de reparar que os registos da aceleração numérica são menores que os registos da aceleração experimental devido ao facto de o modelo abordar a interação solo-estrutura de forma simplificada com um sistema mola-amortecedor. O aspeto da influência das molas-amortecedores na resposta dinâmica da ponte será estudado e discutido mais profundamente na secção 4.3.5 da presente dissertação.

4.3.4. RESPOSTA DINÂMICA DO ALFA PENDULAR

Uma das principais vantagens da ferramenta numérica VSI é a consideração da interação comboio-estrutura. De forma a entender o comportamento dinâmico do Alfa Pendular, foi analisado a resposta dinâmica nos seguintes pontos: centro de gravidade do eixo, centro de gravidade do bogie e o centro de gravidade do caixa do comboio (Figura 4.20). Desta forma é possível acompanhar os efeitos de amortecimento presentes no sistema de suspensões do comboio.

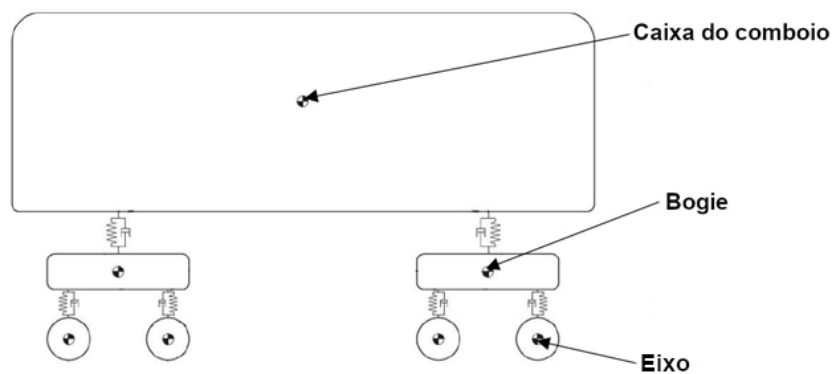


Figura 4.20 – Pontos de análise dinâmica do Alfa Pendular

Com base na Figura 4.21 é possível de verificar a eficiência das suspensões primárias e secundárias do Alfa Pendular. É perceptível os níveis de suspensão quando avaliamos a resposta a cada nível do comboio: no eixo a aceleração é maior pelo facto das rodas sentirem diretamente os efeitos da interação roda-carril sem qualquer tipo de filtragem proveniente das suspensões; no bogie a aceleração diminui substancialmente devido às suspensões primárias; e por último na caixa do comboio a aceleração é bastante pequena visto que a resposta dinâmica na caixa é amortecida por um sistema de suspensão composto por uma suspensão primária e uma secundária.

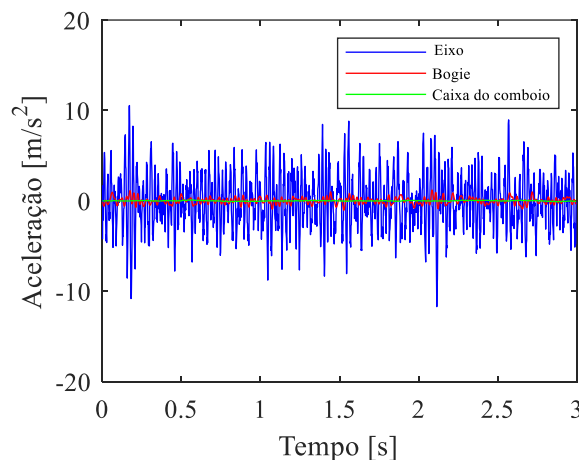


Figura 4.21 – Comparação das acelerações sentidas no eixo, bogie e caixa do comboio do Alfa Pendular

4.3.5. INFLUÊNCIA DO SOLO NO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE

Sendo o objetivo principal da dissertação estudar a influência do solo na resposta da estrutura, foi realizada uma análise dinâmica com o mesmo procedimento adaptado na secção 4.3.3. Porém, foi utilizado o modelo com elementos de casca sem a contribuição do comportamento solo através das molas-amortecedores, ao invés do modelo com elementos de casca utilizado na secção anterior.

Como já foi estudado na secção 4.2.3, a interação solo-estrutura tem papel importante na resposta modal da ponte de Sangalhos. Com a modelação do solo, a resposta modal aproxima-se da resposta experimental realizada através dos ensaios. Desta forma era de esperar que os resultados das análises dinâmicas

tivessem o mesmo efeito na resposta dinâmica da ponte. Na Figura 4.22 estão representados graficamente as acelerações do tabuleiro a meio vão da via de circulação dos resultados experimentais e numéricos do modelo com solo e sem solo.

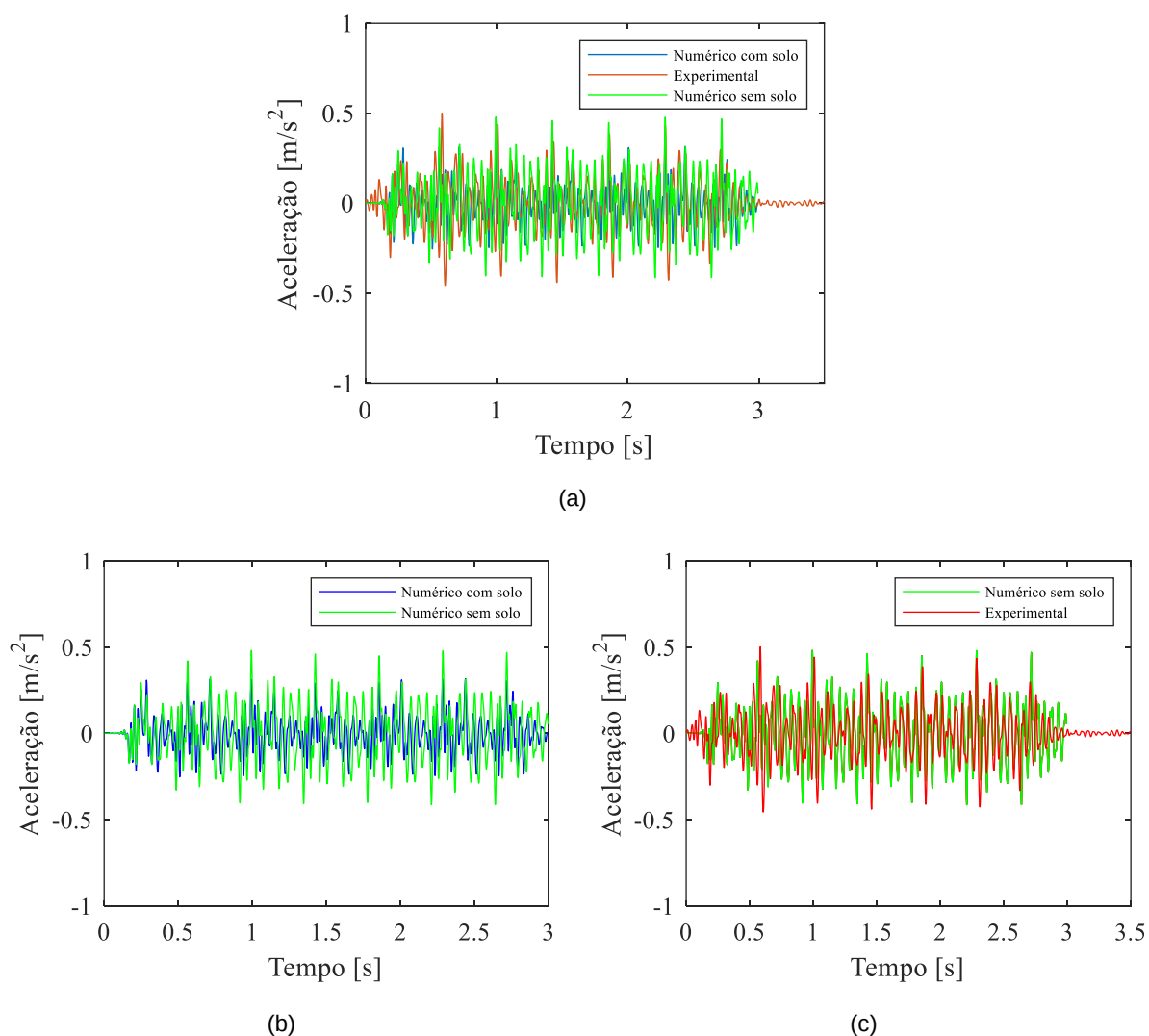


Figura 4.22 – Comparação das acelerações verticais experimentais e numéricas do tabuleiro sujeito à passagem do Alfa Pendular: (a) Numérico com solo-Experimental-Numérico sem solo, (b) Numérico com solo-Numérico sem solo e (c) Numérico sem solo-Experimental

Com base na figura anterior, é possível perceber que o efeito do solo na resposta dinâmica é evidente. A consideração do solo no modelo reduz os registos de aceleração do tabuleiro devido ao facto do solo amortecer o sistema. Um pormenor importante na Figura 4.22 é a zona de vibração livre após a passagem do Alfa Pendular. Na resposta do modelo com elementos de casca com solo, apesar das amplitudes máximas não estarem a ser tão bem apanhadas (o modelo necessita de uma calibração mais rigorosa, com algoritmos mais avançados), este modelo consegue capturar de forma mais realista o decaimento da resposta na zona de vibração livre, que ocorre depois da saída do comboio da ponte. Isto prova que este modelo é mais realista pois está a capturar o amortecimento adicional importante, proveniente desta fonte de amortecimento (solo). Já sem solo, apesar das amplitudes serem mais altas, existe uma clara falha no que diz respeito ao amortecimento, uma vez que o decaimento é subestimado.

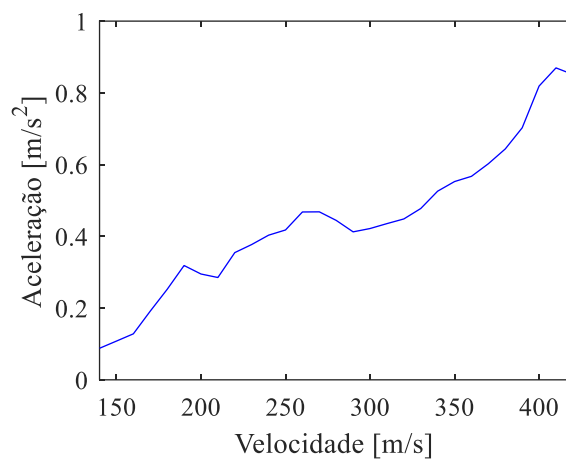
Sucintamente, o comportamento do solo na resposta dinâmica da ponte de Sangalhos é extremamente relevante para a correta análise dinâmica deste tipo de pontes sendo que, a não inclusão do comportamento do solo no modelo numérico da ponte leva a uma resposta dinâmica sobrevalorizada em relação ao resultado experimental. Ainda é possível concluir que, neste presente trabalho, a resposta dinâmica do modelo com solo é ligeiramente menor que a resposta dinâmica experimental, ou seja, para uma resposta mais realista era necessário um maior trabalho de calibração no modelo. Realizar um estudo mais preciso das propriedades dinâmicas geotécnicas do solo envolvente aproximaria os registos dinâmicos numéricos aos registos dinâmicos experimentais.

4.3.6. ANÁLISE DINÂMICA PARAMÉTRICA

4.3.6.1. Análise dinâmica paramétrica da estrutura

Com a finalidade de compreender melhor a resposta dinâmica do sistema comboio-estrutura em estudo, foi efetuado um estudo paramétrico onde se considerou velocidades compreendidas entre os 140 km/h e 420 km/h, com intervalos de 10km/h. Usualmente a velocidade de projeto de pontes ferroviárias é de 350 km/h, no entanto, considerando um fator de incerteza de 1.2, perfaz os 420 km/h anteriormente mencionados. A velocidade mínima de circulação imposta é 40 m/s, que corresponde aos 140 km/h anteriores mencionados.

Na Figura 4.23 está representado a evolução das acelerações máximas de cada velocidade estudada e os gráficos das acelerações máximas e mínimas correspondentes às velocidades 410 km/h e 140 km/h, respetivamente.



(a)

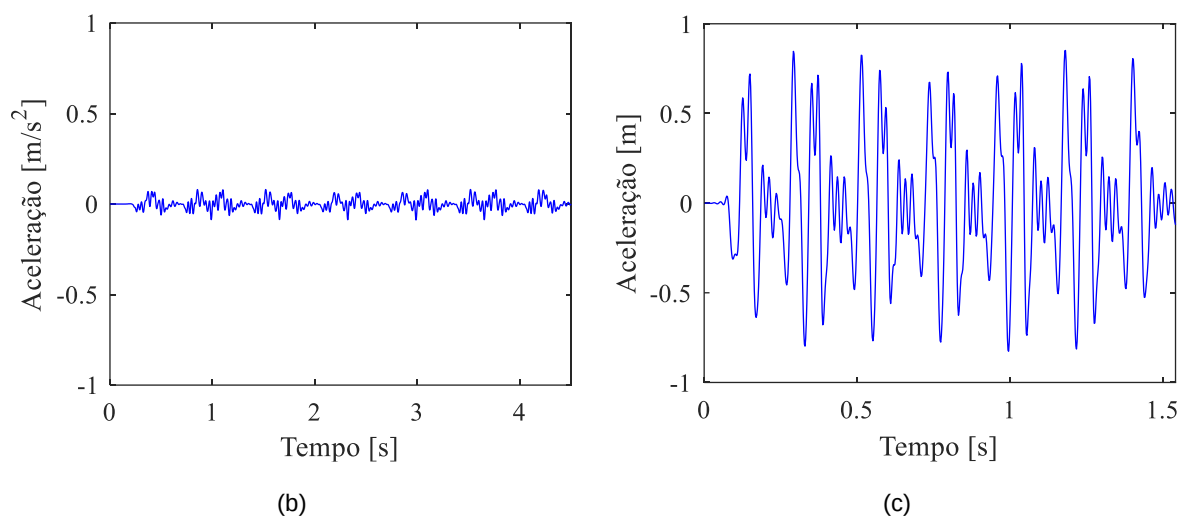
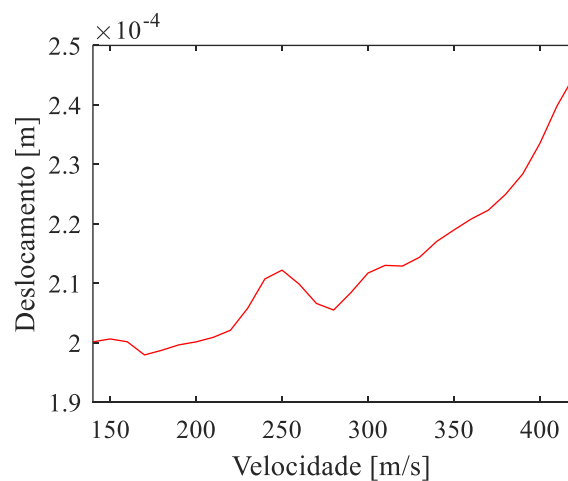


Figura 4.23 – Acelerações registradas para diferentes velocidades: (a) máximos registrados para velocidades de circulação entre 140 e 420 km/h e respostas temporais para os casos de velocidade de (b) 140 km/h e (c) 410 km/h

Com aceleração máxima de 0.87 m/s^2 e aceleração mínima de 0.09 m/s^2 associadas às velocidades 410 e 140 km/h respectivamente, a tendência é o crescimento das acelerações à medida que as velocidades também crescem. Em ambas as situações os registros de aceleração do tabuleiro encontram-se abaixo do valor máximo de aceleração 3.5 m/s^2 estabelecida pela norma EN 1990-Anexo A2 (2001).

Na Figura 4.24 estão destacados os deslocamentos máximos para cada velocidade bem como os valores de deslocamentos correspondentes. Neste caso, os deslocamentos máximos de cada velocidade têm os mesmos comportamentos que as acelerações, aumentado à medida que as velocidades também aumentam. Os valores máximos e mínimos do deslocamento vertical do tabuleiro são, respectivamente, 2.45 mm e 1.98 mm.



(a)

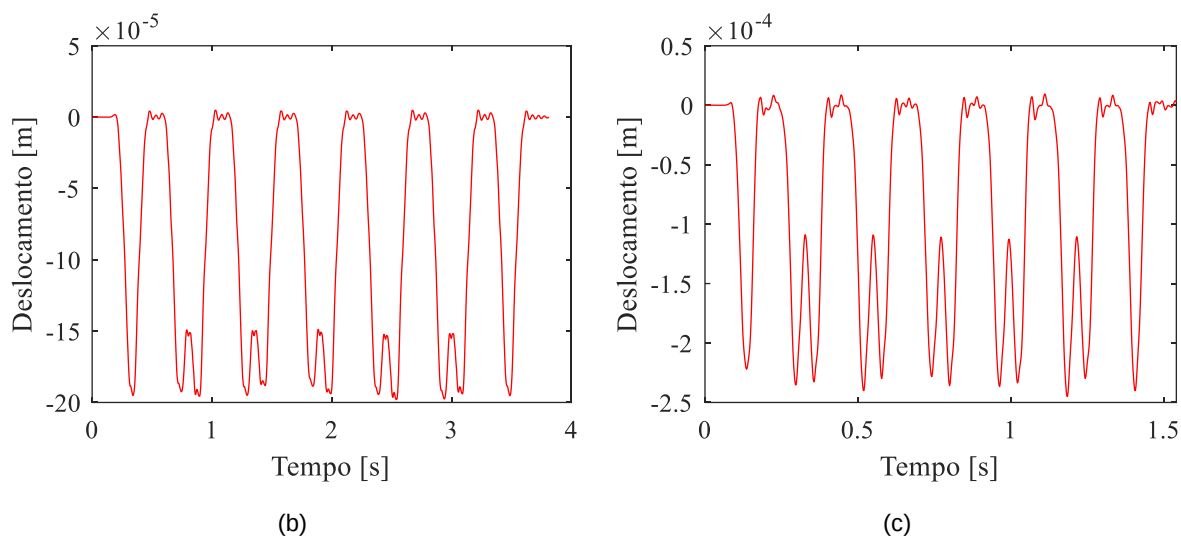


Figura 4.24 – Deslocamentos registados para diferentes velocidades: (a) Entre 140 e 420 km/h, (b) 170 km/h e (c) 420 km/h

É de constatar que tanto no gráfico das acelerações máximas, como no gráfico os deslocamentos máximos, existe um pico ligeiro, mais predominante no gráfico dos deslocamentos, na zona da velocidade de 250 km/h. Este facto poderá indicar a existência de uma velocidade de ressonância da ponte.

4.3.6.2. Análise dinâmica paramétrica do comboio

Seguindo a mesma metodologia do estudo na secção 4.3.6.1, efetuou-se uma análise, através da parametrização das velocidades de circulação do Alfa Pendular, das acelerações sentidas nos vários componentes do comboio: eixo, bogie e caixa do comboio.

Na Figura 4.25 está representado a evolução das acelerações máximas de cada componente do comboio, eixo, bogie e caixa do comboio, ao longo das velocidades avaliadas.

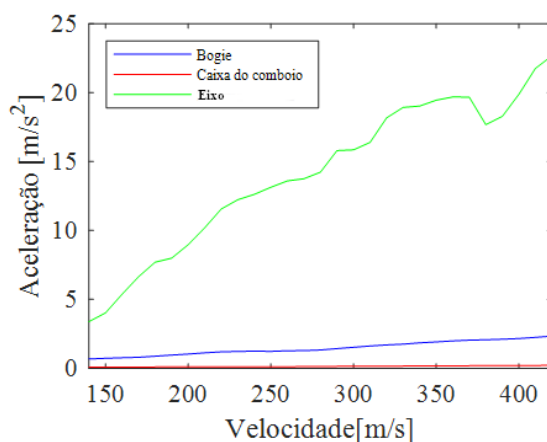


Figura 4.25 – Evolução das acelerações máximas dos componentes do comboio ao longo do intervalo de velocidades

É notável a discrepância da evolução das acelerações entre o eixo e o bogie e a caixa do comboio. Através da análise da Figura 4.25 é possível compreender o efeito de amortecimento presente nas suspensões do comboio, sendo que na caixa do comboio e no bogie a evolução da aceleração máxima é gradual e praticamente constante ao longo das velocidades, ao invés das acelerações máximas sentidas no eixo.

As suspensões primárias e secundárias do Alfa Pendular têm um comportamento bastante importante no amortecimento da aceleração sentida na caixa do comboio, tornando assim mais confortável e mais segura a viagem dos passageiros presentes dentro da caixa do comboio.

4.3.6.3. Velocidades de ressonância

Como já foi abordado no capítulo 2, o fenómeno de ressonância ocorre quando a velocidade do comboio é coincidente com a velocidade de ressonância, assim amplificando a reposta dinâmica e consequentemente criando possíveis danos graves à estrutura. Para uma estrutura isostática, as velocidades de ressonância podem ser aferidas através das equações 2.9 e 2.10. No caso de estudo presente, a estrutura é hiperestética tornando a análise das velocidades de ressonância mais complicada.

No entanto, a configuração do 1º modo de vibração da ponte de Sangalhos é idêntico à configuração do modo de flexão de uma viga simplesmente apoiada. Assim é possível realizar uma análise às velocidades de ressonância de uma forma expedita. Utilizando as equações 2.9 e 2.10 obteve-se o Quadro 4.7

Quadro 4.7 – Velocidades de ressonância para o 1º e 2º modo de vibração [m/s]

Modo de vibração	i=1	i=2	i=3	i=4	i=5	i=6	i=7	i=8	i=9
1º modo de vibração (19.45 Hz)	1814	907	605	453	363	302	259	227	202
2º modo de vibração (25.82 Hz)	2407	1204	802	602	481	401	344	301	267

Considerou-se o 1º e o 2º modo de vibração para a análise das velocidades de ressonância dado que, com a passagem do comboio, a estrutura tenderá a fletir de acordo com a configuração do 1º modo e também, devido ao facto de a via-férrea ser composta por duas vias, a passagem do comboio implementará torção ao tabuleiro, de acordo com a configuração do 2º modo de vibração. Para um d igual a 25.9 m, que corresponde ao espaçamento principal entre eixos do Alfa Pendular, e considerando as frequências numéricas do 1º e 2º modo de vibração e i igual a 1 até 9, obtiveram-se as velocidades de ressonância presentes no Quadro 4.7. É possível verificar que existem velocidades de ressonância que se aproximam das velocidades estudadas na análise paramétrica, como por exemplo a velocidade de 259 km/h para o 1º modo e a velocidade 301 km/h para o 2º modo de vibração. Observando o gráfico 4.23a, é possível identificar picos de aceleração nas velocidades anteriormente mencionadas, confirmando assim a sua influência na resposta dinâmica.

Estas velocidades podem se tornar críticas para a ocorrência do fenómeno de ressonância na estrutura. Porém, por serem velocidades de ressonância de uma ordem elevada, a sua importância é bastante menor porque a energia presente em cada velocidade de ressonância vai-se dissipando ao longo dos harmónicos.

5

CONCLUSÕES E INVESTIGAÇÕES FUTURAS

5.1. CONCLUSÕES

A presente tese de mestrado contribuiu para um melhor conhecimento do fenómeno da interação solo-estrutura em pontes integrais ferroviárias. Com base nos resultados obtidos nos capítulos anteriores, foram retiradas conclusões sobre o efeito dinâmico na interação solo-estrutura e são apresentadas sugestões para investigações futuras neste âmbito de estudo.

Um objetivo desta dissertação foi o de obter uma compreensão mais ampla das diferentes interações solo-estrutura e o seu impacto na resposta dinâmica induzida por um comboio numa ponte integral ferroviária. Através de um código APDL, foi possível modelar o sistema solo-estrutura e assim avaliar o comportamento modal da ponte, tendo em especial atenção o 1º modo de vibração, o 2º modo de vibração e o 3º modo de vibração da ponte. Dos resultados apresentados é estabelecido que a interação solo-estrutura é fundamental para esta categoria de pontes, em particular, para esta ponte de vão curto. A resposta modal da ponte, em particular o 1º modo de vibração, é fortemente influenciada pelo solo envolvente, uma vez que este movimento é, em grande medida, regido pelo movimento das paredes laterais.

Através de uma calibração foi possível identificar os parâmetros necessários para que os resultados numéricos fossem coerentes com os resultados experimentais.

Um segundo objetivo foi o de investigar a conformidade entre o modelo com elementos de casca e o modelo completo, de forma a obter modelos mais apropriados para fins práticos de projeto. A boa concordância entre os modelos indica que a abordagem do modelo com elementos de casca é promissora e possível de implementar na realidade. Um inconveniente que pode estar presente nos modelos é a incerteza nas propriedades dos materiais, mais especificamente do solo. Como as características geotécnicas dependem da não homogeneidade do solo, como por exemplo o aumento do módulo de cisalhamento com a profundidade, existe a necessidade de avaliar corretamente estes parâmetros através de ensaios dinâmicos.

Com o propósito de entender melhor o comportamento dinâmico do solo, efetuou-se uma comparação no domínio das acelerações (para a velocidade do comboio experimental) entre os resultados experimentais e o modelo com elementos de casca considerando a presença do solo e também não a considerando, admitindo a velocidade do comboio experimental. Compreendeu-se que a influência do solo no comportamento dinâmico da estrutura era relevante para a correta análise do modelo. A não consideração do solo levaria a resultados sobrevalorizados da aceleração, o que em si leva a conclusões não realistas. O solo amortece a resposta dinâmica da estrutura, aproximando-a da experimental. Apesar da resposta numérica estar próxima da experimental, seria necessário uma melhor calibração do modelo

com elementos de casca para este representar ainda melhor os efeitos dinâmicos do sistema solo-estrutura.

A análise paramétrica das velocidades salientou o papel amortecedor das suspensões primárias e secundárias presentes no Alfa Pendular, visto que reduzem bastante a aceleração sentida no eixo até à caixa do comboio e que não são atingidas velocidades de ressonância com energia suficiente para causar danos estruturais à ponte.

A consideração da influência da interação solo-estrutura nas análises dinâmicas de pontes integrais ferroviárias é decisiva. Assim, negligenciar o seu efeito levará a valores conservadores e pode levar a uma previsão irrealista da resposta dinâmica do sistema solo-estrutura. Desta forma podemos concluir que o modelo com elementos de casca é uma ótima metodologia de análise modal e dinâmica, podendo ser implementada em projetos de dimensionamento e análise dinâmica pois é possível obter resultados fidedignos.

5.2. INVESTIGAÇÕES FUTURAS

Para uma investigação contínua neste campo de estudo, as sugestões seguintes podem ser implementadas:

- Para futuras investigações, especialmente para este tipo de pontes integrais ferroviárias, é essencial realizar ensaios para determinar com precisão as propriedades geotécnicas, como por exemplo a densidade do solo e a tipologia do terreno, e propriedades dinâmicas do solo, para uma resposta da ponte mais aproximada da realidade.
- Na presente dissertação, o processo de calibração foi realizado de forma manual, o que tornou o processo menos eficiente e rigoroso. Seria relevante aplicar métodos que consigam otimizar de forma automática os modos numéricos aos experimentais a estudar no projeto. Desta forma seria possível analisar de forma mais expedita vários parâmetros inerentes ao sistema solo-estrutura.
- Efetuar análises dinâmicas no modelo com elementos de volume para um melhor entendimento dos resultados dinâmicas entre o modelo com elementos de casca e o modelo com elementos de volume.
- As análises somente incluíram o modelo numérico do Alfa Pendular, visto que os resultados experimentais são referentes à passagem do mesmo. Seria de interesse avaliar a resposta dinâmica de outros comboios de alta velocidade, como por exemplo o TGV, uma vez que, é expectável que este tipo de comboio, num futuro próximo, esteja presente na linha ferroviária portuguesa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

ANSYS®. Academic Research, Release 2023 R1. ANSYS Inc., Canonsburg, PA, USA, 2023.

Antolín, P., Goicolea, J.M., Oliva, J., Astiz, M.A. (2012). *Nonlinear train-bridge lateral interaction using a simplified wheel-rail contact method within a finite element framework*. Journal of Computational and Nonlinear Dynamics, 2012, 7(4), pp. 041014(1)-041014(9). DOI:10.1115/1.4006736.

Antolín, P. (2013). *Efectos dinámicos laterales en vehículos y puentes ferroviários sometidos a la acción de vientos transversales*. Phd Thesis. Universidad Politécnica de Madrid.

Ayasse, J.B., Chollet, H., Maupu, J.L. (2000). *Paramètres caractéristiques du contact roue-rail (rapport INRETS 225)*. INRETS, 2000, Paris, France.

Ayasse, J.B., Chollet, H. (2005). *Determination of wheel rail contact patch in semi-Hertzian conditions*. Vehicle System Dynamics, 2005, 43 (3), pp. 161-172. DOI:10.1080/00423110412331327193.

B

Barbosa, D. (2019). *Análise de Estabilidade de Comboios na Ponte Ferroviária de Alta Velocidade sobre o Rio Volga sob a Ação de Ventos Laterais Extremos*. Dissertação de Mestrado. FEUP

Bozzone, E., Pennestri, P., Salvini, P. (2011). *Dynamic analysis of a bogie for hunting detection through a simplified wheel-rail contact model*. Multibody System Dynamics, 2011, 25 (4), 429-460. DOI:10.1007/s11044-010-9233-8.

Bragança, C., Neto, J., Pinto, N., Montenegro, P.A., Ribeiro, D., Carvalho, H., Calçada, R. (2022). *Calibration and validation of a freight wagon dynamic model in operating conditions based on limited experimental data*. Vehicle System Dynamics, 2022, 60:9, 3024-3050. DOI:10.1080/00423114.2021.1933091

C

Carter, F.W. (1926). *On the action of a locomotive driving wheel*. Proceedings of the Royal Society of London A, 1926, 112. pp. 151-157. DOI:10.1098/rspa.1926.0100.

Chen, G., Zhai, W. (2011). *A new wheel/rail spatially dynamic coupling model and its verification*. Vehicle System Dynamics, 2004, 41 (4), pp. 301-322. DOI:10.1080/00423110412331315178.

Commission to the European Parliament, European Council, European Economic and Social Committee, and Committee of the Regions. The European Green Deal, 2019. URL <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/EN/ALL/?uri=COM%3A2019%3A640%3AFIN>.

D

Delgado, R., Santos, S.M. (1997). *Modelling of railway bridge-vehicle interaction on high-speed tracks*. Computers & Structures, 1997, 63(3), pp. 511-523. DOI:10.1016/S0045-7949(96)00360-4.

Doménech, A., Martínez-Rodrigo, M., Romero, A., Galvín, P. (2016). *On the basic phenomenon of soil-structure interaction on the free vibration response of beams: Application to railway bridges*. Engineering Structures, 72, 123-139.

E

EN 1990-Annex A2. (2001). *EN 1990 – EUROCODE: Basis of Structural Design – Annex A2: Application for bridges (Normative)*.

EN 1991-2. (2017). *Eurocódigo 1: Ações em estruturas – Parte 2: Ações de tráfego em pontes*.

ERRI D214/RP9. (1999). *ERRI D214/RP9 – Rail Bridges for Speeds >200km/h: Final Report*. European Rail Research Institute, Railway Technical Publications, Utrecht, 1999.

European Commission. *Why Rail?*. 2021b. URL https://europa.eu/year-of-rail/why-rail_en.

European Union Agency for Railways. *Fostering the railway Sector Through the European Green Deal*. Technical Report ERA1234, Valenciennes, 2020. URL https://www.era.europa.eu/content/report-fostering-railway-sector-through-european-green-deal_en.

F

Falomi, S., Malvezzi, M., Meli, E. (2010). *Multibody modelling of railway vehicles: Innovative algorithms for the detection of wheel-rail contact points*. Wear, 2010, 271 (1-2), pp. 453-461. DOI: 10.1016/j.wear.2010.10.039.

Frýba, L. (1996). *Dynamics of railway bridges*. Thomas Telford Ltd. Prague Czech Republic.

H

Hertz, H. (1882). *Ueber die Berührung fester elastischer Körper [On the contact of elastic solids]*. Journal für die reine und angewandte Mathematik, 1882, 92, pp. 156-171.

I

Ikzer, R. (2018). *Dynamic Soil-Structure Interaction of a Portal Frame Railway Bridge – Numerical Analysis on a Case Study Bridge*. Master Thesis. KTH

IN2TRACK2 Report. (2018). *High speeds low cost bridges, background report*. Trafikverket, KTH, UPORTO.

J

Johnson, K.L. (1958). *The effect of a tangential contact force upon the rolling motion of an elastic sphere on a plane*. Journal of Applied Mechanics, 1959, 25, pp. 339-346.

K

Kalker, J.J. (1967). *On the rolling contact of two elastic bodies in the presence of dry friction*. PhD Thesis, Delft University of technology, Delft, The Netherlands.

Kalker, J.J. (1979). *The computation of three-dimensional rolling contact with dry friction*. International Journal of Numerical Methods in Engineering, 1979, 14 (9), pp. 1293-1307. DOI:10.1002/nme.1620140904.

Kalker, J.J. (1982). *A fast algorithm for the simplified theory of rolling contact*. Vehicle System Dynamics, 1982, 11 (1), pp. 1-13. DOI:10.1080/00423118208968684.

Kalker, J.J. (1996). *Book of tables for the Hertzian creep-force law*. 2nd Mini Conference on Contact Mechanics and Wear of Wheel/Rail Systems, In I. Zobory (Ed), 1996, Budapest, Hungary.

L

Lysmer, J. Kuhlemeyer, R. (1969). *Finite Dynamic Model for Infinite Media*. Journal of the Engineering Mechanics Division, August. 861-877, ASCE. San Francisco, California

M

MATLAB®. Release R2023a, The MathWorks Inc., Natick, MA, USA, 2023.

Moreira, M. (2021). *Análise Probabilística de Segurança de Circulação de Comboios de Alta Velocidade sobre Pontes Integrais*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Montenegro, P.A. (2008). *Comportamento Dinâmico de uma Ponte de Arco Existente Para Tráfego Ferroviário de Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado, FEUP.

Montenegro, P.A. (2015). *A methodology for the assessment of the train running safety on bridges*. Dissertação de Doutoramento, FEUP.

Montenegro, P.A., Neves, S., Calçada, R., Tanabe, M., Sogabe, M. (2015). *Wheel-rail contact formulation for analyzing the lateral train-structure dynamic interaction*. Computation Structures, 2015, 152, 200-214.

N

Neves, S.G.M., Azevedo, A.F.M., Calçada, R. (2012). A direct method of analysing the vertical vehicle-structure interaction. Engineering Structures, 2012, 33, 414-420. DOI: 10.106/j.engstruct.2011.10.010

Neves, S.G.M., Montenegro, P.A., Azevedo, A.F.M., Calçada, R. (2014). A direct method for analysing the nonlinear vehicle-structure interaction. Engineering Structures, 2014, 69, pp. 83-89. DOI: 10.1016/j.engstruct.2014.02.027

P

Pascal, J.P. (1993). *About multi-Hertzian contact hypothesis and equivalent conicity in the case of S1002 and UIC60 analytical wheel/rail profiles*. Vehicles System Dynamics, 1993, 22 (2), pp. 57-58. DOI:10.1080/00423119308969021.

Pinto, J. (2007). *Dinâmica de Pontes em Viga Caixão em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado. FEUP

Piotrowski, J., Chollet, H. (2005). *Wheel-rail contact models for vehicle system dynamics including multi-point contact*. Vehicle System Dynamics, 2005, 43 (6-7), pp 455-483.

DOI:10.1080/00423110500141144

Piotrowski, J., Ki, W. (2008). *A simplified model of wheel/rail contact mechanics for non-Hertzian problems and its application in rail vehicle dynamic simulations*. Vehicle System Dynamics, 2008, 46 (1-2), pp. 27-48. DOI:10.1080/00423110701586444.

Polach, O. (1999). *A fast wheel-rail forces calculation computer code*. Vehicle System Dynamics, 1999, 33, pp. 728-739.

Pombo, J. (2004). *A multibody methodology for railway dynamics application*. Dissertação de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

Pombo, J., Ambrósio, J., Silva, M. (2007). *A new wheel-rail contact model for railway dynamics*. Vehicle System Dynamics, 2007, 45 (2), pp. 165-189. DOI:10.1080/00423110600996017.

Q

Quost, X., Sebes, M., Eddhahak, A., Ayasse, J.B., Chollet, H., Gautier, P.E., Thouverez, F. (2006). *Assessment of a semi-Hertzian method for determination of wheel-rail contact patch*. Vehicle System Dynamics, 2006, 44 (10), pp. 789-814. DOI:10.1080/00423110600677948.

R

Rebelo, C., Rigueiro, C., Simões da Silva, L. (2007a). *Dynamic behaviour of short span ballasted railway bridges*. Proceedings of 1st International Operational Analysis Conference. 2005, Copenhagen, Denmark.

Rebelo, C., Simões, L., Rigueiro, C., Pircher, M. (2008). *Dynamic behaviour of twin single-span ballasted railway viaducts- Field measurements and modal identification*. Engineering Structures, 30 (9), 2008, ISSN 0141-0296.

Ribeiro, D., Calçada, R., Delgado, R., Brehm, M., Zabel, V. (2012). *Finite element model updating of a bowstring-arch railway bridge based on experimental modal parameters*. Engineering Structures, 40, 2012, 413-435.

Rigueiro, M. (2007). *Avaliação dos Efeitos Dinâmicos em Pontes Ferroviárias de Alta Velocidade de Pequeno e Médio Vão*. Dissertação de Doutoramento. FCTUC.

Romero, A., Solís, M., Domínguez, J., Galvín, P. (2013). *Soil-structure interaction in resonant railway bridges*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2013, 47, pp 108-116. DOI: 10.1016/j.soildyn.2012.07.014.

S

Saramago, Gabriel., Montenegro, P.A., Ribeiro, D., Silva, A., Santos, S., Calçada, R. (2022). *Experimental Validation of a Double-Deck Track-Bridge System under Railway Traffic*. Sustainability, 2022, 14, 5794. <https://doi.org/10.3390/su14105794>

Shabana, A., Tobaa, M., Sugiyama, H., Zaazaa, K.E. (2005). *On the computer formulations of the wheel/rail contact problem*. Nonlinear Dynamics, 2005, 40 (2), pp. 169-193. DOI:10.1007/s11071-005-5200-y.

Shabana, A., Zaazaa, K.E., Sugiyama, H. *Railroad vehicle dynamics: A computational approach*. CRC Press- Taylor & Francis Group, 2008, Boca Raton, FL, USA.

Shen, Z.Y., Hedrick, J.K., Elkins, J.A. (1983). *A comparison of alternative creep force models for rail vehicle dynamic analysis*. Vehicle System Dynamics, 1983, 12 (1-3), pp. 79-83. DOI:10.1080/00423118308968725.

Shift2Rail Joint Undertaking. (2020). *Multi-annual action plan*. Publications Office of the European Union, 2020, Luxemburgo, ISBN 978-92-95215-25-2

Sugiyama, H., Suda, Y. (2009). *On the contact search algorithms for wheel/rail contact problems*. Journal of Computational and Nonlinear Dynamics, 2009, 4 (4), pp. 041001(1).041001(7). DOI:10.1115/1.3187211.

T

Takemiya, H., Bian, X.C. (2007). *Shinkansen high-speed algorithms for wheel/rail contact problems*. Journal of computational and nonlinear dynamics, 4(4). 041001

U

UIC 776-1R. (2006). *Loads to be considered in railway bridge design*. 5th Edition. International Union of Railways, 2006, Paris, France.

UIC 776-1R. (1979). *Loads to be considered in the design of railway bridges. Technical Report*. International Union of Railways, 1979, Paris, France.

Ülker Kaustell, M., Karoumi, R., Pacoste, C. (2010). *Simplified analysis of the dynamic soil-structure interaction of a portal frame railway bridge*. Engineering Structures, 32(11), 3692-3698.

V

Vermeluen, P.J., Johnson, K.L. (1964). *Contact of nonspherical elastic bodies transmitting tangential forces*. Journal of Applied Mechanics, 1964, 31 (2), pp. 338-340. DOI:10.1115/1.3629610.

Virsta, R. (2022). *Análise Dinâmica de Segurança de Circulação de Comboios de Alta Velocidade sobre Pontes com Via Não-Balastrada*. Dissertação de Mestrado. FEUP

X

Xia, H., Guo, W., Wu, X., Pi, Y.L. Bradford, M.A. (2008). *Lateral dynamic interaction analysis of a train-girder-pier system*. Journal of Sound and Vibration, 2008, 318 (4-5), pp. 927-942. DOI: 10.1016/j.jsv.2008.05.002.

Y

Yang, Y.B., Yau, J.D. (1997). *Vehicle-bridge interaction element for dynamic analysis*. Journal of Structural Engineering, 1997, 123(11), ASCE, pp. 1512-1518. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:11(1512).

Yang, Y.B., Yau, J.D. (1997). *Vehicle-Bridge Interaction Dynamics, with Application to High-Speed Railways*. World Scientific, July 2004, Singapore.

Z

Zabel, V. Brehm, M. Bucher, C. (2007). *Seasonal changes of the dynamics of railway bridges with steel girders embedded in concrete*. Proceedings of EVACES'07: Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures. 2007, Porto

Zang, N., Xia, H., Guo, W. (2008). *Vehicle-bridge interaction analysis under high-speed trains*. Journal of Sound and Vibration, 2008, 309 (3-5), pp. 407-425. DOI: 10.1016/j.jsv.2007.07.064.

Zangeneh, A. Svedholm, C. Anedrsson, A. Pacoste, C. (2018). "*Identification of soil-structure interaction effect in portal frame railway bridge through full-scale dynamic testing*". Engineering Structures 159, 2018, 299-309, Elsevier, Stockholm, Sweden.

Zangeneh, A. (2021). "*Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis of High-Speed Railway Bridges*". Doctoral Thesis in Structural Engineering and Bridges. KTH.

