U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

ANÁLISE PROBABILÍSTICA DE SEGURANÇA DE CIRCULAÇÃO DE COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE SOBRE PONTES INTEGRAIS

MATHEUS ANTONIO MOREIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Coorientador: Doutor Pedro Aires Moreira Montenegro e Almeida

JULHO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@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

Fax +351-22-508 1440

✉ 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 Integrado em Engenharia Civil - 2020/2021 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021*.

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.

Aos meus pais

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador, o Professor Doutor Rui Calçada, pelo que me foi uma honra ter tido esta experiência com toda a sua simpatia e excelência como profissional.

Agradeço em especial ao meu co-orientador, o Doutor Pedro Montenegro, que me acompanhou durante todo o desenvolvimento desta dissertação e que, com muita paciência e didática, me ajudou a aprofundar os meus conhecimentos a respeito do campo da dinâmica das estruturas e me introduziu ao universo da programação.

Agradeço também aos Mestres Marco Antonio Peixer e Gonçalo Ferreira, pela disponibilidade e atenção em me ajudar a solucionar os problemas que surgiram ao longo deste processo.

Aos meus pais, Neide Moreira e Jairo Moreira, e à minha irmã, Gabriela Moreira, os meus profundos agradecimentos por me proporcionarem vir estudar em uma das melhores universidades de Portugal, pelos conselhos e carinho que me foram dados no decorrer destes últimos cinco anos, onde mesmo com a distância, sempre se mantiveram atenciosos quanto ao meu bem-estar.

Agradeço também o apoio de todos os meus familiares, em especial aos meus avós paternos, Rosa Moreira e Jairo Moreira, e à minha prima, Patrícia dos Santos, por todos os ensinamentos e amor que me deram ao longo de suas vidas e de quem espero ser motivo de orgulho por mais esta conquista.

Às minhas colegas da FEUP, Ludmila Marques e Danielle Bartholomeu, o meu muito obrigado pelas palavras de motivação e pelas risadas compartilhadas pelos corredores, que fizeram dos dias às vezes intermináveis serem mais leves.

À futura engenheira, companheira de curso e esta que se tornou minha melhor amiga, Shelsea Sucumangi, agradeço do fundo do coração por todos os momentos que passamos nesta faculdade, desde as aulas sonolentas às oito da manhã aos cafés e conversas que partilhamos ao tomar sol no jardim, também agradeço pelos apontamentos, pela ajuda com as minhas dificuldades e pela paciência por me aturar em épocas de exame.

Agradeço aos meus amigos de muitos anos, Thaís Toledo, Marina Issa, Isabela Figueiredo e Guilherme Nogueira, pelo incentivo e admiração que me depositaram desde quando decidi que queria estudar engenharia. Às pessoas especiais que Portugal trouxe em minha vida, agradeço em especial ao João Marcelo, Carolina Bocayuva, Robyn Freiheit e Jasmim Mattos, por sempre estarem presentes nos momentos mais importantes que vivi neste país e pelas recordações alegres que terei desta etapa da minha vida.

RESUMO

Nesta dissertação é apresentado um estudo sobre a probabilidade de falha de segurança relacionada com o nível das acelerações verticais nos tabuleiros de duas pontes integrais em pórtico, tendo por base o critério regulamentar definido na Norma Europeia EN 1990 – Anexo A2 (2001). O estudo probabilístico efetuado recorre à metodologia de Monte Carlo, através da geração de amostragens aleatórias de propriedades geométricas e mecânicas das pontes consideradas como não determinísticas.

De entre as diversas metodologias de cálculo disponíveis para a realização de análises dinâmicas, neste trabalho foi utilizada uma metodologia de cargas móveis. Esta metodologia considera o comboio como um conjunto de cargas concentradas nos seus eixos e que se movem conforme a velocidade do mesmo. Assim, de forma a representar os comboios em circulação, os Modelos de Carga HSLM-A (*High Speed Load Model*) e o comboio real TGV foram utilizados nas análises dinâmicas.

As duas pontes analisadas, Peixinhos e Sangalhos, também foram alvo de um estudo no âmbito do projeto europeu In2Track2 (Andersson et al., 2021), em que um conjunto de pontes portuguesas foram submetidas a testes e ensaios, de forma a avaliar se os atuais critérios de segurança presentes nas normas europeias pudessem ser melhorados. As duas pontes possuem duas vias-férreas e, embora sejam similares na tipologia estrutural, uma distinção importante entre elas reside na presença de uma junta longitudinal no tabuleiro da ponte de Peixinhos e a ausência desta na ponte de Sangalhos, o que confere diferenças significativas nas respostas obtidas quando se considera o cruzamento entre comboios sobre as mesmas. Deste modo, viu-se importante considerar duas situações para as análises dinâmicas, sendo a primeira apenas com um comboio a passar por uma das vias-férreas, em que foram analisas as respostas dos dois casos de estudo, e a segunda, que considera o cruzamento entre comboios pelas duas vias-férreas apenas para a ponte de Sangalhos.

A partir de uma integração entre os programas de cálculo MATLAB® (2018) e ANSYS® (2018), os valores das propriedades das pontes aleatórias foram gerados no MATLAB® (2018) que, então, serviram de base para a modelação das mesmas no ANSYS® (2018), considerando os efeitos de interação solo-estrutura. Em seguida, no MATLAB® (2018), foram efetuadas as análises dinâmicas recorrendo-se ao método das cargas móveis, de modo a obter as acelerações verticais a meio vão do tabuleiro, visto que são as mais condicionantes. Foram levadas a cabo simulações numéricas tendo em conta a passagem dos comboios referidos anteriormente a distintas velocidades sobre cada uma das pontes geradas com propriedades aleatórias. De modo a avaliar as respostas contabilizando o cruzamento entre os comboios pelas duas vias-férreas das pontes, foi aplicada uma metodologia de sobreposição dos efeitos a partir da manipulação numérica das respostas obtidas pela passagem do comboio por apenas uma via-férrea, eliminando o tempo de processamento dos dados necessário para efetuar novas simulações.

Por fim, para cada tipo de comboio e para cada velocidade, foram calculadas as probabilidades de excedência da aceleração vertical limite, estipulada na EN 1990 – Anexo A2 (2001), com base nos resultados das acelerações verticais obtidos de cada simulação. De modo geral, a probabilidade de falha de segurança só foi verificada para velocidades muito elevadas dos comboios, atingindo valores nulos ou muito baixos para velocidades abaixo dos 400 km/h, para ambos os casos estudados. Também foi possível identificar, para cada tipo de comboio, a máxima aceleração vertical e a respetiva velocidade associada, bem como a menor velocidade do comboio para que não se verifique a segurança de circulação.

PALAVRAS-CHAVE: método de Monte Carlo, análise dinâmica, método das cargas móveis, pontes integrais em pórtico, cruzamentos entre comboios, comboios em alta velocidade.

ABSTRACT

A study about the probability of safety failure related with the vertical accelerations on the decks of two portal-frame bridges based on the criterion stipulated by the European Norm EN 1990 – Annex A2 (2001) is presented in this dissertation. The probabilistic study performed uses the Monte Carlo methodology, through the generation of random sampling of geometric and mechanical properties of the bridges considered as non-deterministic.

Among the various calculation methodologies available for performing dynamic analyses, a moving loads methodology was used in this work. This methodology considers the train as a set of loads concentrated on its axes that move according to its speed. Thus, in order to represent the trains in circulation, the HSLM-A Load Models (High Speed Load Model) and the real train TGV were used in the dynamic analyses.

The two analyzed bridges, Peixinhos and Sangalhos, were also the subject of a study within the scope of the European project In2Track2 (Andersson et al., 2021), in which a set of Portuguese bridges were subjected to tests and experiments, in order to assess whether the current safety criteria present in the European standards could be improved. The two bridges have two tracks and, although they are similar in their structural typology, an important distinction between them lies in the presence of a longitudinal joint in the Peixinhos bridge deck and the absence of it in Sangalhos bridge, which gives significant differences in the responses obtained when considering two trains crossing in opposite directions. Hence, two situations have been taken into account when performing the dynamic analyses, namely a single train crossing on one of the tracks of both bridges, and a double train crossing only for Sangalhos bridge.

From an integration between the softwares MATLAB® (2018) and ANSYS® (2018), the values of the properties of the random bridges were generated in MATLAB® (2018), which then served as the basis for their modeling in ANSYS® (2018), considering the soil-structure interaction effects. Then, in MATLAB® (2018), the dynamic analyses were carried out using the moving loads method, in order to obtain the vertical accelerations in the middle span of the deck, as these are the most conditioning ones. The dynamic analyses were carried out considering the passage of the aforementioned trains at distinct speeds over each randomly generated bridge. To evaluate the responses considering crossings between two trains, a superposition methodology was applied, based on the numerical manipulation of the responses obtained by the train passing on only one railway track, thus reducing the time to perform the analysis.

Finally, for each type of train and speed, the probabilities of exceeding the limit vertical acceleration, stipulated in EN 1990 – Annex A2 (2001), were calculated based on the results of the vertical accelerations obtained from each simulation. In general, the probability of failure was only verified for very high train speeds, reaching zero or very low values for speeds below 400 km/h, for both cases studied. It was also possible to identify, for each type of train, the maximum vertical acceleration and the respective associated speed, as well as the lowest train speed so that traffic safety is not verified.

KEYWORDS: Monte Carlo method, dynamic analysis, moving loads method, portal frame bridges, crossing between trains, high-speed trains.

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. REQUISITOS PARA A ANÁLISE ESTÁTICA OU DINÂMICA NO PROJETO DE PONTES FERROVIÁRIAS 5

2.2.1. MODELOS DE CARGA UTILIZADOS NAS ANÁLISES ESTÁTICAS 8

2.2.1.1. Modelo de Carga LM71 8

2.2.1.2. Modelos de Carga SW/0 e SW/2 8

2.2.1.3. Modelo de carga “comboio descarregado” 9

2.2.1.4. Coeficiente dinâmico Φ 9

2.2.2. REQUISITOS RELATIVOS À ANÁLISE DINÂMICA 10

2.2.2.1. Tipos de Comboios Reais 10

2.2.2.2. Modelos de carga dinâmicos – HSLM 11

2.2.2.3. Gama de velocidades a considerar 13

2.2.2.4. Influência dos parâmetros da ponte na resposta dinâmica 14

2.3. MÉTODOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE E DO COMBOIO 15

2.3.1. MÉTODO DAS CARGAS MÓVEIS 15

2.3.1.1. Formulação das equações de equilíbrio dinâmico 15

2.3.2.2. Definição das Cargas Móveis 16

2.3.2.3. Método de integração direta de Newmark 17

2.3.2.4. Definição do incremento de tempo Δt 18

2.3.2. MÉTODO ITERATIVO DE INTERAÇÃO VERTICAL 18

2.3.3. MÉTODO DIRETO DE INTERAÇÃO VERTICAL 20
2.3.4. MÉTODO DE INTERAÇÃO LATERAL 21
2.4. CRITÉRIOS REGULAMENTARES PARA AS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA 21
2.4.1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL 21
2.4.2. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DE TRÁFEGO 23
2.4.2.1. Aceleração vertical no tabuleiro 23
2.4.2.2. Torção do tabuleiro 24
2.4.2.3. Deformação vertical do tabuleiro 25
2.4.2.4. Deformação transversal do tabuleiro 26
2.4.2.5. Deslocamento vertical da superfície superior do tabuleiro na sua extremidade 26
2.4.2.6. Deslocamento longitudinal da superfície superior do tabuleiro na sua extremidade 27
2.4.2.7. Vibração lateral do tabuleiro 27
2.4.3. CRITÉRIO DE DEFORMAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO PARA CONFORTO DOS PASSAGEIROS 28
2.5. ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL 29
2.5.1 MÉTODOS SEMI-PROBABILÍSTICOS 29
2.5.2. MÉTODOS PROBABILÍSTICOS 30
2.5.2.1. Métodos de fiabilidade estrutural 30
2.5.2.2. Método de Monte Carlo 30

3. METODOLOGIA DE ANÁLISE 33
3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 33
3.2. GERAÇÃO DAS PONTES ALEATÓRIAS 34
3.2.1. DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE PONTES ALEATÓRIAS 34
3.2.2. DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS 35
3.2.3. PROCEDIMENTO PARA GERAÇÃO DOS VALORES DAS PROPRIEDADES DAS PONTES ALEATÓRIAS 37
3.3. PROCEDIMENTO PARA REALIZAÇÃO DAS ANÁLISES DINÂMICAS PELO MÉTODO DAS CARGAS MÓVEIS 37
3.4. ANÁLISE DAS RESPOSTAS SEM CRUZAMENTOS 39
3.4.1. RESPOSTA NA VIA ONDE PASSA O COMBOIO 39
3.4.2. RESPOSTA NA VIA OPOSTA À PASSAGEM DO COMBOIO 40
3.5. ANÁLISE DAS RESPOSTAS COM CRUZAMENTOS 41
3.5.1. SOBREPOSIÇÃO DOS EFEITOS OBTIDOS NAS DUAS VIAS 41

3.5.2. DESFASAMENTO ENTRE COMBOIOS PARA ATINGIR A MÁXIMA ACELERAÇÃO VERTICAL 44
3.6. AVALIAÇÃO DAS PROBABILIDADES DE FALHA 46
3.6.1. CRITÉRIO REGULAMENTAR DE SEGURANÇA 46
3.6.2. ACELERAÇÕES E VELOCIDADES CRÍTICAS 46
3.6.3. PROBABILIDADE DE EXCEDÊNCIA DO CRITÉRIO LIMITE 46

4. CASOS DE ESTUDO 47
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 47
4.2. DESCRIÇÃO DAS PONTES 47
4.2.1. PONTE DE PEIXINHOS 47
4.2.2. PONTE DE SANGALHOS 48
4.3. MODELOS NUMÉRICOS 49
4.3.1. MODELAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS 49
4.3.2. MODOS DE VIBRAÇÃO 55

5. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS 57
5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 57
5.2. FLUXOGRAMA DAS ANÁLISES 58
5.3. DADOS COMPLEMENTARES 59
5.3.1. PARÂMETROS DE ENTRADA 59
5.3.2. COMBOIO REAL TGV 59
5.3.3. FILTRO DE CHEBYSHEV 60
5.4. SIMULAÇÕES COM A PONTE DE PEIXINHOS 60
5.4.1. PROBABILIDADES DE FALHA 64
5.5. SIMULAÇÕES COM A PONTE DE SANGALHOS SEM CRUZAMENTOS ENTRE COMBOIOS 65
5.5.1. PROBABILIDADES DE FALHA 69
5.6. SIMULAÇÕES COM A PONTE DE SANGALHOS COM CRUZAMENTOS ENTRE COMBOIOS 69
5.6.1. CRUZAMENTO DE COMBOIOS EM VELOCIDADES IGUAIS 69
5.6.1.1. Probabilidades de falha 73
5.6.2. CRUZAMENTOS EM QUALQUER VELOCIDADE 74
5.6.2.1. Probabilidades de falha 81

6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS 83

6.1. CONCLUSÕES 83

6.2. TRABALHOS FUTUROS 84

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 85

ANEXO A 89

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Comparativo entre meios de transporte referentes às emissões de gases 1

Figura 1.2 – Rota a ser efetuada pelo Connecting Europe Express 2

Figura 2.1 – Fluxograma para determinar a necessidade de uma análise dinâmica (NP EN 1991 – 2 (2017)) 6

Figura 2.2 - Limites da frequência própria da ponte n_0 em função do comprimento do vão L (EN 1991 – 2 (2003)) 7

Figura 2.3 – Modelo de Carga LM71 e valores característicos das cargas verticais (EN 1991 – 2 (2003)) 8

Figura 2.4 - Modelos de Carga SW/0 e SW/2 (EN 1991 – 2 (2003)) 9

Figura 2.5. – Tipos de comboio de alta velocidade a circular na rede europeia: (a) Articulados, (b) Convencionais e (c) Regulares (adaptado da EN 1991 – 2 (2003)) 11

Figura 2.6 – Disposição das cargas para o HSLM-A (adaptado da EN 1991 – 2 (2003)) 12

Figura 2.7 – Disposição e valores das cargas para o Modelo de Carga HSLM-B 12

Figura 2.8 – Parâmetros N e d do Modelo de Carga HSLM-B (EN 1991 – 2 (2003)) 13

Figura 2.9 – Coeficientes de amortecimento em função do vão da ponte (Figueiredo et al., 2009) 14

Figura 2.10 – Representação do modelo de cargas do comboio com i eixos (adaptado de Montenegro, 2015) 16

Figura 2.11 – Variação da função de forma N_i no nó i devido à carga P_k, em um instante t (Ribeiro, 2004) 17

Figura 2.12 – Esquema representativo da metodologia iterativa de interação veículo-estrutura (Montenegro, 2015) 19

Figura 2.13 – Esquema representativo da metodologia iterativa de interação veículo-estrutura (Montenegro,2015) 20

Figura 2.14 – Equipamento de teste para avaliar o comportamento dinâmico do balastro (Zacher & Baeßler, 2009) 23

Figura 2.15 – Deslocamento lateral do dormente (Zacher & Baeßler (2009)) 24

Figura 2.16 – Função de transferência entre o balastro e as travessas (Zacher & Baeßler (2009)) 24

Figura 2.17 – Esquema da torção do tabuleiro (EN1990 – Anexo A2 (2001)) 25

Figura 2.18 – Limite para deformação vertical no tabuleiro (Montenegro, 2015) 25

Figura 2.19 – Esquema da deformação transversal δ_h e variações angulares θ_h em vista superior (Montenegro, 2015) 26

Figura 2.20 – Esquema representativo do deslocamento vertical da superfície superior do tabuleiro na sua extremidade δ_V (adaptado de Montenegro, 2015) 27

Figura 2.21 – Deslocamento longitudinal da superfície superior do tabuleiro na sua extremidade δ_H: (a) apoio duplo e (b) apoio simples (Montenegro, 2015) 27

Figura 2.22 – Valores máximos para *L/δ* para se garantir um nível muito bom de conforto para passageiros (EN 1990 – Anexo A2 (2001))....28

Figura 2.23 - Valores caraterísticos de ações e resistências (Jacinto, 2011)....29

Figura 2.24 - Função distribuição teórica ajustada às frequências acumuladas dos valores observados (adaptado de Henriques, 2006)....32

Figura 3.1 – Fluxograma da metodologia de análise....33

Figura 3.2. – Representação gráfica das variáveis aleatórias do terreno, da via e da ponte (In2Track2, 2021)....35

Figura 3.3 – Exemplo de um história-temporal das acelerações verticais a meio vão, *a(t),* para um tipo *i* de comboio, a uma velocidade *V*, em uma ponte aleatória e em *t* incrementos de tempo *Δt*. 38

Figura 3.4 – Fluxograma da análise dinâmica para cada comboio....38

Figura 3.5 – Exemplo da resposta das acelerações verticais máximas a_{max} para todas as *n* pontes aleatórias para o comboio *i* a passar em *j* velocidades....40

Figura 3.6 – Esquema representativo da resposta nos nós *d* e *e* para apenas um comboio a passar....40

Figura 3.7 – Exemplo da resposta das acelerações verticais máximas nos nós *d* e *e*, para todas as *n* pontes aleatórias para o comboio *D* a passar em *j* velocidades....41

Figura 3.8 – Esquema para o cruzamento entre comboios utilizando o método de sobreposição dos efeitos....42

Figura 3.9 – Esquema representativo para o cálculo de $a_d(t)$ e $a_{d,max}$, considerando o cruzamento entre os comboios *D* e *E:* (a) Histórias-temporais $a_{d,D}(t)$ e $a_{d,E}(t)$ e (b) História-temporal $a_d(t)$ 43

Figura 3.10 – Esquema representativo para o cálculo do desfasamento entre os comboios *D* e *E*, para a obtenção da aceleração vertical máxima*:* (a) História-temporal $a_{d,D}(t)$ e (b) História-temporal $a_{d,E}(t)$ 44

Figura 3.11 – Esquema representativo para o cálculo do desfasamento entre os comboios *D* e *E*, para a obtenção da aceleração vertical máxima: (a) Histórias-temporais das contribuições de cada comboio no nó *d*, com desfasamento nulo, (b) Desfasamento calculado de modo que as acelerações verticais máximas causadas por cada comboio sejam coincidentes no tempo e (c) História-temporal $a_d(t)$, referente ao somatório das histórias-temporais $a_{d,D}(t)$ e $a_{d,E}(t)$ desfasadas....45

Figura 4.1 – Vista da ponte de Peixinhos: (a) Vista frontal e (b) Vista da parte inferior do tabuleiro, com junta de dilatação longitudinal 48

Figura 4.2 – Vista da ponte de Sangalhos: (a) Vista frontal e (b) Vista da parte inferior do tabuleiro, sem junta de dilatação longitudinal 49

Figura 4.3 – Fluxograma da interação entre MATLAB® (2018) e ANSYS® (2018) pelo código em linguagem APDL 50

Figura 4.4 – Modelos tridimensionais da estrutura rígida das pontes: (a) Sangalhos com abas, (b) Sangalhos sem abas, (c) Peixinhos com os dois tabuleiros, com abas e (d) Um tabuleiro da ponte de peixinhos, sem abas....52

Figura 4.5 – Valores comparativos entre as acelerações verticais a meio vão no tabuleiro da ponte de Sangalhos com e sem abas, sob a passagem do comboio real TGV (Andersson et al., 2021) 52

Figura 4.6 – Representação das molas e amortecedores nas paredes laterais: (a) perspetiva e (b) vista frontal 53

Figura 4.7 – Representação dos elementos finitos para os componentes da via 55

Figura 4.8 – Deformada dos modos de vibração da ponte de Peixinhos: (a) 1º Modo, (b) 2º Modo e (c) 3º Modo 55

Figura 4.9 – Deformada dos modos de vibração da ponte de Sangalhos: (a) 1º Modo, (b) 2º Modo e (c) 3º Modo 55

Figura 5.1 – Fluxograma de referências das análises e estruturação do capítulo 58

Figura 5.2 – Exemplo do comboio de alta velocidade TGV 59

Figura 5.3 – Disposição e valores das cargas referentes à metade de um comboio TGV (Rocha, 2015) 60

Figura 5.4 – Exemplo antes e após a aplicação do filtro de Chebyshev em uma história-temporal das acelerações verticais, *a(t)*: (a) antes e (b) após (Gonçalves, 2020) 60

Figura 5.5 – Acelerações verticais máximas a meio vão na ponte de Peixinhos para cada comboio: (a) HSLM-A1, (b) HSLM-A2, (c) HSLM-A3, (d) HSLM-A4, (e) HSLM-A5 e (f) HSLM-A6 61

Figura 5.5 – Acelerações verticais máximas a meio vão na ponte de Peixinhos para cada comboio: (g) HSLM-A7, (h) HSLM-A8, (i) HSLM-A9, (j) HSLM-A10 e (k) TGV (continuação) 62

Figura 5.6 – Resumo das acelerações verticais obtidas a meio vão na ponte de Peixinhos a cada velocidade:a) máximas e (b) médias 63

Figura 5.7 – Gráfico de probabilidades de falha p*f* para os comboios em cada velocidade na ponte de Peixinhos 64

Figura 5.8 – Acelerações máximas a meio vão na ponte de Sangalhos para cada comboio, sem cruzamentos: (a) HSLM-A1, (b) HSLM-A2, (c) HSLM-A3, (d) HSLM-A4, (e) HSLM-A5 e (f) HSLM-A6 66

Figura 5.8 – Acelerações máximas a meio vão na ponte de Sangalhos para cada comboio, sem cruzamentos: (g) HSLM-A7, (h) HSLM-A8, (i) HSLM-A9, (j) HSLM-A10 e (k) TGV (continuação) 67

Figura 5.9 – Resumo das acelerações verticais obtidas no nó *d* na ponte de Sangalhos a cada velocidade, sem cruzamentos entre os comboios: a) máximas e (b) médias 68

Figura 5.10 – Acelerações verticais máximas no nó *d* na ponte de Sangalhos, para cruzamentos em velocidades iguais: (a) HSLM-A1, (b) HSLM-A2, (c) HSLM-A3, (d) HSLM-A4, (e) HSLM-A5 e (f) HSLM-A6 70

Figura 5.10 – Acelerações verticais máximas no nó *d* na ponte de Sangalhos, para cruzamentos em velocidades iguais: (g) HSLM-A7, (h) HSLM-A8, (i) HSLM-A9, (j) HSLM-A10 e (k) TGV (continuação) 71

Figura 5.11 – Resumo das acelerações verticais causadas por todos os comboios no nó *d* na ponte de Sangalhos, com cruzamentos entre comboios em velocidades iguais: (a) máximas e (b) médias 72

Figura 5.12 – Gráfico de probabilidades de falha para a ponte de Sangalhos considerando o cruzamento entre comboios em velocidades iguais....73

Figura 5.13 – Acelerações verticais no nó *d* para os cruzamentos entre comboios em quaisquer velocidades na respetiva ponte aleatória que leva à máxima aceleração vertical total: (a) HSLM-A1, (b) HSLM-A2, (c) HSLM-A3, (d) HSLM-A4, (e) HSLM-A5 e (f) HSLM-A6 75

Figura 5.13 – Acelerações verticais no nó *d* para os cruzamentos entre comboios em quaisquer velocidades na respetiva ponte aleatória que leva à máxima aceleração vertical total: (g) HSLM-A7, (h) HSLM-A8, (i) HSLM-A9, (j) HSLM-A10 e (k) TGV (continuação)....76

Figura 5.14 – Esquema do desfasamento entre os comboios *D* e *E* na respetiva ponte aleatória que leva à aceleração vertical máxima para cada tipo de comboios em cruzamento: (a) HSLM-A1, (b) HSLM-A2, (c) HSLM-A3 78

Figura 5.14 – Esquema do desfasamento entre os comboios *D* e *E* na respetiva ponte aleatória que leva à aceleração vertical máxima para cada tipo de comboios em cruzamento: (d) HSLM-A4, (e) HSLM-A5, (f) HSLM-A6 e (g) HSLM-A7 (continuação) 79

Figura 5.14 – Esquema do desfasamento entre os comboios *D* e *E* na respetiva ponte aleatória que leva à aceleração vertical máxima para cada tipo de comboios em cruzamento: (h) HSLM-A8, (i) HSLM-A9 (j) HSLM-A10 e (k) TGV (continuação)....80

Figura 5.15 – Gráfico de probabilidades de falha, p_f, para a ponte de Sangalhos considerando o cruzamento entre comboios em quaisquer velocidades: (a) HSLM-A1, (b) HSLM-A3, (c) HSLM-A5, (d) HSLM-A6, (e) HSLM-A7, (f) HSLM-A9, (g) HSLM-A10 e (h) TGV 82

Figura A.1 – Desenhos técnicos da ponte de Peixinhos: (a) Planta, (b) Corte A - A (c) Corte B – B e (d) Pormenor A – junta de dilatação 90

Figura A.2 – Desenhos técnicos da ponte de Sangalhos: (a) Planta, (b) Corte A - A e (c) Corte B – B....91

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Valores do coeficiente α (adaptado da EN 1991 – 2 (2003)) 8

Quadro 2.2 – Valores característicos das cargas verticais para os Modelos de Carga SW/0 e SW/2 (EN 1991 – 2 (2003)) 9

Quadro 2.3 – Exemplos de comboios reais consoante à tipologia de distribuição de eixos (Gonçalves, 2015) 11

Quadro 2.4 – Valores referentes ao Modelo de Carga HSLM-A (adaptado da EN 1991 – 2 (2003)) 12

Quadro 2.5 – Critérios de aplicação dos modelos HSLM-A ou HSLM-B (adaptado de EN1991-2 (2003)) 13

Quadro 2.6 – Valores de amortecimento a considerar no cálculo para a análise dinâmica (EN 1991 – 2 (2003)) 14

Quadro 2.7 – Valores limites para torção do tabuleiro em função da velocidade (adaptado da EN 1990 – Anexo A2 (2001)) 25

Quadro 2.8 – Variação angular máxima e raios mínimos de curvatura em função da velocidade (Adaptado da EN 1990 – Anexo A2 (2001)) 26

Quadro 2.9 – Níveis indicativos de conforto (adaptado da EN 1990 – Anexo A2 (2001)) 28

Quadro 3.1 – Estimativa de tempo de cálculo 34

Quadro 3.2 – Variáveis aleatórias do terreno 35

Quadro 3.3 – Variáveis aleatórias da via 36

Quadro 3.4 – Variáveis aleatórias da ponte 36

Quadro 4.1 – Propriedades geométricas das pontes referentes à via 50

Quadro 4.2 – Propriedades das pontes referentes ao solo 51

Quadro 4.3 – Propriedades geométricas das pontes referentes à estrutura 51

Quadro 4.4 – Frequências de vibração naturais dos primeiros modos de vibração vertical das pontes estudadas 56

Quadro 5.1 – Parâmetros de entrada dos cálculos comuns aos dois casos de estudo 59

Quadro 5.2 – Resumo dos resultados das análises dinâmicas para a ponte de Peixinhos 64

Quadro 5.3 – Probabilidades de falha para a ponte de Peixinhos 65

Quadro 5.4 – Resultados das análises dinâmicas nos nós *d* e *e* da ponte de Sangalhos, sem contabilizar o cruzamento entre comboios 69

Quadro 5.5 – Resultados das análises dinâmicas para a ponte de Sangalhos, contabilizando o efeito dos cruzamentos entre comboios em velocidades iguais 73

Quadro 5.6 – Probabilidades de falha para a ponte de Sangalhos, contabilizando o efeito do cruzamento entre comboios em velocidades iguais 74

Quadro 5.7 – Resultados das análises dinâmicas para a ponte de Sangalhos, contabilizando o efeito dos cruzamentos entre comboios em qualquer velocidade 77

Quadro 5.8 – Desfasamentos entre comboios para atingir a máxima aceleração no nó d.....81

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

O cenário do transporte ferroviário mundial, seja para passageiros ou para mercadorias, tem vindo a aumentar nos últimos anos, trazendo consigo uma grande influência a nível social e económico. A rede de alta velocidade, em particular, assume-se como o futuro da rede ferroviária, uma vez que possibilita alternativas eficientes e sustentáveis na mobilidade, associadas à contribuição positiva no âmbito da sustentabilidade energética.

Dos 201.000 km de vias-férreas em utilização na Europa, 75% deste percurso é efetuado por comboios elétricos, fazendo com que esta modalidade de transporte gere consideravelmente menos CO_2 do que as viagens de carro ou de avião. O transporte ferroviário europeu é responsável por apenas 0.4% das emissões de gases com efeito estufa da UE relacionadas com o transporte, conforme representado pela Figura 1.1, sendo o setor de transporte responsável por 25% das emissões globais da EU. Além disso, é o único meio de transporte que reduziu continuamente as emissões e o consumo de energia entre 1990-2017, enquanto aumentou a utilização de fontes de energia renováveis.

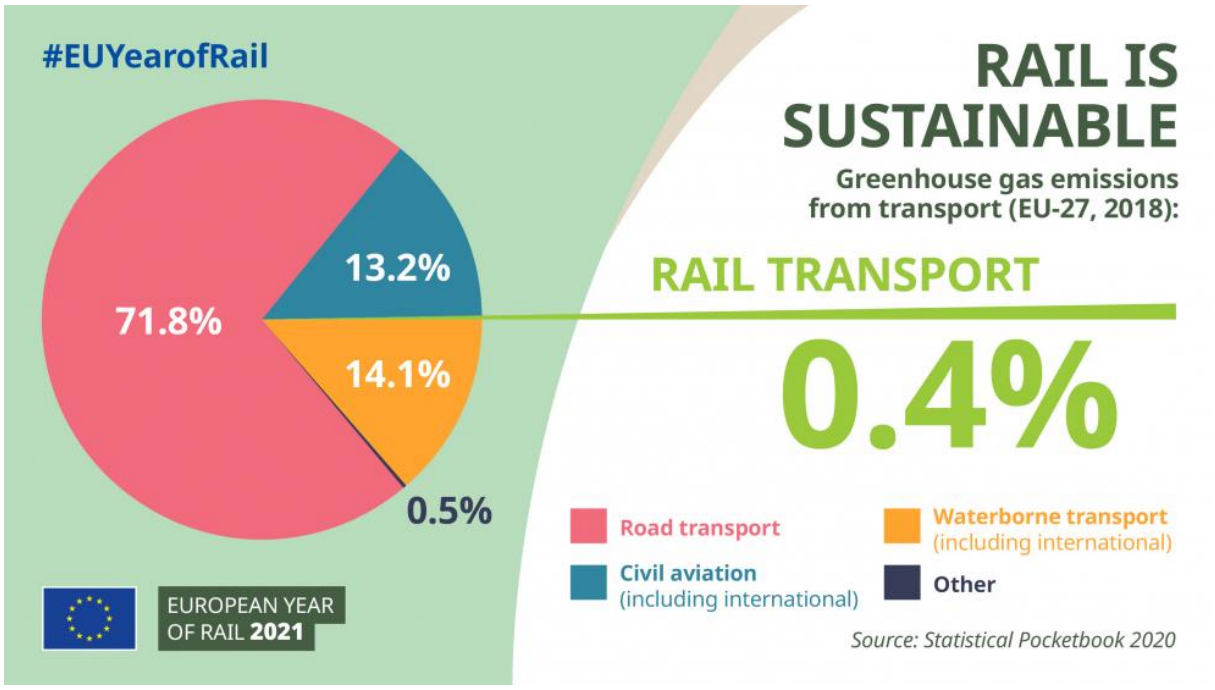


Figura 1.1 – Comparativo entre meios de transporte referentes às emissões de gases[1]

[1] Disponível em: https://europa.eu/year-of-rail/why-rail_en. Acesso em Julho de 2021.

Em Junho de 2021, o Conselho da União Europeia destacou a necessidade de continuar a desenvolver o transporte ferroviário de passageiros e mercadorias na UE. Eles também destacaram a importância de fortalecer a resiliência das ferrovias em face de uma crise e continuar investindo na interoperabilidade dos sistemas nacionais e conectividade mais forte. Com base numa proposta da Comissão, o Conselho e o Parlamento Europeu acordaram em designar 2021 como o Ano Europeu do Transporte Ferroviário, que consiste em promover uma variedade de atividades por toda a Europa para incentivar o uso do transporte ferroviário como uma solução sustentável, inovadora e segura para a mobilidade dos cidadãos e empresas, e assim contribuir para o EU Green Deal de reduzir em 90% das emissões por transporte até 2050.

Como parte dessa promoção a respeito do transporte ferroviário e de modo a melhor entender os desafios que este deve ultrapassar na Europa, foi definida uma viagem que percorrerá 26 países, por 20.000 km de vias-férreas, ao longo de 36 dias e envolvendo 40 companhias ferroviárias. A Figura 1.2 apresenta a rota efetuada com início em Lisboa e término em Paris.



Figura 1.2 – Rota a ser efetuada pelo Connecting Europe Express[1]

[1] Disponível em: https://www.connectingeuropeexpress.eu/resources/. Acesso em Julho de 2021.

Também como parte deste objetivo de garantir que os transportes continuem a desempenhar o seu papel durante a transição para uma economia limpa, digital e inovadora da UE, a Comissão adotou a sua Estratégia de Mobilidade Sustentável e Inteligente em dezembro de 2020, que inclui marcos como dobrar o frete ferroviário e triplicar a atividade ferroviária de alta velocidade até 2050, cuja rede atual corresponde a aproximados 9.100 km de extensão. Ao comparar com a extensão total de vias-férreas em atividade na Europa, isto significa que apenas 4.53% das linhas ferroviárias são de alta velocidade.

Assim, tem-se como aspeto relevante avaliar a potencial adaptação das linhas europeias em funcionamento para o suporte de circulação de comboios em alta velocidade e, de modo a contribuir para este cenário, este trabalho consiste no estudo de respostas dinâmicas de pontes ferroviárias quando submetidas à circulação de comboios nestas condições.

O comportamento dinâmico é um fator importante no dimensionamento de pontes ferroviárias quando submetidas ao tráfego de comboios em alta velocidade, sendo necessária a garantia da segurança estrutural bem como do conforto dos passageiros. Tal comportamento é essencialmente dependente da estrutura, no que diz respeito à massa, rigidez, amortecimento e condições de apoio da mesma, assim como das cargas atuantes na estrutura devidas à passagem dos comboios.

Os critérios de segurança atualmente em vigência, referentes ao tráfego ferroviário em pontes, estão presentes nas normas europeias EN 1990 – Anexo A2 (2001) e EN 1991 – 2 (2003), e foram estabelecidos tendo por base estudos efetuados por ERRI (1999) nas décadas de 80 e 90. No entanto, para atender à expansão das redes de alta velocidade, seja com a criação de novas linhas ou a modernização das linhas ferroviárias europeias já existentes, é pertinente rever os pressupostos de dimensionamento considerados nas normas acima mencionadas.

Desta maneira, no âmbito do programa In2Track2 (Andersson et al., 2021), oito pontes portuguesas foram submetidas a uma série de ensaios e simulações de modo a verificar se os atuais critérios de segurança podem ser melhorados, pelo que esta dissertação se enquadra neste estudo ao avaliar duas destas pontes de forma a obter resultados a respeito das probabilidades de falha de segurança de circulação de comboios em alta velocidade sobre as mesmas.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é o de verificar a probabilidade de falha de segurança a nível das acelerações verticais nos tabuleiros de duas pontes, Peixinhos e Sangalhos, quando estas são submetidas à circulação de comboios em alta velocidade. Este estudo probabilístico tem por base a geração de pontes aleatórias a partir da variação das propriedades geométricas e mecânicas de cada um dos dois casos de estudo e, em seguida, a realização das análises dinâmicas considerando a passagem dos comboios a uma determinada gama de velocidades. Calcula-se, assim, os valores das acelerações verticais no tabuleiro das mesmas e que, posteriormente, são comparados com o valor da aceleração limite estabelecido pela Norma Europeia EN 1990 – Anexo A2 (2001), obtendo-se as probabilidades de falha de segurança de circulação dos comboios.

Também são avaliados os valores de pico das acelerações verticais atingidas e as respetivas velocidades associadas dos comboios para que estas aconteçam, bem como as velocidades mínimas dos comboios para que sejam atingidas acelerações verticais acima do limite presente na norma mencionada anteriormente.

Tanto para a construção dos resultados probabilísticos quanto para a identificação das acelerações verticais máximas e velocidades associadas, foram considerados dois cenários para as análises, sendo o primeiro referente à passagem de apenas um comboio pela ponte e o segundo correspondente ao cenário onde dois comboios se cruzam sobre a ponte.

1.3. ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O conteúdo desta dissertação está apresentado em seis capítulos, sendo o presente capítulo a introdução que visa salientar a relevância do estudo efetuado no cenário atual e descrever os objetivos que se pretendem atingir com este trabalho.

No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica referente aos fundamentos teóricos dos assuntos referentes à temática abordada, como os aspetos regulamentares presentes nas normas europeias EN 1990 – Anexo A2 (2001) e EN 1991 – 2 (2003), onde se estipulam os requisitos para o projeto de pontes sujeitas ao tráfego ferroviário, as principais metodologias de análise do comportamento dinâmico de pontes e comboios e, por fim, alguns dos métodos probabilísticos existentes para análise estrutural.

No capítulo 3 é apresentada a metodologia empregada para a realização das análises dinâmicas, bem como o tratamento dos resultados obtidos para o cálculo das acelerações verticais máximas e as probabilidades de falha de segurança, para os cenários com apenas um comboio a passar pela ponte e também contabilizando o efeito de cruzamentos entre os mesmos. Inicia-se pela geração aleatória de pontes a partir da variação das suas características geométricas e mecânicas da ponte que mais influenciam no seu comportamento dinâmico. Em seguida, são descritos os procedimentos práticos para a realização da análise dinâmica através do método das cargas móveis e o tratamento dos resultados obtidos a partir de um nó na ponte e a partir de dois nós, sendo este último fundamental para o cálculo do efeito do cruzamento entre comboios recorrendo-se a um método de sobreposição dos efeitos. Por fim, é descrita a metodologia para o processamento dos dados obtidos nas análises dinâmicas de forma a obter as probabilidades de falha de segurança no que diz respeito ao critério regulamentar de limitação das acelerações verticais no tabuleiro da ponte.

No capítulo 4, as duas pontes que foram objetos do estudo são apresentadas, Peixinhos e Sangalhos, no que diz respeito às suas localizações, dimensões e tipologias estruturais, seguidos dos procedimentos empregados na modelação em elementos finitos das mesmas e os seus respetivos três primeiros modos de vibração.

No capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos a partir das simulações dinâmicas para os dois casos de estudo. Para a ponte de Peixinhos apenas foi analisado o cenário com um comboio a passar, pelo que são representados os gráficos referentes às acelerações verticais máximas a meio vão do tabuleiro obtidas nas simulações de todas as n pontes aleatórias, para cada Modelo de Carga HSLM-A e o comboio real TGV a circular pela mesma, para cada velocidade dentro do intervalo definido, bem como as probabilidades de falha obtidas nas simulações para cada comboio. Para a ponte de Sangalhos foram analisados os cenários com apenas um comboio a circular pela ponte e também o referente ao cruzamento entre os mesmos. Em ambos os cenários, são representados os gráficos referentes às acelerações verticais máximas a meio vão do tabuleiro obtidas nas simulações de todas as n pontes aleatórias, para cada Modelo de Carga HSLM-A e o comboio real TGV a circular pela mesma, para cada velocidade dentro do intervalo definido, bem como as probabilidades de falha obtidas nas simulações para cada comboio.

No capítulo 6, são apresentadas as conclusões referentes aos resultados obtidos, bem como recomendações de trabalhos futuros pertinentes ao tema abordado neste trabalho.

2
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo, primeiramente são apresentados na secção 2.2 os principais aspetos regulamentares para o dimensionamento de pontes ferroviárias, presentes nas normas europeias EN 1990 – Anexo A2 (2001) e EN 1991 – 2 (2003), referentes aos requisitos para a realização de uma análise estática ou dinâmica. Na secção 2.3, são definidos os principais métodos de análise dinâmica para pontes ferroviárias. A seguir, são apresentados os critérios regulamentares para as verificações de segurança presentes nas normas europeias anteriormente mencionadas, descritos na secção 2.4. Por fim, na secção 2.5, são descritos os métodos semi-probabilísticos e probabilísticos para as verificações da segurança estrutural em uma ponte ferroviária.

2.2. REQUISITOS PARA A ANÁLISE ESTÁTICA OU DINÂMICA NO PROJETO DE PONTES FERROVIÁRIAS

A EN 1991 – 2 (2003) apresenta um fluxograma com as indicações de quando se é necessário efetuar uma análise dinâmica e quando esta pode ser dispensada, recorrendo-se à realização de uma análise estática.

A Figura 2.1 apresenta este fluxograma, onde V é a velocidade máxima local e L é o comprimento do vão da ponte, n_0 é a primeira frequência própria de flexão da ponte sob ações permanentes, n_T é a primeira frequência própria de torção da ponte sob ações permanentes, v é a velocidade nominal máxima, $(v/n0)_{lim}$ está definido nos Quadros F1 e F2 no Anexo F da EN 1991 – 2 (2003), e Φ é o coeficiente dinâmico, descrito em 2.2.2. Os pontos a seguir apresentam os limites de validade do fluxograma:

i) válido para pontes simplesmente apoiadas cujo comportamento é o de vigas retas longitudinais ou de laje simples sobre apoios rígidos com efeitos de enviesamento desprezáveis;

ii) para os Quadros F1 e F2 e respetivos limites de validade, ver o Anexo F da EN 1991 – 2 (2003);

iii) é necessária uma análise dinâmica quando a velocidade de operação frequente de um comboio real é igual à velocidade de ressonância da estrutura;

iv) φ'_{dyn} é a componente de impacto dinâmico para os comboios reais na estrutura considerada na verificação da segurança estrutural, conforme descrito em 2.4.1;

v) válido desde que a ponte satisfaça os requisitos relativos à resistência, aos limites de deformação e à aceleração máxima das carruagens (ou limites de deformação associados) correspondente a um nível muito bom de conforto dos passageiros, indicados na EN 1990 – Anexo A2 (2001);

vi) para pontes com uma primeira frequência própria n_0 dentro dos limites indicados na Figura 2.2 e com uma velocidade máxima local não superior a 200 km/h, não é necessária uma análise dinâmica;

vii) para pontes com uma primeira frequência própria n_0 que excede o limite superior indicado na Figura 2.2, é necessária uma análise dinâmica.

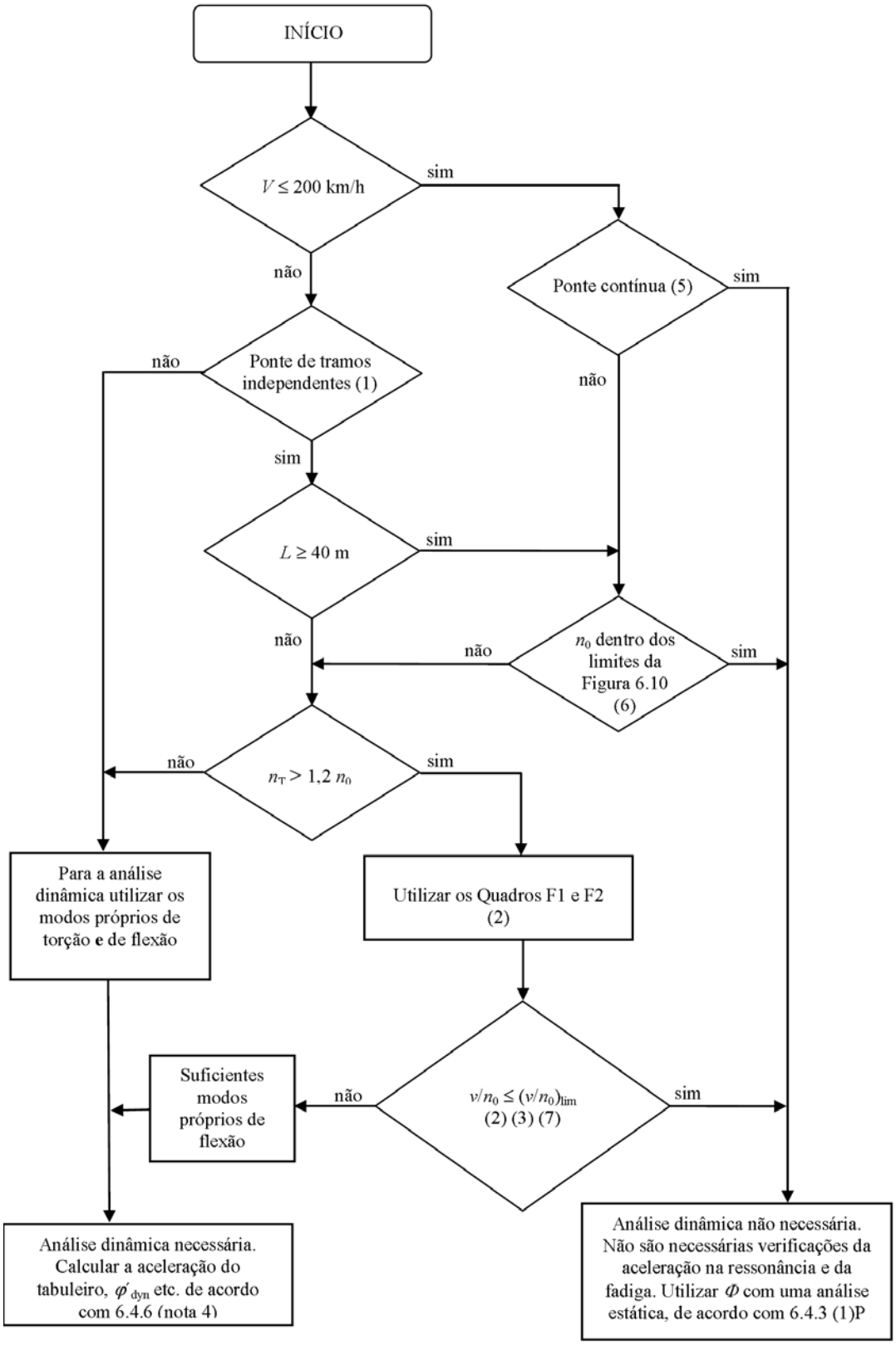


Figura 2.1 – Fluxograma para determinar a necessidade de uma análise dinâmica (NP EN 1991 – 2 (2017))

Na Figura 2.2, o limite superior (1) de n_0 é condicionado pela amplificação dinâmica devida às irregularidades da via e é obtido através da Equação 2.1. O limite inferior (2) de n_0 é condicionado por critérios de impacto dinâmico e é obtido através da Equação 2.2:

$$n_0 = 94.76\, L^{-0.748} \tag{2.1}$$

$$n_0 = \begin{cases} 80/L & para\ 4\ m\ \leq L\ \leq 22\ m/s \\ 23\, L^{-0.592} & para\ 20\ m\ < L \leq\ 100\ m \end{cases} \tag{2.2}$$

sendo L o comprimento do vão para pontes simplesmente apoiadas ou L_φ para outras configurações de pontes, sendo L_φ o comprimento determinante, em metros, para o elemento estrutural, cujos valores estão presentes no Quadro 6.2 da EN1991 – 2 (2003).

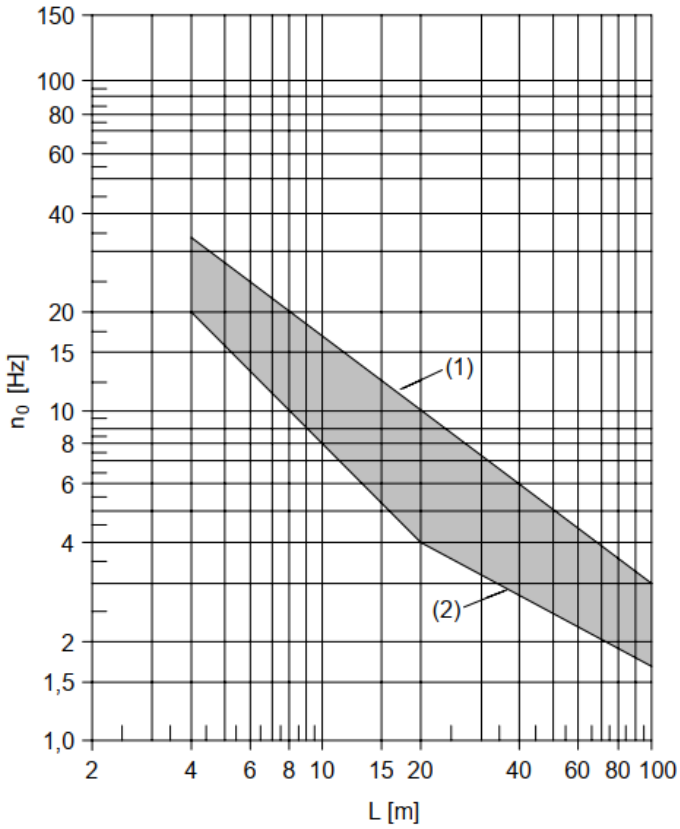


Figura 2.2 - Limites da frequência própria da ponte n_0 em função do comprimento do vão L (EN 1991 – 2 (2003))

A EN 1991 – 2 (2003) também define que para uma ponte simplesmente apoiada solicitada apenas em flexão, a frequência própria da estrutura n_0 pode ser estimada de acordo com a Equação 2.3:

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} \tag{2.3}$$

onde δ_0 é a flecha a meio vão devida a ações permanentes, calculada com um módulo de curta duração para pontes de betão e correspondente a um período de carregamento adequado à frequência própria da ponte.

2.2.1. MODELOS DE CARGA UTILIZADOS NAS ANÁLISES ESTÁTICAS

Nesta secção são apresentados quatro modelos de carga estáticos presentes na EN 1991 – 2 (2003), representantes dos efeitos do tráfego ferroviário, sendo eles o Modelos de Carga LM71, SW/0, SW/2 e "comboio descarregado".

2.2.1.1. Modelo de Carga LM71

Este modelo apresenta quatro cargas verticais concentradas com valor de 250 kN espaçadas em 1.6 m entre si, localizadas a meio do modelo de cargas, e duas cargas contínuas com valor de 80 kN/m, localizadas nas extremidades do modelo de cargas, conforme representado pela Figura 2.3.

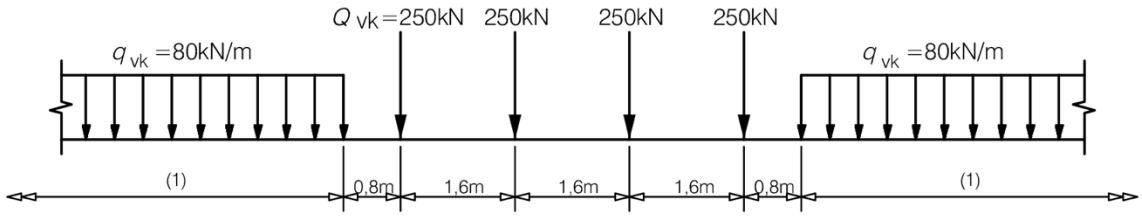


Figura 2.3 – Modelo de Carga LM71 e valores característicos das cargas verticais (EN 1991 – 2 (2003))

Para linhas com tráfego ferroviário mais pesado ou mais ligeiro que o tráfego normal, os valores característicos devem ser multiplicados por um coeficiente α. Estas cargas, após multiplicadas pelo coeficiente α, têm a designação de "cargas verticais classificadas". Os valores do coeficiente α são apresentados no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Valores do coeficiente α (adaptado da EN 1991 – 2 (2003))

α							
0.75	0.83	0.91	1.00	1.10	1.21	1.33	1.46

Para além dos valores característicos das cargas verticais, também devem ser multiplicadas por este mesmo coeficiente α as seguintes ações: as cargas verticais equivalentes, relativas aos movimentos e ao impulso das terras, as forças centrífugas, de lacete, de arranque e de frenagem, a resposta combinada da estrutura e da via às ações variáveis, as ações de descarrilamento para situações de projeto acidentais e o Modelo de Carga SW/0 para pontes de tramos contínuos.

2.2.1.2. Modelos de Carga SW/0 e SW/2

O Modelo de Carga SW/0 apresenta o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário normal sobre vigas contínuas, enquanto o Modelo de Carga SW/2 representa o efeito estático do carregamento vertical devido ao tráfego ferroviário pesado. A disposição e os valores das cargas para os dois modelos de carga está representado pela Figura 2.4 e pelo Quadro 2.2, respetivamente.

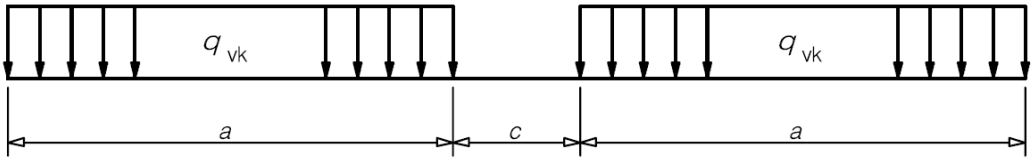


Figura 2.4 - Modelos de Carga SW/0 e SW/2 (EN 1991 – 2 (2003))

Quadro 2.2 – Valores característicos das cargas verticais para os Modelos de Carga SW/0 e SW/2 (EN 1991 – 2 (2003))

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

O Modelo de Carga SW/0 deve ser multiplicado pelo coeficiente α, conforme descrito em 2.2.1.1.

2.2.1.3. Modelo de carga "comboio descarregado"

O Modelo de carga "comboio descarregado" consiste em uma carga vertical uniformemente distribuída com um valor característico de 10 kN/m, e é utilizado em verificações de estabilidade vertical e lateral da ponte onde o tráfego e vento agem em simultâneo.

2.2.1.4. Coeficiente dinâmico Φ

Pela EN 1991 – 2 (2003) e conforme descrito no fluxograma apresentado na Figura 2.1 na secção anterior, o coeficiente dinâmico Φ é aplicado nas situações em que não seja necessário efetuar uma análise dinâmica, recorrendo-se a uma análise estática.

Este coeficiente majora os efeitos das cargas estáticas nos Modelos de Carga LM71, SW/0 e SW/2, tendo em conta a amplificação dinâmica das tensões e dos efeitos das vibrações na estrutura, mas não os efeitos de ressonância. A determinação deste coeficiente é feita de acordo com a qualidade da manutenção da via, sendo utilizado Φ_2 para vias com manutenção muito cuidada e Φ_3 para vias com manutenção corrente ou para o caso em que seja desconhecida a qualidade de manutenção da via.

Os coeficientes dinâmicos Φ_2 e Φ_3 são calculados através das Equações 2.4 e 2.5, respetivamente:

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.82 \; ; \quad 1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67 \tag{2.4}$$

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \; ; \quad 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00 \tag{2.5}$$

onde L_Φ é o comprimento determinante, em metros, para o elemento estrutural, cujos valores estão presentes no Quadro 6.2 da EN1991-2 (2003). Os coeficientes dinâmicos foram estabelecidos para vigas

simplesmente apoiadas, assim, o comprimento L_Φ permite a utilização destes coeficientes para diferentes condições de apoios de outros elementos estruturais.

Pode-se adotar efeitos dinâmicos reduzidos para casos de pontes em arco e pontes de betão de todos os tipos, cujos recobrimentos tenham uma espessura superior a 1.00 m. A Equação 2.6 apresenta o cálculo do coeficiente dinâmico reduzido para os coeficientes Φ_2 e Φ_3:

$$red\Phi_{2,3} = \Phi_{2,3} - \frac{h - 1.00}{10} \geq 1.0 \tag{2.6}$$

onde h é a altura do recobrimento, em metros, incluindo o balastro, desde o nível superior do tabuleiro até o nível superior da travessa e, para pontes em arco, desde o extradorso do fecho.

2.2.2. Requisitos relativos à análise dinâmica

Caso a verificação de acordo com o fluxograma apresentado na Figura 2.1 resulte em que seja necessária uma análise dinâmica, a EN 1991 – 2 (2003) estabelece uma série de requisitos para que esta seja feita, apresentados nas secções seguintes. Estes requisitos foram definidos tendo por base os principais fatores que influenciam o comportamento dinâmico de uma ponte ferroviária, sendo estes relativos ao veículo, à via e à estrutura, definidos a seguir:

i) a velocidade do tráfego na ponte;

ii) o vão L do elemento e o comprimento da linha de influência da flecha do elemento considerado;

iii) a massa da estrutura;

iv) as frequências próprias do conjunto da estrutura e dos seus elementos relevantes e os modos de vibração associados ao longo da via;

v) o número de eixos, cargas por eixo e a distância entre eixos;

vi) o amortecimento da estrutura;

vii) as irregularidades verticais na via;

viii) a massa não suspensa/suspensa e as características de suspensão do veículo;

ix) a presença de apoios com espaçamento regular da laje do tabuleiro e/ou da via;

x) as imperfeições dos veículos;

xi) as características dinâmicas da via.

2.2.2.1. Tipos de Comboios Reais

Os comboios em circulação na rede europeia de alta velocidade podem ser divididos em três tipos, consoante à distribuição dos seus eixos. São eles os convencionais, em que cada carruagem possui dois *bogies*, os articulados, em que os *bogies* são compartilhados por duas carruagens adjacentes e os regulares, cujos eixos são regularmente espaçados entre as carruagens.

A Figura 2.5 apresenta estes três tipos de comboios, sendo D o comprimento das carruagens, D_{IC} é o comprimento das carruagens intermédias, d_{BA} é a distância entre os eixos de um *bogie*, d_{BS} é a distância entre os centros dos *bogies* de veículos contíguos, e_c é a distância entre eixos adjacentes no engate de duas composições e P corresponde à carga por eixo. Alguns exemplos de comboios em circulação na rede europeia de alta velocidade estão descritos no Quadro 2.3.

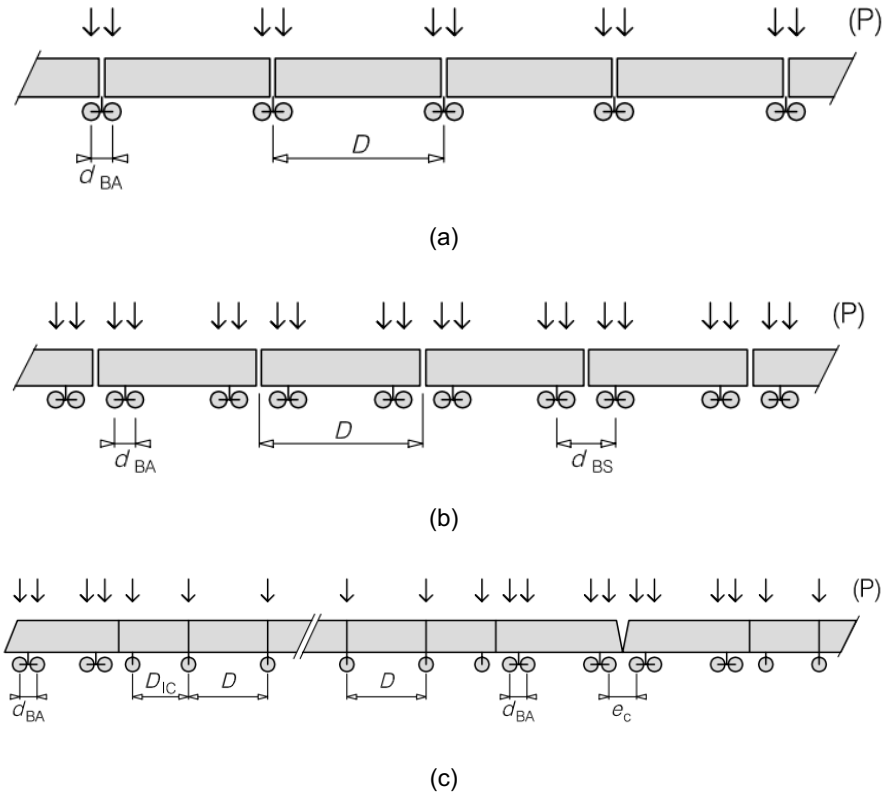


Figura 2.5. – Tipos de comboio de alta velocidade a circular na rede europeia: (a) Articulados, (b) Convencionais e (c) Regulares (adaptado da EN 1991 – 2 (2003))

Quadro 2.3 – Exemplos de comboios reais consoante à tipologia de distribuição de eixos (Gonçalves, 2015)

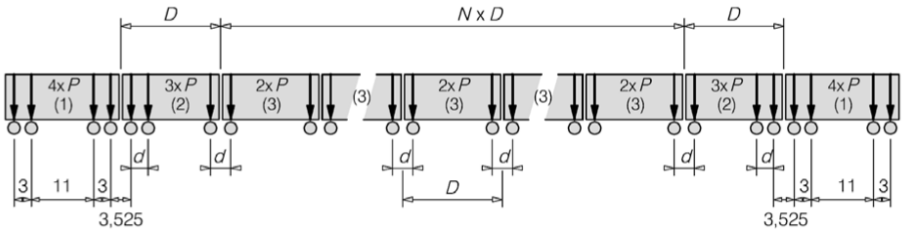
Distribuição de eixos	Comboio
Convencional	ICE2, ETR-Y, VIRGIN
Articulado	Thalys, TGV, Eurostar
Regular	TALGO-AV

2.2.2.2. Modelos de carga dinâmicos – HSLM

Este modelo é constituído por dois comboios universais separados com carruagens de comprimento variável, HSLM-A e HSLM-B.

O Modelo de Carga HSLM-A é composto por duas locomotivas, uma em cada extremidade, onde a locomotiva é representada por uma carga concentrada em cada um dos seus quatro eixos, seguidas por duas carruagens de extremidade, onde a carruagem é representada por uma carga concentrada em cada um dos seus três eixos e por *N* carruagens intermédias, onde a carruagem é representada por uma carga concentrada em cada um dos seus dois eixos. Este modelo subdivide-se em 10 comboios, onde cada comboio assume valores diferentes referentes ao número de carruagens intermédias, *N*, ao comprimento das carruagens, *D*, à distância entre os eixos do *bogie*, *d*, e ao valor da força concentrada, *P.* A disposição e os valores das cargas para o Modelo de Carga HSLM-A são apresentados pela Figura 2.6 e pelo Quadro 2.4, respetivamente.

O modelo HSLM-B é composto por *N* forças concentradas de 170 kN, espaçadas a uma distância *d* entre si, conforme representado pela Figura 2.7. Os valores de *N* e *d* são determinados em função do vão da ponte, *L*, em metros, conforme representado pela Figura 2.8.



Legenda:

(1) Locomotiva (primeira e última locomotiva idênticas)

(2) Carruagem de extremidade (primeira e última carruagens idênticas)

(3) Carruagem intermédia

Figura 2.6 – Disposição das cargas para o HSLM-A (adaptado da EN 1991 – 2 (2003))

Quadro 2.4 – Valores referentes ao Modelo de Carga HSLM-A (adaptado da EN 1991 – 2 (2003))

Comboio Universal	Número de carruagens intermédias *N*	Comprimento das carruagens *D*	Espaçamento entre *bogies d*	Força no ponto de aplicação *P*
		[m]	[m]	[kN]
A1	18	18	2.0	170
A2	17	19	3.5	200
A3	16	20	2.0	180
A4	15	21	3.0	190
A5	14	22	2.0	170
A6	13	23	2.0	180
A7	13	24	2.0	190
A8	12	25	2.5	190
A9	11	26	2.0	210
A10	11	27	2.0	210

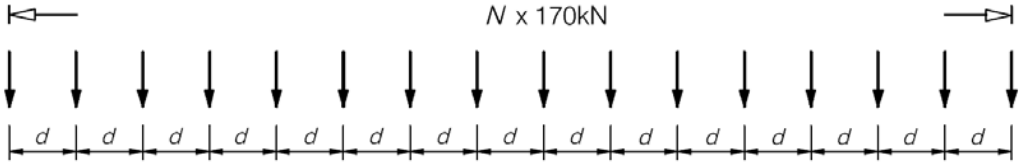


Figura 2.7 – Disposição e valores das cargas para o Modelo de Carga HSLM-B

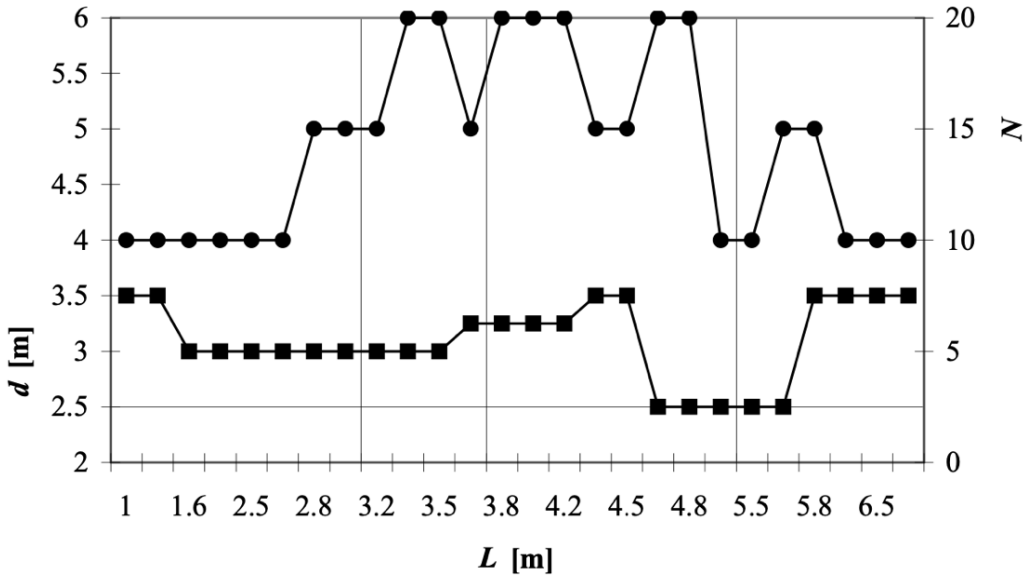


Figura 2.8 – Parâmetros *N* e *d* do Modelo de Carga HSLM-B (EN 1991 – 2 (2003))

O vão da ponte, *L*, juntamente com a configuração estrutural da ponte, são os determinantes para a definição de qual modelo de carga a ser utilizado na análise dinâmica, HSLM-A ou HSLM-B, conforme apresentado no Quadro 2.5.

Quadro 2.5 – Critérios de aplicação dos modelos HSLM-A ou HSLM-B (adaptado de EN1991-2 (2003))

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

2.2.2.3. Gama de velocidades a considerar

Segundo a EN 1991 – 2 (2003), para cada comboio real e para cada Modelo de Carga HSLM, é definida uma gama de velocidades a considerar na análise dinâmica, cujo intervalo compreende uma velocidade mínima de 144 km/h e a velocidade máxima de projeto, v_{Sd}, cujo valor é igual a $1.2v_{max}$, sendo v_{max} a velocidade máxima de circulação do comboio no local onde se encontra a ponte, especificada em projeto.

As estruturas podem apresentar picos de resposta muito elevados devidos aos efeitos de ressonância, assim, de maneira a melhor identificar estes picos, recomenda-se a utilização de incrementos de velocidades menores na vizinhança das velocidades de ressonância. Para pontes simplesmente apoiadas, a velocidade de ressonância, v_i, pode ser estimada de acordo com a Equação 2.7:

$$v_i = n_0 \cdot \lambda_i \tag{2.7}$$

sendo n_0 a primeira frequência própria da estrutura não carregada e λ_i o comprimento de onda fundamental de excitação, que pode ser estimado pela Equação 2.8:

$$\lambda_i = \frac{d}{i} \; ; \quad i = 1, 2, 3 \; ou \; 4 \tag{2.8}$$

onde d é o espaçamento regular entre grupos de eixos.

2.2.2.4. Influência dos parâmetros da ponte na resposta dinâmica

Os parâmetros da ponte que influenciam na resposta dinâmica da estrutura são o amortecimento, a massa e a rigidez. O amortecimento estrutural ocorre devido à dissipação de energia causada durante os ciclos de oscilação da estrutura (Rocha, 2015). Um estudo elaborado por ERRI (1991) concluiu que a resposta estrutural em ressonância, isto é, quando um múltiplo da frequência de carregamento iguala com uma frequência própria da estrutura, é extremamente dependente do valor do amortecimento estrutural, sendo a resposta dinâmica inversamente proporcional ao amortecimento estrutural.

Uma medição experimental do coeficiente de amortecimento ζ global de um conjunto de pontes com variações entre seus vãos e configurações estruturais, concluiu-se que há um grau de correlação entre o vão e o amortecimento, sendo o amortecimento maior à medida que o vão diminui. A partir destes resultados, a EN 1991 – 2 (2003) define três curvas para se estimar o amortecimento de uma ponte, consoante o comprimento do vão e a sua configuração estrutural. Estas curvas correspondem aos limites inferiores dos amortecimentos obtidos nas medições, de modo a obter resultados conservativos na estimativa dos amortecimentos, e estão representadas graficamente pela Figura 2.9 e cujas equações estão descritas no Quadro 2.6.

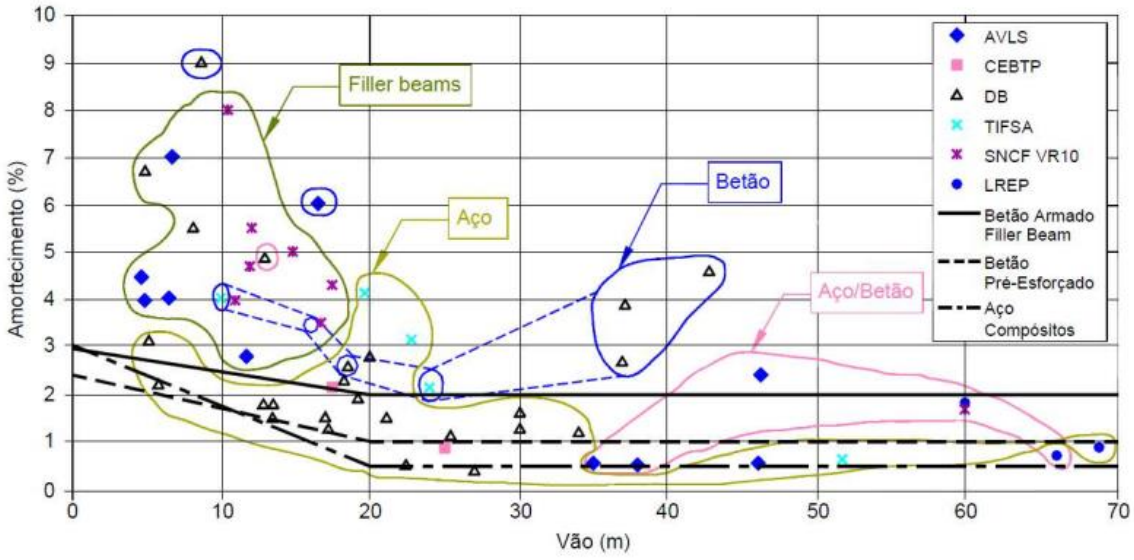


Figura 2.9 – Coeficientes de amortecimento em função do vão da ponte (Figueiredo et al., 2009)

Quadro 2.6 – Valores de amortecimento a considerar no cálculo para a análise dinâmica (EN 1991 – 2 (2003))

Tipo de ponte	ζ Limite inferior da percentagem de amortecimento crítico [%]	
	Vão L < 20 m	Vão L ≥ 20 m
Metálica e mista	ζ = 0.5 + 0.125 (20 – L)	ζ = 0.5
Betão pré-esforçado	ζ = 1.0 + 0.07 (20 – L)	ζ = 1.0
Vigas embebidas e betão armado	ζ = 1.5 + 0.07 (20 – L)	ζ = 1.5

A influência da massa na resposta dinâmica da estrutura está também relacionada com o fenómeno de ressonância, uma vez que a frequência natural da estrutura é inversamente proporcional à massa. Desta forma, toda a massa da ponte deve ser tida em consideração, incluindo os elementos não estruturais, para se evitar a sobreavaliação da frequência própria da estrutura.

A EN 1991 – 2 (2003) define dois casos específicos que devem ser considerados no que diz respeito à massa da estrutura, incluindo o balastro e a via. O primeiro caso consiste em uma estimativa do valor do limite inferior da massa para se prever as acelerações máximas do tabuleiro, utilizando o valor mínimo provável da massa volúmica seca do balastro limpo e a espessura mínima deste, enquanto o segundo caso consiste em uma estimativa do valor do limite superior da massa para a previsão das velocidades mais baixas às quais a ressonância pode ocorrer, utilizando a massa volúmica saturada máxima do balastro sujo e considerando uma margem para futuros alteamentos da via.

A influência da rigidez na resposta dinâmica da estrutura está também relacionada com o fenómeno de ressonância, pelo que uma sobreavaliação da rigidez da ponte sobreavaliará a frequência própria da estrutura assim como a velocidade para a qual ocorre a ressonância. A EN 1991 – 2 (2003), define que deve-se utilizar uma estimativa do limite inferior da rigidez em toda a estrutura, sendo que a rigidez do conjunto da estrutura poderá ser determinada de acordo com as EN 1992 e EN 1994, de onde também se obtém os valores do módulo de Young.

2.3. MÉTODOS DE ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA PONTE E DO COMBOIO

Nesta secção são descritos os principais métodos para efetuar a análise do comportamento dinâmico da estrutura e do comboio. Inicia-se por definir o método das cargas móveis, seguido por dois métodos de interação vertical entre a estrutura e o veículo, o método iterativo e o método direto, e o método de interação lateral.

2.3.1. MÉTODO DAS CARGAS MÓVEIS

O método das cargas móveis, utilizado neste estudo, é um dos mais comuns na análise do comportamento dinâmico de pontes sujeitas a tráfego ferroviário. Neste método, a interação ponte-comboio é desprezada, não sendo possível obter informações a respeito da resposta dinâmica no comboio, uma vez que este não é explicitamente modelado, mas simplesmente considerado como um conjunto de forças concentradas devidamente distribuídas longitudinalmente que visam simular as cargas por eixo na respetiva posição. Tal simplificação faz com que esse método não obtenha resultados tão exatos quanto os métodos de interação, que não desprezam a contribuição da massa do comboio para os efeitos de inércia na resposta estrutural, porém é vantajoso em termos de eficiência computacional.

Para casos de pontes de pequeno e médio vão, a massa do comboio possui valor significativo quando comparada à massa da ponte e, nestes casos, o método das cargas móveis tende a assumir valores conservativos para a resposta dinâmica da estrutura. Museros *et al* (2002) comparou o comportamento dinâmico de 25 pontes simplesmente apoiadas usando ambos o método das cargas móveis e o método de interação ponte-comboio. Este estudo concluiu que os efeitos de interação levam a uma redução aproximada de 25% da resposta dinâmica máxima. Sendo assim, de forma a se obterem resultados de forma mais eficiente, optou-se neste trabalho por usar o método das cargas móveis.

2.3.1.1. Formulação das equações de equilíbrio dinâmico

Os *N* graus de liberdade da estrutura tem de estar em equilíbrio em todos os instantes de tempo *t*. Assim, a equação de equilíbrio dinâmico é definida pela Equação 2.9:

$$F_i(t) + F_a(t) + F_e(t) = F_{ext}(t) \tag{2.9}$$

onde F_i são as forças de inércia, F_a são as forças de amortecimento, F_e são as forças elásticas, definidas pelas Equações 2.10, 2.11 e 2.12., respetivamente, e F_{ext} são as forças exteriores, obtidas a partir do espalhamento das forças nodais elementares:

$$F_i(t) = M\ddot{u}(t) \tag{2.10}$$

$$F_a(t) = C\dot{u}(t) \tag{2.11}$$

$$F_e(t) = Ku(t) \tag{2.12}$$

sendo M, C e K as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respetivamente, e $\ddot{u}$, $\dot{u}$ e u são os vetores de aceleração, velocidade e deslocamento, respetivamente. Logo, a Equação 2.9 pode ser reescrita na forma apresentada pela Equação 2.13.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \tag{2.13}$$

2.3.2.2. Definição das Cargas Móveis

Uma vez calculados os termos das matrizes de massa M, amortecimento C e rigidez K da equação do equilíbrio dinâmico (2.13), resta então definir o valor de $F(t)$, que corresponde às forças nodais equivalentes devido às cargas do comboio à medida que este percorre a ponte. Para que isto seja feito, é necessário ter o modelo de cargas do comboio, HSLM ou Comboio Real, no que diz respeito aos dados referentes à intensidade das cargas P aplicadas nos eixos do comboio e os seus respetivos espaçamentos, conforme ilustrado na Figura 2.10.

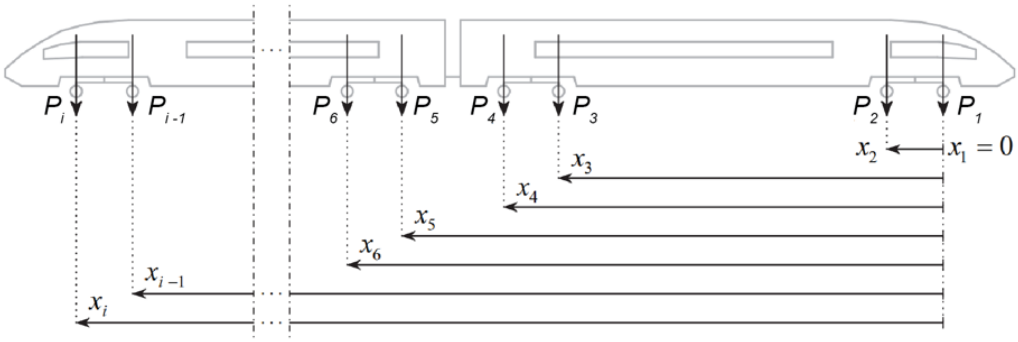


Figura 2.10 – Representação do modelo de cargas do comboio com *i* eixos (adaptado de Montenegro, 2015)

Tendo em conta os valores das forças representativas do comboio através dos modelos de carga, bem como das coordenadas dos nós que definem o caminho de cargas incluídos no modelo de elementos finitos da estrutura, torna-se necessário definir funções de forma temporais $N_i(t)$ para cada nó i presente no percurso das cargas móveis.

À medida que as cargas móveis P_k avançam sobre a ponte, sendo que a cada instante estão localizadas em um ponto k do percurso, o nó i terá uma determinada força nodal $F_i(t)$, conforme a equação 2.14:

$$F_i(t) = P_K \times N_i(t) \tag{2.14}$$

Logo, as funções de forma temporais $N_i(t)$ dependem também da localização do ponto k $x_k(t)$, onde as cargas P_k estão a ser aplicadas em determinado instante, conforme explícito nas Equações 2.15 e 2.16:

$$x_k(t) = x_k(t_0) + v \times t \tag{2.15}$$

$$N_i(t) = \begin{cases} \dfrac{x_k(t) - x_{i-1}}{L_{i-1,i}}, x_{i-1} \leq x_k(t) \leq x_i \\ 1 - \dfrac{x_k(t) - x_i}{L_{i,i+1}}, x_i \leq x_k(t) \leq x_{i+1} \end{cases} \tag{2.16}$$

sendo $x_k(t_0)$ a localização do nó inicial do percurso da carga P, v a velocidade do comboio, t o instante de tempo a ser analisado, x_{i-1}, x_i, x_{i+1} a localização dos nós i-1, i e i+1 pertencentes ao caminho de cargas, respetivamente, e $L_{i-1,i}$ e $L_{i,i+1}$ as distâncias entre o nó i e o nó i-1 e i+1, respetivamente. A Figura 2.11 apresenta este esquema.

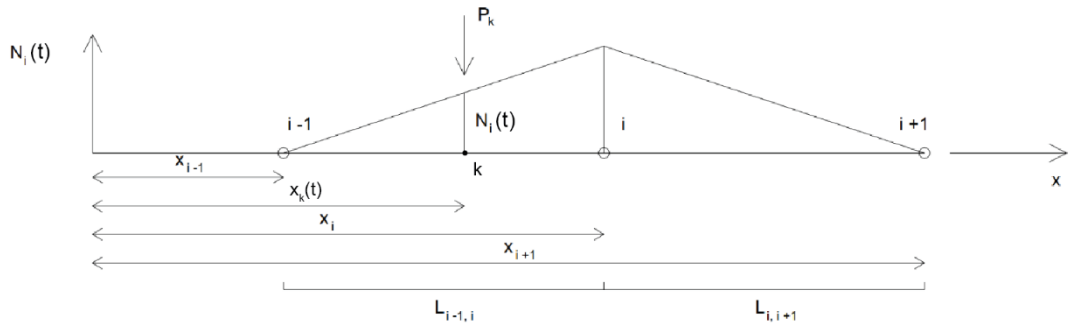


Figura 2.11 – Variação da função de forma N_i no nó i devido à carga P_k, em um instante t (Ribeiro, 2004)

Assim, calculado o termo $F(t)$ da equação de equilíbrio dinâmico (2.13), procede-se à resolução da mesma para obter a resposta dinâmica de toda a estrutura.

Por se tratar de uma equação diferencial, a aceleração $\ddot{u}$ e a velocidade $\dot{u}$ são funções do deslocamento u, sendo assim, para resolver a Equação 2.13 é necessário recorrer a um método de integração direta, como o método de Newmark (Clough and Penzien, 2003) ou o método α (Hughes, 2000), ou usando um método de sobreposição modal (Chopra, 1995; Clough and Penzien, 2003). O método empregado nesta análise é o método de integração direta de Newmark.

2.3.2.3. Método de integração direta de Newmark

No método de integração direta de Newmark, dois parâmetros definem a variação da aceleração sobre um incremento de tempo Δt e determinam a estabilidade e precisão deste método: γ e β. O fator γ oferece uma ponderação linear variável para a contribuição das acelerações final e inicial a alteração de velocidades, enquanto o fator β efetua uma ponderação entre as acelerações final e inicial na alteração de deslocamento (Rocha, 2015).

Quando se emprega o método de Newmark, tipicamente a matriz de amortecimento C é uma matriz de amortecimento de Rayleigh, ou seja, resulta de uma combinação linear das matrizes de massa M e rigidez K, conforme a Equação 2.17:

$$C = c_1 M + c_2 K \tag{2.17}$$

onde os coeficientes de amortecimento de Rayleigh, c_1 e c_2, são constantes determinadas a partir da Equação 2.18 (Clough & Penzien, 2002):

$$\begin{Bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{Bmatrix} = 2\frac{\omega_m \times \omega_n}{{\omega_n}^2 - {\omega_m}^2} \times \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -\frac{1}{\omega_n} & -\frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} \tag{2.18}$$

em que ω_n e ω_m são as frequências angulares, enquanto ξ_n e ξ_m são os coeficientes de amortecimento correspondentes ao *n*-ésimo e *m*-ésimo modo de vibração da estrutura, respetivamente.

2.3.2.4. Definição do incremento de tempo Δt

Outro parâmetro importante a ser definido é o incremento de tempo Δt a ser adotado na análise dinâmica. A seleção de um incremento de tempo adequado é essencial para avaliar a resposta dinâmica e garantir que os modos de vibração mais importantes são considerados.

ERRI (1999) sugere que o incremento de tempo Δt seja o mínimo obtido através das Equações 2.19 e 2.20:

$$\Delta t = \frac{1}{8 \cdot f_{max}} \tag{2.19}$$

$$\Delta t = \frac{L}{4 \cdot n \cdot v_{max}} \tag{2.20}$$

onde f_{max} é a frequência do maior modo de vibração considerado na análise, L é o vão da ponte, n é o número de modos de vibração considerados na análise e v_{max} é a velocidade máxima do comboio.

O primeiro critério garante que o modo de vibração mais elevado seja representado por um mínimo de oito pontos. O segundo critério é definido para garantir que a excitação seja contabilizada com precisão na análise dinâmica, isto é, pretende garantir que uma determinada carga que se desloca sobre a ponte a uma velocidade máxima v_{max} seja discretizada em intervalos de $4n$ modos de vibração (Rocha, 2015).

2.3.2. MÉTODO ITERATIVO DE INTERAÇÃO VERTICAL

Este método estabelece o equilíbrio de forças atuantes na interface de contato e usa um procedimento iterativo para impor equações de restrição que relacionam os deslocamentos dos nós de contato do veículo com os deslocamentos correspondentes da estrutura (Montenegro, 2015). O veículo e a estrutura formam dois subsistemas que são modelados como duas estruturas separadas, resultando na Equação 2.21:

$$\begin{bmatrix} M_S & 0 \\ 0 & M_V \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{a}_S(t) \\ \ddot{a}_V(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_S & 0 \\ 0 & C_V \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{a}_S(t) \\ \dot{a}_V(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_S & 0 \\ 0 & K_V \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_S(t) \\ a_V(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_S(t) \\ F_V(t) \end{bmatrix} \tag{2.21}$$

sendo *M*, *C* e *K* as matrizes de massa, amortecimento e rigidez, respetivamente, $\ddot{a}$, $\dot{a}$ e *a* são os vetores aceleração, velocidade e deslocamento, respetivamente, *t* é a variável tempo e *F* é o vetor de cargas exteriores. Os índices *S* e *V* são referentes à estrutura e ao veículo, respetivamente.

A metodologia desenvolvida por Delgado & Santos (1997) considera a interação veículo-estrutura a acontecer apenas em um ponto entre o carril e a roda do veículo, bem como as forças de interação sendo apenas verticais e que as rodas do comboio estão sempre em contato com o carril. Esta metodologia envolve os seguintes procedimentos:

i) As cargas móveis $F_S^{i+1}(t)$, aplicadas à estrutura na iteração *i+1,* em cada incremento de tempo *t* são decompostas em duas componentes, sendo elas a estática F_{sta}, que se refere ao peso do comboio e mantém-se constante ao longo de todo o processo, e a dinâmica $F_{dyn}^{i}(t)$ que depende das forças de inércia e amortecimento do veículo, resultantes da iteração anterior, conforme definido pela Equação 2.22.

$$F_S^{i+1}(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{i}(t) \tag{2.22}$$

ii) Ao resolver o sistema de equações da estrutura (2.21), obtém-se os deslocamentos nodais a_S^{i+1} e, a partir das funções de forma dos elementos finitos, calculam-se os deslocamentos da estrutura nos nós de contato a_Y^{i+1}. A Figura 2.12 apresenta um esquema deste processo.

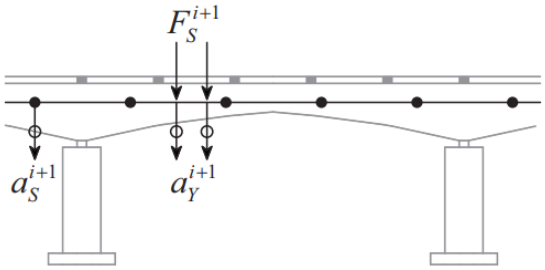


Figura 2.12 – Esquema representativo da metodologia iterativa de interação veículo-estrutura (Montenegro, 2015)

iii) Os deslocamentos $a_V^{i+1}(t)$, que correspondem aos deslocamentos da estrutura nos nós de contato a_Y^{i+1}, somados a uma determinada irregularidade r que possa existir entre a roda e o carril, são impostos aos nós de contato do veículo, conforme apresentado pela Equação 2.23:

$$a_V^{i+1}(t) = a_Y^{i+1}(t) + r \tag{2.23}$$

iv) Ao resolver o sistema de equações da estrutura (2.21), as forças de reação nos nós de contato F_V^{i+1} são calculadas, conforme representado pela Figura 2.13. Estas reações correspondem à componente dinâmica F_{dyn}^{i} a ser aplicada na estrutura na iteração seguinte, conforme a Equação 2.24:

$$F_V^{i+1}(t) = F_{dyn}^{i}(t) \tag{2.24}$$

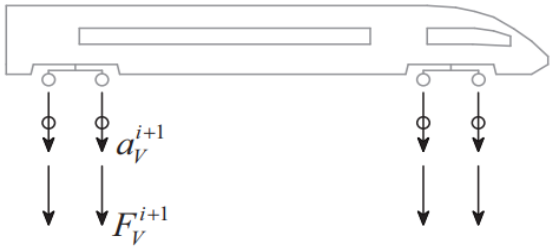


Figura 2.13 – Esquema representativo da metodologia iterativa de interação veículo-estrutura (Montenegro,2015)

v) Ao final de cada iteração, o critério de convergência definido pela Equação 2.25 é verificado, sendo ε a tolerância. Caso o critério seja verificado, procede-se para o próximo incremento de tempo, caso contrário, o processo iterativo continua.

$$\frac{\left\|F_{dyn}^{i+1} - F_{dyn}^{i}\right\|}{\left\|F_{dyn}^{i}\right\|} \leq \varepsilon \tag{2.25}$$

2.3.3. MÉTODO DIRETO DE INTERAÇÃO VERTICAL

O método direto de interação vertical, desenvolvido por Neves et al. (2012), considera que não há separação entre os pontos de contato nodais entre os nós do veículo e os nós da estrutura, deste modo, as equações de equilíbrio dinâmico do veículo e da estrutura são complementadas com as equações de compatibilidade de deslocamentos dos pontos de contato nodais entre os nós do veículo e da estrutura, formando, assim, um único sistema, definido pela Equação 2.26, que pode ser resolvido sem recurso a iterações. As irregularidades na interface de contato r podem ser consideradas nas equações de compatibilidade e o veículo e a estrutura podem ser modelados com qualquer nível de complexidade, com recurso aos elementos finitos:

$$\begin{bmatrix} \overline{K}_{FF} & \overline{D}_{FX} \\ \overline{H}_{XF} & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} a_F^{t+\Delta t} \\ X^{t+\Delta t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \overline{F}_F \\ \overline{r} \end{bmatrix} \tag{2.26}$$

onde $\overline{K}_{FF}$ é matriz de rigidez do sistema veículo-estrutura, $\overline{D}_{FX}$ é a matriz de transformação que relaciona as forças de contato no sistema de coordenadas locais com as forças nodais no sistema de coordenadas globais, $\overline{H}_{XF}$ é a matriz de transformação que relaciona os deslocamentos nodais da estrutura no sistema de coordenadas globais com os deslocamentos de pontos auxiliares no sistema de coordenadas local, $a_F^{t+\Delta t}$ são os deslocamentos nodais no atual incremento de tempo Δt, $X^{t+\Delta t}$ são as forças de contato no atual incremento de tempo Δt, $\overline{F}_F$ é o vetor de forças externas, e $\overline{r}$ são as irregularidades na interface de contato.

Mais tarde, Neves et al. (2014) estendeu a formulação para permitir a separação entre a roda do comboio e o carril, ao desenvolver um algoritmo que deteta quais elementos estão em contato, impondo as equações de compatibilidade apenas quando este ocorre. Devido à natureza não-linear do problema de contato, é então utilizado um método iterativo baseado no método de Newton para resolver a equação de movimento do sistema veículo-estrutura.

2.3.4. MÉTODO DE INTERAÇÃO LATERAL

Em cenários extremos, como ventos fortes laterais ou sismos, o impacto lateral entre a roda e o carril pode influenciar fortemente o comportamento dinâmico do sistema. Em problemas de contato roda-carril, uma vez que as forças normais e tangenciais dependem significativamente das características geométricas das superfícies próximas ao ponto de contato, a precisão usada para definir essas superfícies é crucial (Montenegro, 2015).

Duas abordagens são consideradas no que diz respeito à maneira que as forças normais de contato são calculadas na formulação do problema de contato roda-carril, segundo Shabana et al. (2008). Na primeira, denominada formulação de contato de compatibilidade (Shabana et al., 2001), a penetração entre a roda e o carril não é permitida, desta forma, compatibilidades cinemáticas não-lineares são usadas para impor as condições de contato. Na segunda, denominada formulação de contato elástico, nenhum grau de liberdade é eliminado e a força normal de contato é definida como uma função da penetração entre a roda e carril (Shabana et al., 2004).

Outra distinção considerada nas formulações referentes às geometrias do perfil consiste em um algoritmo utilizado para identificar a posição do ponto de contato. Sugiyama et al. (2009) define duas abordagens para determinar os pontos de contato entre a roda e o carril, denominadas de procura de contato *offline* e *online*. Os algoritmos de procura de contacto *offline* baseiam-se na interpolação de tabelas geradas a partir de análises geométricas pré-calculadas (Antolín et al., 2012), enquanto os algoritmos de procura de contacto *online* calculam os pontos de contacto a cada incremento da análise dinâmica, o que dá origem a resultados mais precisos.

2.4. CRITÉRIOS REGULAMENTARES PARA AS VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA

Nesta secção são apresentados os critérios de segurança definidos pelas normas EN 1990 – Anexo A2 (2001) e EN 1991 – 2 (2003), nomeadamente relativos à segurança estrutural, à segurança de tráfego e ao conforto dos passageiros.

2.4.1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

Segundo a EN 1991 – 2 (2003), a verificação da segurança estrutural no projeto de pontes, tendo-se em consideração todos os efeitos das cargas verticais de tráfego, é feito para o mais desfavorável dentre os valores obtidos a partir das Equações 2.27 e 2.28:

$$\left(1+\varphi'_{dyn}+\varphi"/2\right)\times\begin{pmatrix}HSLM\\ou\\RT\end{pmatrix} \tag{2.27}$$

$$\Phi\times(LM71"+"SW/0) \tag{2.28}$$

onde HSLM é o Modelo de Carga para linhas de alta velocidade, LM71"+"SW/0 corresponde ao Modelo de Carga LM71 e, se relevante, Modelo de Carga SW/0 para pontes contínuas, RT é o carregamento devido a todos os comboios reais, φ'_{dyn} é a amplificação dinâmica, $\varphi''/2$ é aumento dos efeitos das cargas dinâmicas calculados para vias com manutenção muito cuidada, resultantes de defeitos da via e de imperfeições de veículos, e Φ é o coeficiente dinâmico, conforme previamente descrito em 2.2.1.4. Para vias com manutenção corrente, utiliza-se φ'' sem a redução de 50%.

Caso não seja necessário efetuar uma análise dinâmica, conforme descrito em 2.2, a amplificação dinâmica φ' pode ser determinada conforme a Equação 2.29:

$$\varphi' = \begin{cases} \dfrac{K}{1 - K + K^4} & para\ K < 0.76 \\ 1.325 & para\ K \geq 0.76 \end{cases} \tag{2.29}$$

sendo *K* definido conforme a Equação 2.30:

$$K = \frac{v}{2\ L_\Phi \times n_0} \tag{2.30}$$

onde *v* corresponde à velocidade máxima autorizada do veículo, em m/s, L_Φ é o comprimento determinante para o elemento estrutural, em metros, cujos valores estão presentes no Quadro 6.2. da EN1991-2 (2003), e n_0 corresponde ao limite inferior da primeira frequência própria de flexão da ponte sob a ação de cargas permanentes, em Hz, condicionado por critérios de impacto dinâmico, representado na Figura 2.2 e pela Equação 2.31:

$$n_0 = \begin{cases} 80/L_\Phi & para\ 4\ m\ \leq L_\Phi\ \leq 22\ m/s \\ 23\ {L_\Phi}^{-0.592} & para\ 20\ m\ < L_\Phi \leq\ 100\ m \end{cases} \tag{2.31}$$

Ainda no cenário onde não seja necessário efetuar uma análise dinâmica, o aumento dos efeitos das cargas dinâmicas φ'' segundo a Equação 2.32:

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100}\left[56\ e^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} + 50\ \left(\frac{L_\Phi\ n_0}{80} - 1\right)\ e^{-\left(\frac{L_\Phi}{20}\right)^2}\right]\ ;\quad \varphi'' \geq 0 \tag{2.32}$$

sendo α um coeficiente para a velocidade, definido pela Equação 2.33, e n_0 corresponde ao limite superior da primeira frequência própria de flexão da ponte sob a ação de cargas permanentes, em Hz, devido às irregularidades da via, representado na Figura 2.2 e pela Equação 2.34:

$$\alpha = \begin{cases} v/22 & se\ v\ \leq\ 22\ m/s \\ 1 & se\ v >\ 22\ m/s \end{cases} \tag{2.33}$$

$$n_0 = 94.76\ {L_\Phi}^{-0.748} \tag{2.34}$$

Para o cenário onde seja necessário efetuar uma análise dinâmica, conforme descrito em 2.2, a amplificação dinâmica φ'_{dyn} pode ser determinada conforme a Equação 2.35, e o aumento dos efeitos das cargas dinâmicas φ'' é determinado através de uma análise dinâmica tendo em conta a interação entre as massas não suspensas do comboio e a massa da ponte:

$$\varphi'_{dyn}\ =\ max\left|\gamma_{dyn}\ /\ \gamma_{stat}\right| - 1 \tag{2.35}$$

sendo γ_{dyn} a resposta dinâmica máxima, γ_{stat} a resposta estática máxima correspondente em qualquer ponto do elemento estrutural devida a um comboio real ou ao Modelo de Carga HSLM.

2.4.2. VERIFICAÇÕES DE SEGURANÇA DE TRÁFEGO

Embora estas verificações correspondam aos Estados Limite de Serviço (ELS) do ponto de vista estrutural, para garantir uma performance adequada da ponte ferroviária, elas representam um Estado Limite Último (ELU) para a segurança do tráfego dos comboios (Rocha, 2015).

Presentes nas normas EN 1990 – Anexo A2 (2001) e EN 1991 – 2 (2003), as verificações incluem a aceleração vertical no tabuleiro, a torção no tabuleiro, as deformações vertical e transversal no tabuleiro, os deslocamentos vertical e longitudinal na superfície superior do tabuleiro na sua extremidade e a vibração lateral do tabuleiro.

2.4.2.1. Aceleração vertical no tabuleiro

Limitar a aceleração vertical no tabuleiro da ponte tem dois principais objetivos, sendo o primeiro para evitar a instabilidade da via devido à diminuição das forças de atrito entre as partículas do balastro, em vias balastradas, que conduz à uma perda da resistência lateral da via, afetando a segurança para o tráfego dos comboios. O segundo objetivo é para se prevenir a perda de contato entre as rodas e os carris, que podem levar ao descarrilamento do comboio (Rocha, 2015).

A EN 1990 – Anexo A2 (2001) define um limite de 3.5 m/s^2 para os valores de pico da aceleração vertical do tabuleiro em vias balastradas e 5 m/s^2 para vias não balastradas. Estes limites têm em conta apenas uma faixa de carregamento e consideram os Modelos de Carga HSLM e comboios reais com frequências até 30 Hz ou 1.5 vezes o primeiro modo de vibração do elemento, com um mínimo de três modos de vibração. Este limite foi definido pela comissão de especialistas D214 da ERRI, levando em consideração uma série de ensaios efetuados por Zacher & Baeβler (2009) no laboratório alemão BAM, de modo a perceber o comportamento da camada do balastro e qual nível de aceleração do tabuleiro leva à instabilidade. O teste consistiu em submeter uma caixa de metal preenchida com uma camada de balastro de espessura igual a 35 cm, com um bloco de betão representando a travessa embutido no balastro, a um equipamento que exerce vários níveis de vibrações verticais, conforme ilustrado na Figura 2.14.

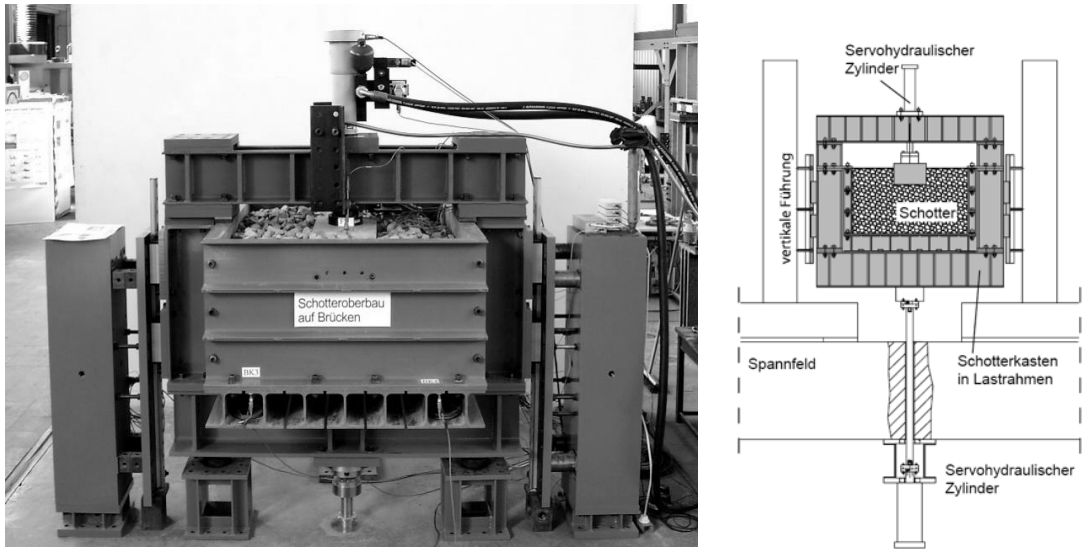


Figura 2.14 – Equipamento de teste para avaliar o comportamento dinâmico do balastro (Zacher & Baeßler, 2009)

O teste mede a função de transferência do balastro, definida como o razão entre a aceleração nas travessas a_{vt} e a aceleração aplicada na base da caixa a_{vb}, em função da frequência de excitação f até os

60 Hz e do nível de aceleração a_{vb}, está representada na Figura 2.15. Os resultados mostraram que a resistência lateral do dormente, que é um indicador das forças de atrito entre as partículas do balastro, é significamente afetada quando o nível de aceleração atinge 0.7g. Também foi objeto de estudo a frequência máxima que deve ser considerada, e que o valor máximo da função de transferência do balastro ocorre na máxima frequência considerada no ensaio, igual a 60 Hz, conforme ilustrado na Figura 2.16.

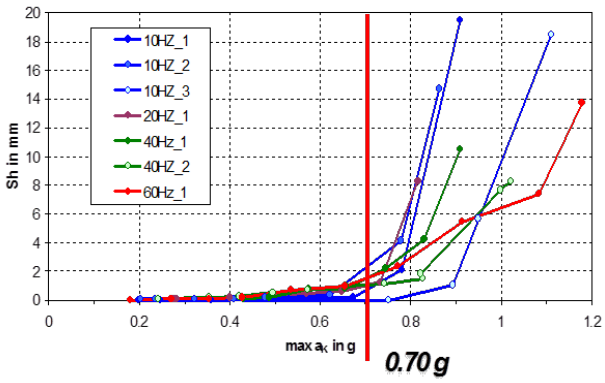


Figura 2.15 – Deslocamento lateral do dormente (Zacher & Baeßler (2009))

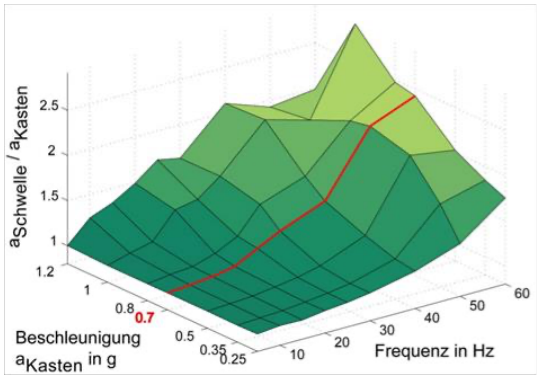


Figura 2.16 – Função de transferência entre o balastro e as travessas (Zacher & Baeßler (2009))

Concluiu-se que os limites adotados pela EN 1990 – Anexo A2 (2001) para a aceleração vertical do tabuleiro para vias balastradas, acima mencionados, têm caráter conservativo, assumindo um fator de segurança γ_{bt} igual a 2. Assim, o limite define-se conforme a Equação 2.36:

$$a_{Ed} \leq \frac{a_{Rk}}{\gamma_{bt}} = \frac{7}{2.0} = 3.5\ m/s^2 \tag{2.36}$$

sendo a_{ed} a máxima aceleração vertical no tabuleiro e a_{Rk} a aceleração crítica obtida a partir dos ensaios de Zacher & Baeßler.

2.4.2.2. Torção do tabuleiro

A limitação da torção do tabuleiro da ponte, definido pela EN 1990 – Anexo A2 (2001), se dá para garantir a segurança ao descarrilamento do comboio. O limite imposto pela norma para a torção máxima t do tabuleiro, sendo este com uma largura s igual a 1.435 m e comprimento igual a 3 m, conforme representado na Figura 2.17, é definido para três intervalos de velocidades, conforme apresentado no

Quadro 2.7. Para calcular-se a torção do tabuleiro *t*, deve-se ter em conta os valores característicos dos Modelos de Carga LM71 e SW/0 ou SW/2, conforme apropriado, multiplicados pelo coeficiente dinâmico φ e pelo coeficiente α, assim como o Modelo de Carga HSLM, incluindo os efeitos da força centrífuga, de acordo com a EN1991 – 2 (2003).

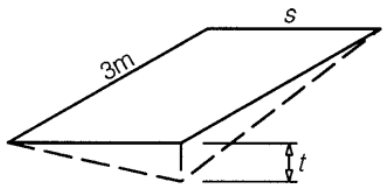


Figura 2.17 – Esquema da torção do tabuleiro (EN1990 – Anexo A2 (2001))

Quadro 2.7 – Valores limites para torção do tabuleiro em função da velocidade (adaptado da EN 1990 – Anexo A2 (2001))

Intervalo de velocidades *V* [km/h]	Torção máxima *t* [mm/3m]
$V \leq 120$	$t \leq 4.5$
$120 < V \leq 200$	$t \leq 3.0$
$V > 200$	$t \leq 1.5$

Na EN1990 – Anexo A2 (2001) também está definido um limite para a torção total do tabuleiro como sendo equivalente a 7.5 mm / 3 m, que corresponde à combinação da torção da via quando a ponte está descarregada, como numa curva de transição, por exemplo, juntamente com torção devida ao tráfego dos comboios.

2.4.2.3. Deformação vertical do tabuleiro

A deformação excessiva do tabuleiro da ponte pode levar a mudanças não aceitáveis na geometria vertical e lateral da via e a tensões excessivas nos carris, que pode levar à instabilidade e falha da estrutura (Rocha, 2015).

Por esta razão, a norma EN1990 – Anexo A2 (2001) limita a deformação vertical do tabuleiro δ_v ao longo do eixo longitudinal do mesmo devido às cargas verticais classificadas dos Modelos de Carga LM71 e SW/0 ou SW/2, conforme apropriado e definido em EN 1991 – 2 (2003), sendo que para pontes contínuas, ambos os Modelos de Carga LM71 e SW/0 devem ser considerados. Este limite deve ser inferior a L /600, sendo L o vão do tabuleiro, conforme representado na Figura 2.18.

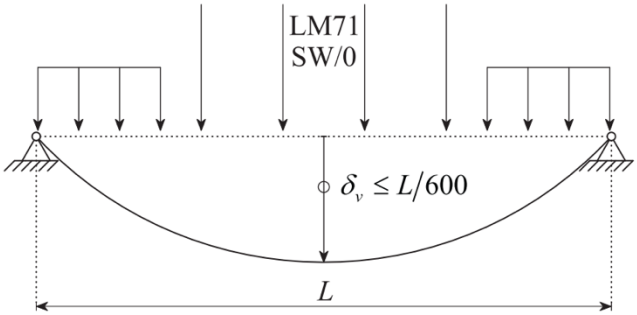


Figura 2.18 – Limite para deformação vertical no tabuleiro (Montenegro, 2015)

2.4.2.4. Deformação transversal do tabuleiro

Segundo a EN 1990 – Anexo A2 (2001), a deformação transversal δ_h deve ser limitada para assegurar que a variação angular e o raio de curvatura horizontal satisfaçam os limites definidos no Quadro 2.8.

As variações angulares referem-se à rotação transversal θ_h na extremidade do tabuleiro ou às rotações transversais relativas entre dois vãos adjacentes $\theta_{h1} + \theta_{h2}$, conforme representado na Figura 2.19.

Esta condição deve ser verificada para a combinação característica das ações dos Modelos de Carga LM71 e SW/0, conforme apropriado, multiplicados pelos coeficientes dinâmico φ e α, ou para comboios reais com o coeficiente dinâmico, conforme apropriado, para as cargas devidas ao vento, para as forças de lacete, para as forças centrífugas de acordo com a EN 1991 – 2 (2003) e para os efeitos de variação de temperatura transversais ao longo da ponte.

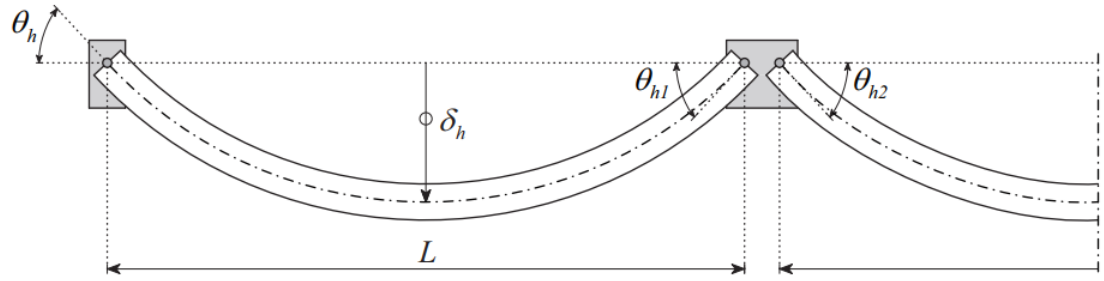


Figura 2.19 – Esquema da deformação transversal δ_h e variações angulares θ_h em vista superior (Montenegro, 2015)

Quadro 2.8 – Variação angular máxima e raios mínimos de curvatura em função da velocidade (Adaptado da EN 1990 – Anexo A2 (2001))

Intervalo de velocidade V	Variação angular máxima α	Raio mínimo de curvatura R para um vão único	Raio mínimo de curvatura R para múltiplos vãos
[km/h]	[Rad]	[m]	[m]
V ≤ 120	0.0035	1700	3500
120 < V ≤ 200	0.0020	6000	9500
V > 200	0.0015	14000	17500

2.4.2.5. Deslocamento vertical da superfície superior do tabuleiro na sua extremidade

Pela EN 1991 – 2 (2003) está definido um valor máximo para o deslocamento vertical da superfície superior do tabuleiro ma sua extremidade δ_V em relação à construção adjacente, conforme a Figura 2.20, devido às ações dos Modelos de Carga LM71 e SW/0 em função da velocidade V, assim como devido à variação de temperatura.

Este requisito é necessário para evitar a instabilidade dos carris, para limitar forças de levantamento nos sistemas de fixação dos carris e para limitar tensões adicionais nos mesmos (Montenegro, 2015). Estes limites estão definidos na Equação 2.37:

$$\delta_V = \begin{cases} 3\,mm & para\ V \leq 160\ km/h \\ 2\,mm & para\ V > 160\ km/h \end{cases} \tag{2.37}$$

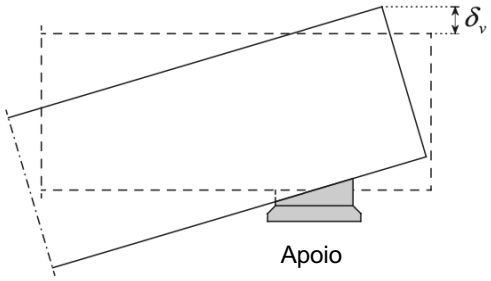


Figura 2.20 – Esquema representativo do deslocamento vertical da superfície superior do tabuleiro na sua extremidade δ_V (adaptado de Montenegro, 2015)

2.4.2.6. Deslocamento longitudinal da superfície superior do tabuleiro na sua extremidade

O deslocamento longitudinal da superfície superior do tabuleiro na sua extremidade δ_H deve ser limitado para minimizar a perturbação no balastro e vias adjacentes (Montenegro, 2015).

Pela EN 1991 – 2 (2003) estão definidos valores limites para δ_H para quando a ponte está submetida a ações verticais de tráfego, com até duas vias carregadas com o Modelo de Carga LM71 e SW/0, conforme apropriado, sendo um valor limite para δ_H igual a 8 mm quando se considera o comportamento combinado da estrutura e da via, para o caso de haver apenas um aparelho de dilatação por tabuleiro ou para quando há a ausência deste, e outro valor limite para δ_H sendo igual a 10 mm quando se é desprezado o comportamento combinado da estrutura e da via. Este esquema está representado na Figura 2.21.

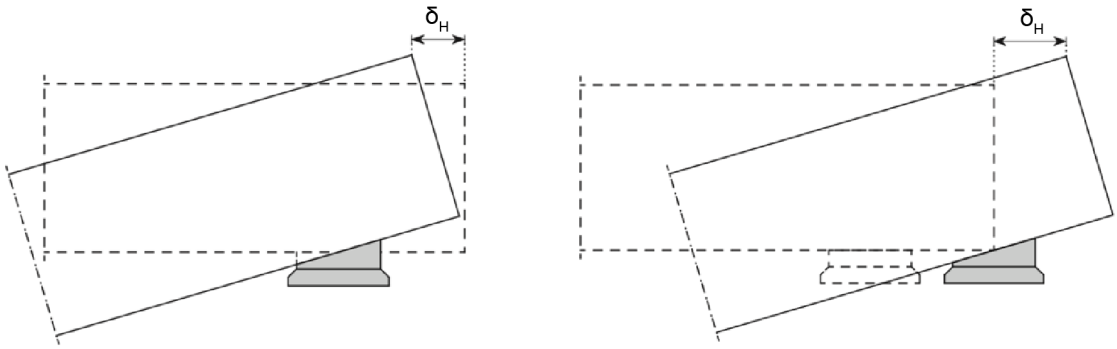


Figura 2.21 – Deslocamento longitudinal da superfície superior do tabuleiro na sua extremidade δ_H: (a) apoio duplo e (b) apoio simples (Montenegro, 2015)

Na EN 1991 – 2 (2003) também consta um limite para o deslocamento longitudinal do tabuleiro devido ao efeito do arranque e da frenagem δ_B como sendo igual a 5 mm para carris contínuos soldados sem aparelhos de dilatação ou com um aparelho de dilatação numa extremidade do tabuleiro e igual a 30 mm no caso de aparelhos de dilatação dos carris nas duas extremidades do tabuleiro quando o balastro é contínuo nas suas extremidades.

Os movimentos superiores a 30 mm só devem ser autorizados quando o balastro tiver descontinuidade para permitir movimentos e no caso de existirem aparelhos de dilatação dos carris.

2.4.2.7. Vibração lateral do tabuleiro

Ao limitar-se a vibração lateral do tabuleiro, evita-se a ressonância entre o movimento lateral do veículo e a ponte (Montenegro, 2015). Segundo a EN 1990 – Anexo A2 (2001), a frequência natural do primeiro modo de vibração de um vão f_{h0} deve ter um valor mínimo igual a 1.2 Hz.

2.4.3. CRITÉRIO DE DEFORMAÇÃO VERTICAL DO TABULEIRO PARA CONFORTO DOS PASSAGEIROS

O conforto dos passageiros depende da aceleração vertical no interior do veículo b_v durante o seu percurso. O Quadro 2.9 apresenta os valores de b_v recomendados pela norma EN 1990 – Anexo A2 (2011) para se atingir três diferentes níveis de conforto.

Quadro 2.9 – Níveis indicativos de conforto (adaptado da EN 1990 – Anexo A2 (2001))

Nível de conforto	Aceleração vertical b_v [m/s^2]
Muito bom	1.0
Bom	1.3
Aceitável	2.0

Para se obter a aceleração vertical no veículo b_v, a EN 1990 – Anexo A2 (2001) apresenta um método simplificado que relaciona b_v com a deformação vertical da ponte δ em função da velocidade V do comboio, da configuração estrutural da ponte, do comprimento do vão L e do número de vãos.

Esta relação resultou em um gráfico, representado pela Figura 2.22, onde constam os valores máximos da relação vão da ponte L com a deformação vertical no tabuleiro δ para pontes ferroviárias com três os mais vãos simplesmente apoiados correspondentes a uma aceleração vertical no veículo b_v igual a 1 m/s^2, isto é, um nível muito bom segundo o critério de conforto.

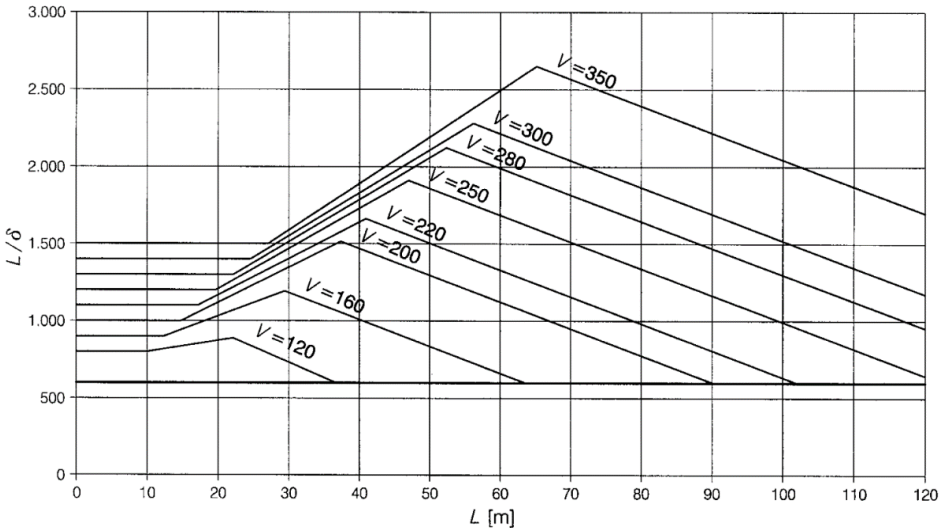


Figura 2.22 – Valores máximos para L/δ para se garantir um nível muito bom de conforto para passageiros (EN 1990 – Anexo A2 (2001))

Para se calcular a deformação vertical no tabuleiro, δ, utiliza-se o Modelo de Carga LM71, devidamente multiplicado pelo coeficiente dinâmico, φ, sem contabilizar o coeficiente α, conforme a EN 1991 – 2 (2003). Para pontes com duas ou mais vias de circulação, apenas uma via deve ser carregada, e para estruturas de vigas contínuas com vãos de dimensões variadas ou variações na rigidez, uma análise dinâmica deve ser efetuada.

Para pontes com um único vão, com uma sucessão de duas vigas simplesmente apoiadas ou com dois vãos contínuos, os valores de L / δ da Figura 2.22 devem ser multiplicados por 0.7, enquanto para estruturas de vigas contínuas com três ou mais vãos, os valores de L / δ devem ser multiplicados por 0.9.

Alternativamente, a aceleração vertical no veículo b_v pode ser determinada através de métodos de interação dinâmica comboio-estrutura, em que deve ser tomado em consideração os seguintes comportamentos:

i) a gama de velocidades do veículo até a velocidade máxima especificada;

ii) o carregamento característico do comboio real;

iii) a interação dinâmica de massa entre o comboio real e a estrutura;

iv) as características de amortecimento e rigidez da suspensão do veículo;

v) veículos suficientes para produzir o máximo efeito de carregamento no vão mais longo;

vi) uma quantidade suficiente de vãos em uma estrutura com múltiplos vãos para desenvolver quaisquer efeitos de ressonância na suspensão do veículo.

2.5. ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

Nesta secção são apresentados os conceitos fundamentais referentes à análise de segurança estrutural, baseando-se em alguns métodos semi-probabilísticos e probabilísticos.

2.5.1 MÉTODOS SEMI-PROBABILÍSTICOS

Uma abordagem semi-probabilística é uma das abordagens mais frequentes para avaliar a segurança e confiabilidade estrutural. É a base para a maioria dos padrões e recomendações de projetos estruturais contemporâneos. As ações, E, e resistência, R, são representadas neste método por seus valores de projeto (*design*), E_d e R_d, respetivamente (Rocha, 2015). A condição representada pela Equação 2.38 deve ser atendida para garantir a segurança:

$$E_d \leq R_d \tag{2.38}$$

Por meio do uso de fatores de segurança parciais, o método semi-probabilístico representa a incerteza de uma forma mais simples. Para aumentar o carregamento e minimizar a resistência, esses fatores de segurança são aplicados aos valores característicos das ações, E_k, e da resistência, R_k.

O valor caraterístico de uma variável X, obtido através da equação 2.39, é referente ao quantil p da sua distribuição de probabilidade. Normalmente, o quantil de 95% corresponde ao valor típico para ações, mas no caso de resistência, entretanto, o quantil de 5% é utilizado, conforme ilustrado pela Figura 2.23.

$$X_k = {f_X}^{-1}(p) \tag{2.39}$$

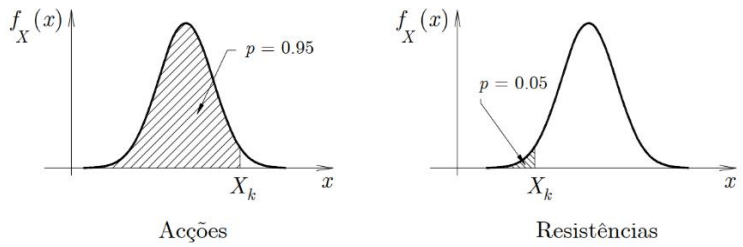


Figura 2.23 - Valores caraterísticos de ações e resistências (Jacinto, 2011)

Outros quantis, por outro lado, podem ser utilizados se os fatores de segurança forem devidamente ajustados. Como resultado, a Equação 2.38 pode ser reescrita de acordo com a Equação 2.40:

$$\gamma_f \cdot E_\kappa = \frac{R_k}{\gamma_M} \tag{2.40}$$

onde γ_f e γ_M são fatores de segurança com valores maiores que um.

O objetivo fundamental desta técnica, no entanto, é estabelecer um método simples para avaliar a segurança estrutural que mantém o mesmo grau de segurança que abordagens mais sofisticadas.

2.5.2. MÉTODOS PROBABILÍSTICOS

A adoção de uma abordagem probabilística para a avaliação da confiabilidade estrutural é efetuada quando se pretende uma representação mais realista do problema de confiabilidade estrutural, sendo que esta técnica usa variáveis aleatórias para caracterizar a resposta estrutural e o carregamento. Abordagens de confiabilidade estrutural são usadas para avaliar a probabilidade de falha. As características mecânicas dos materiais, as falhas geométricas e o carregamento na estrutura, entre outras propriedades significativas, são especificadas de acordo com distribuições reais ou teóricas (Rocha, 2015).

Devido à evolução dos computadores e das suas capacidades de cálculo, a aplicação de métodos probabilísticos em problemas de confiabilidade estrutural tornou-se mais prevalente nas últimas décadas. O uso dessas técnicas na Engenharia Civil não se restringe à avaliação de projetos estruturais, mas também para avaliar a integridade estrutural das estruturas existentes.

A probabilidade de ocorrência de uma determinada condição limite é calculada para determinar a segurança estrutural, levando em consideração as incertezas nas variáveis básicas. A probabilidade calculada é então comparada com os valores limite de referência na Norma Europeia EN 1990 (2001) para determinar se a estrutura atende à confiabilidade desejada e pode funcionar corretamente.

2.5.2.1. Métodos de fiabilidade estrutural

A metodologia da fiabilidade estrutural consiste em reduzir as resistências e as solicitações às funções de densidade de probabilidade (Henriques, 2006). Desta forma, a função de probabilidade de falha p_f é reescrita conforme a Equação 2.41:

$$p_f = P(g(X_1, \ldots, X_n) < 0) = P(M < 0) \tag{2.41}$$

sendo que M representa uma função desempenho, denominada margem de segurança, e é também considerada uma variável aleatória, uma vez que é definida pela combinação de n variáveis aleatórias. Logo, conclui-se que a probabilidade do não cumprimento da condição limite é igual à probabilidade da margem de segurança ser negativa.

2.5.2.2. Método de Monte Carlo

De uma forma genérica, o método de Monte Carlo consiste na simulação das variáveis aleatórias básicas, $X^{(i)} = (X_1^{(i)}, X_2^{(i)}, \ldots, X_n^{(i)})$, tendo em conta as respetivas distribuições na avaliação das respostas estruturais, $Y^{(i)}$, associadas a cada grupo de variáveis básicas simuladas e no tratamento destas respostas como uma amostra da distribuição de Y (Henriques, 2006).

A simulação das variáveis básicas é realizada gerando repetidamente números com as mesmas distribuições das variáveis em questão. Um gerador de números aleatórios, semelhante ao usado numa roleta de casino – cujo um dos mais famosos do mundo é o que dá nome a este método, é usado neste procedimento. Em termos computacionais, utiliza-se um algoritmo programado que permite a geração de uma sucessão de números pseudo-aleatórios com distribuição uniforme no intervalo]0,1[.

O número de simulações necessárias é essencialmente determinado pela ordem de magnitude da probabilidade de falha, p_f, e da questão estrutural, ou seja, da função que define o estado limite, $g(X)$. A principal desvantagem do método de Monte Carlo é que esse valor aumenta significativamente para probabilidades muito pequenas.

Outro aspeto que contribui para o aumento do número de simulações é a irregularidade da função limite, $g(X)$. O método Monte Carlo dá resultados exatos quando o número de simulações n tende ao infinito, de acordo com a Equação 2.42:

$$p_f = P[g(X) \leq 0] = \lim_{n\to\infty} \frac{K[g(X) \leq 0]}{n} \tag{2.42}$$

onde $K[g(X) \leq 0]$ é o número de simulações em que foi atingido ou ultrapassado o estado limite.

O método de Monte Carlo possui dois tipos de aplicações na avaliação da fiabilidade estrutural: métodos de simulação pura e métodos semi-analíticos. O primeiro é baseado na formulação original do método de Monte Carlo, enquanto o último é usado em conjunto com outros tipos de abordagens fiabilísticas para localizar a zona de falha mais rapidamente.

Através do método de simulação pura, a probabilidade de falha, p_f, pode ser descrita de acordo com o integral definido pela Equação 2.43:

$$p_f = \int_{g(X)\leq 0} I[g(X) \leq 0] \cdot f_X(X) dX \tag{2.43}$$

sendo I uma função indicadora definida de acordo com a Equação 2.44:

$$I = \begin{cases} 1 \;\; ; \;\; g(X) \leq 0 \; ; & \textit{(região de falha)} \\ 0 \;\; ; \;\; g(X) > 0 \; ; & \textit{(região de segurança)} \end{cases} \tag{2.44}$$

O método de Monte Carlo utiliza técnicas discretas de integração, assim, o integral da Equação 2.43 é aproximado pelo somatório apresentado pela Equação 2.45 (Augusti, 1984; Ang, 1984; Melchers, 1987):

$$p_f \cong \tilde{p}_f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} I\left[g\left(\hat{X}^{(i)}\right) \leq 0\right] \tag{2.45}$$

onde $\tilde{p}_f$ é o valor estimado de p_f, n é o número total de simulações e $\hat{X}^{(i)}$ é o vector das variáveis básicas que representa a simulação i.

A estimativa de p_f, obtida pela Equação 2.44, pode ser melhorada através do ajuste de uma função distribuição apropriada na zona de interesse, $g(X) \leq 0$, conforme representado pela Figura 2.24. No entanto, o ajuste de uma lei teórica pode apresentar dificuldades, sobretudo se a resposta estrutural próxima da zona de rotura apresentar um comportamento extremamente irregular.

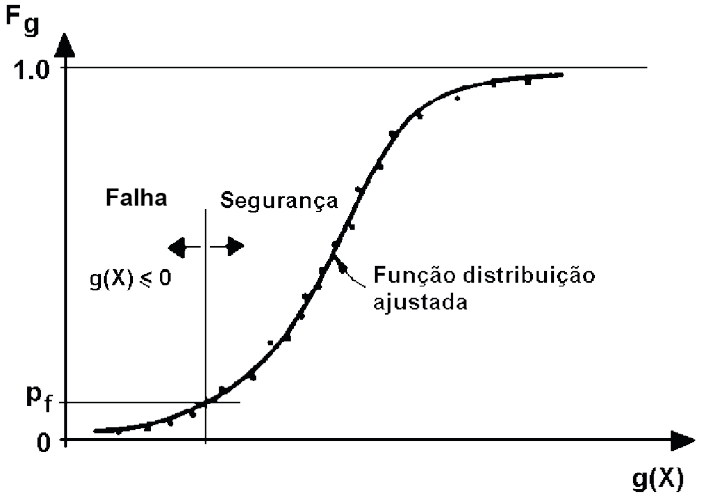


Figura 2.24 - Função distribuição teórica ajustada às frequências acumuladas dos valores observados (adaptado de Henriques, 2006)

Uma das questões que se põe neste tipo de método é saber qual o número de simulações a efetuar de forma a estimar convenientemente a probabilidade de falha. Uma das formas de avaliar esse número é estimar a variância de p_f, cuja definição é apresentada pela Equação 2.46:

$$\sigma^2_{\tilde{p}_f} = \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{n^2} \sigma^2[I(g(X) \leq 0)] = \frac{\sigma^2_{I[g(X)\leq 0]}}{n} \tag{2.46}$$

Esta expressão mostra que o desvio padrão de p_f varia diretamente com o desvio padrão da função I e inversamente com $\sqrt{n}$.

Broding (1964) sugeriu uma primeira estimativa do número n de simulações para um nível de confiança c da estimativa de p_f, conforme a Equação 2.47:

$$n > \frac{-ln\,(1-c)}{p_f} \tag{2.47}$$

A título de exemplo, para uma probabilidade de falha p_f da ordem de 10^{-4} e para um nível de confiança c igual a 95%, seriam necessárias cerca de 30.000 simulações, segundo a Equação 2.46. Outros autores (Bjerager, 1990) sugerem valores entre $1/p_f$ e $10/p_f$, ou seja, para p_f igual a 10^{-4}, o número de simulações varia entre 10.000 e 100.000 simulações.

3
METODOLOGIA DE ANÁLISE

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O objetivo deste trabalho é desenvolver um estudo para avaliar a probabilidade do critério de segurança presenta na Norma Europeia EN 1990 – Anexo A2 (2001), referente à estabilidade do balastro, conforme descrito em 2.4.2.1, poder ser excedido devido à passagem de tráfego de comboios em alta velocidade em pontes ferroviárias. Pretende-se, assim, avaliar o comportamento dinâmico no que diz respeito às acelerações verticais no tabuleiro de pontes geradas de forma aleatória, em que estas são submetidas à circulação de diferentes comboios, em diferentes velocidades.

A Figura 3.1 apresenta um fluxograma da metodologia empregada neste trabalho para a análise de uma ponte integral de pequeno vão genérica, onde, primeiramente, são definidos os comboios e os seus esquemas de carga (secção 2.2.2), bem como o desenvolvimento dos modelos das pontes (secção 4.3) a partir de pontes geradas aleatoriamente em função das variáveis aleatórias (secção 3.2), das quais são extraídas as matrizes de massa M, amortecimento C e rigidez K. Em seguida, é desenvolvida uma análise dinâmica para cada ponte aleatória, com base numa metodologia de cargas móveis (secção 3.3), onde, a cada simulação efetuada, esta corresponde a uma história-temporal $a(t)$, de onde extraem-se as acelerações máximas a_{max} causadas a meio vão no tabuleiro quando as pontes são submetidas à passagem dos comboios em diferentes velocidades. Por fim, avaliam-se estas acelerações máximas e as respetivas velocidades associadas, de modo a calcular as probabilidades de falha de segurança (secção 3.6).

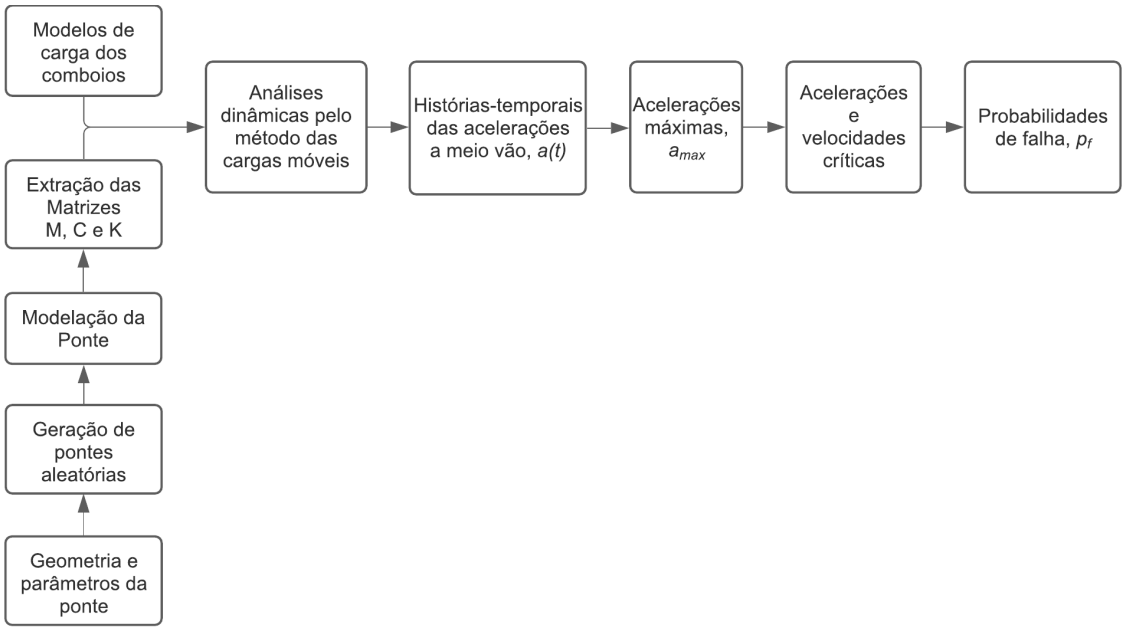


Figura 3.1 – Fluxograma da metodologia de análise

3.2. GERAÇÃO DAS PONTES ALEATÓRIAS

Para analisar a resposta estrutural da ponte, são necessárias amostras das variáveis que definem as características da ponte, onde, para cada ponte, as suas propriedades são geradas de forma aleatória e efetua-se a análise dinâmica para os comboios a circular sobre a mesma.

Quanto maior for o número de pontes aleatórias *n* geradas, mais preciso será o resultado a respeito da probabilidade de falha de segurança de circulação, mas também contribui para um maior volume de cálculo e consequentemente para um maior tempo para processamento dos dados.

3.2.1. DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE PONTES ALEATÓRIAS

De acordo com Bjerager (1991), para se atingir um nível de confiança de 95% com uma probabilidade de falha de ordem $p_f = 10^{-4}$, o número n de pontes aleatórias necessárias deve respeitar o intervalo representado pela Equação 3.1:

$$\frac{1}{p_f} \leq n \leq \frac{10}{p_f} \tag{3.1}$$

Desta maneira, o valor ideal de *n* seria entre 10000 e 100000 pontes aleatórias.

Sabendo-se que uma simulação compreende a análise dinâmica de uma única ponte aleatória, para a passagem de um comboio, a uma determinada velocidade, o número de simulações n_{sim} necessárias é calculado a partir da Equação 3.2:

$$n_{sim} = n \times i \times j \tag{3.2}$$

sendo *i* o número de comboios e *j* a gama de velocidades.

Conforme será mais detalhado adiante na secção 5.3, o número de comboios *i* e a gama de velocidades *j* considerados neste trabalho é igual a 11 e 37, respetivamente. Assim, de modo a estimar o tempo necessário para efetuar as análises dinâmicas que englobem todos os comboios, em todas as velocidades definidas, para dois casos de estudo, conforme será discutido no capítulo 4, e tendo em consideração que uma única simulação leva em torno de 4.9[1] segundos para ser concluída, o Quadro 3.1 apresenta uma estimativa do tempo, em dias, necessários para que todos os cálculos sejam efetuados.

Quadro 3.1 – Estimativa de tempo de cálculo

Número de pontes aleatórias, n_{PA}	Tempo [dias] Casos de Estudo 1	2
1000	5,77	11,54
10000	57,70	115,4
100000	577,05	1154,1

[1] Valor médio do tempo de processamento dos cálculos para cada simulação, tendo em conta todas as simulações efetuadas

Assumindo-se que os valores do tempo, em dias, no Quadro 3.1 são estimados sem contabilizar eventuais erros que possam ocorrer durante o processamento dos resultados, ao comparar com o tempo disponível para a elaboração desta dissertação, optou-se por utilizar um número de pontes aleatórias *n* igual a 1000. Desta forma, mesmo que o número de amostras não seja grande o suficiente para cumprir com o intervalo definido pela Equação 3.1, é pertinente para apresentar respostas preliminares a respeito das acelerações verticais no tabuleiro e a respetiva probabilidade de falha de segurança.

3.2.2. DEFINIÇÃO DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

As variáveis aleatórias são as propriedades da estrutura que ao obterem seus valores distribuídos de modo probabilístico, influenciam na resposta estrutural da ponte, isto é, ao se gerar valores aleatórios para estas propriedades de cada ponte, obtém-se diferentes valores para as matrizes de massa, rigidez e amortecimento que, por sua vez, influenciam a resposta para a aceleração vertical no tabuleiro.

Por estudos previamente realizados (Rocha, 2015), foram feitas análises dinâmicas para vários parâmetros da estrutura no intuito de identificar as propriedades geométricas e mecânicas, cujos valores são distribuídos de modo probabilístico, pudessem acarretar em alterações relevantes a nível da resposta estrutural e conclui-se que são propriedades relativas à via e à ponte. Para além daquelas identificadas por Rocha (2015), estudou-se também a influência das propriedades do terreno junto aos paramentos da ponte, uma vez que este pode influenciar a resposta da estrutura, nomeadamente ao nível do amortecimento por radiação proporcionado.

Concluiu-se, então, que estas propriedades são referentes ao terreno, à via e à ponte, e que estas respeitam uma determinada distribuição probabilística, conforme ilustrado pela Figura 3.2. Segundo Rocha (2015), são definidos dois tipos de distribuição, sendo os valores das propriedades do terreno e da via distribuídos de modo uniforme, caracterizados por uma variação entre máximos e mínimos, enquanto os valores das propriedades da ponte são distribuídos de modo normal, caracterizados por uma variação a partir das médias e desvios padrão. Os Quadros 3.2, 3.3 e 3.4 apresentam as variáveis aleatórias referentes ao terreno, à via e à ponte, respetivamente, juntamente com os valores que caracterizam as suas distribuições.

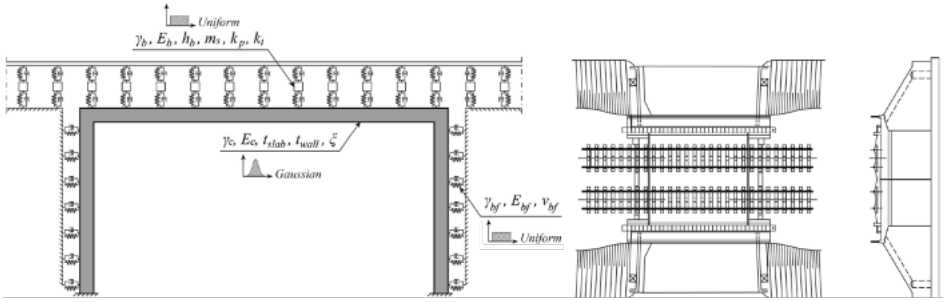


Figura 3.2. – Representação gráfica das variáveis aleatórias do terreno, da via e da ponte (In2Track2, 2021)

Quadro 3.2 – Variáveis aleatórias do terreno

Variáveis do Terreno	Símbolo	Unidade	Distribuição	Média	Intervalo		Referência
					Mínimo	Máximo	
Peso Volúmico do Solo	γ_{bf}	Kg/m^3	Uniforme	1950	1800	2100	Andersson et al., 2021
Módulo de Elasticidade do Solo	E_{bf}	MPa	Uniforme	300	100	500	Andersson et al., 2021

Quadro 3.3 – Variáveis aleatórias da via

Variáveis da Via	Símbolo	Unidade	Distribuição	Média	Intervalo		Referência
					Mínimo	Máximo	
Peso Volúmico do Balastro	γ_b	Kg/m^3	Uniforme	2550	1500	2100	Fortunato (2005)
Módulo de Elasticidade do Balastro	E_b	MPa	Uniforme	120	80	160	SUPERTRACK (2005); INNOTRACK (2008)
Ângulo de Distribuição de Carga no Balastro	α_b	º	Uniforme	25	15	35	Zhai *et al* (2004)
Altura do Balastro	h_b	m	Uniforme	0.9	0.3	0.6	IAPF (2003); UIC (2008)
Massa da Travessa	m_s	Kg	Uniforme	277.5	220	325	ETI (2002)
Rigidez da Palmilha	k_p	kN/mm	Uniforme	350	100	600	ETI (2002)
Rigidez Longitudinal	k_l	kN/m/m	Uniforme	2 x10^7	1 x10^7	3 x10^7	UIC (2001)

Quadro 3.4 – Variáveis aleatórias da ponte

Variáveis da Ponte	Símbolo	Unidade	Distribuição	Média	Desvio Padrão	Referência
Peso Volúmico do Betão	γ_c	Kg/m^3	Normal	2500	100	Andersson et al., 2021
Módulo de Elasticidade do Betão B25	$E_{c,25}$	GPa	Normal	30	2.40	Andersson et al., 2021
Módulo de Elasticidade do Betão B35	$E_{c,35}$	GPa	Normal	33	2.64	Andersson et al., 2021
Espessura da Laje	t_{slab}	m	Normal	Valor Nominal[1]	0.01	Andersson et al., 2021
Espessura da Parede	t_{wall}	m	Normal	Valor Nominal[1]	0.01	-
Amortecimento	ζ	-	Normal	0.02	0.003	-

[1] Valores particulares ao projeto da ponte

3.2.3. PROCEDIMENTO PARA GERAÇÃO DOS VALORES DAS PROPRIEDADES DAS PONTES ALEATÓRIAS

Para se gerar as pontes aleatórias, utiliza-se como recurso o programa de cálculo MATLAB® (2018). O procedimento é indicado nos passos a seguir.

i) Define-se o número de pontes aleatórias *n*, conforme descrito na secção 3.2.1.

ii) Através da função rand e, obedecendo à distribuição e seus respetivos valores definidos nos Quadros 3.2, 3.3 e 3.4 para cada variável, são gerados valores para cada uma das variáveis aleatórias e o conjunto destes valores gerados é armazenado em um vetor n_{VA} x 1, sendo n_{VA} o número de variáveis aleatórias.

iii) Cada vetor gerado corresponde a uma ponte aleatória, assim, repete-se o passo da alínea ii) para o número de pontes aleatórias *n*.

iv) Ao fim do processo tem-se n vetores com dimensão n_{VA} x 1, onde cada vetor representa uma ponte aleatória caracterizada pelas propriedades geradas de forma aleatória em função das regras de distribuição estabelecidas nos quadros 3.2, 3.3 e 3.4.

3.3. PROCEDIMENTO PARA REALIZAÇÃO DAS ANÁLISES DINÂMICAS PELO MÉTODO DAS CARGAS MÓVEIS

Esta secção apresenta o procedimento adotado para efetuar as análises dinâmicas, de modo a obter como resultado os valores das acelerações verticais a meio vão no tabuleiro da ponte e as respetivas velocidades do comboio em passagem associadas.

O método de análise dinâmica utilizado neste trabalho foi o método das cargas móveis, cuja descrição detalhada é feita na secção 2.3.1. Na descrição está presente a formulação das equações de equilíbrio dinâmico, a definição das cargas móveis, o método de resolução por integração direta de Newmark e a definição do incremento de tempo Δt.

A análise dinâmica é feita recorrendo-se ao programa de cálculo MATLAB® (2018) e ao programa de cálculo de modelagem de elementos finitos ANSYS® (2018). O procedimento é indicado nos passos a seguir.

i) Define-se o número *i* de comboios a serem considerados e seus respetivos esquemas de carga, conforme descrito na secção 2.2.2.

ii) Define-se a gama de velocidades *j* a serem consideradas, e denomina-se cada velocidade como *V*.

iii) Define-se o incremento de tempo Δt, conforme descrito na secção 2.3.1.

iv) Com recurso ao programa de cálculo MATLAB® (2018), geram-se os n vetores referentes aos valores das propriedades do terreno, da via e da ponte, gerados de forma aleatória, onde cada vetor é associado a uma das *n* pontes aleatórias, conforme descrito em 3.2.3.

v) A modelação das *n* pontes aleatórias é feita através do programa de cálculo de elementos finitos ANSYS® (2018), com recurso à um linguagem APDL (*Ansys Parametric Design Language*), que permite a modelação das pontes através de instruções armazenadas em um código. Estas instruções indicam que, para cada um dos *n* vetores gerados pela alínea iii), seja feita a modelação em elementos finitos da respetiva ponte aleatória e, em seguida, através do programa de cálculo MATLAB® (2018), são extraídas as matrizes de massa *M*, amortecimento *C*, e rigidez *K* de cada modelo gerado, para as *n* pontes aleatórias.

vi) O cálculo da análise dinâmica é efetuado no MATLAB® (2018), a partir das matrizes extraídas pela alínea iv), recorrendo-se ao método das cargas móveis, conforme descrito na secção 2.3.1, onde resolve-se a equação de equilíbrio dinâmico para os esquemas de carga dos comboios, em cada instante de tempo Δt, através do método de integração direta de Newmark e, por fim, aplicando-se o filtro de Chebyshev, que será descrito na secção 5.3.3. Cada análise dinâmica corresponde a uma

simulação, que compreende um tipo de comboio, a uma determinada velocidade e a passar sobre uma ponte aleatória. De cada simulação, obtém-se como resultado uma história-temporal de acelerações, *a(t)*, conforme exemplo representado pela Figura 3.3, que representa as acelerações verticais causadas no nó a meio vão da ponte em todos os instantes de tempo *t* durante a passagem do comboio.

vii) De cada história-temporal *a(t)* obtida pela alínea vi), guarda-se o valor da aceleração vertical máxima absoluta a_{max}, que é calculada de acordo com a Equação 3.3 e também representada na Figura 3.3:

$$a_{max} = |max\,(a(t))| \tag{3.3}$$

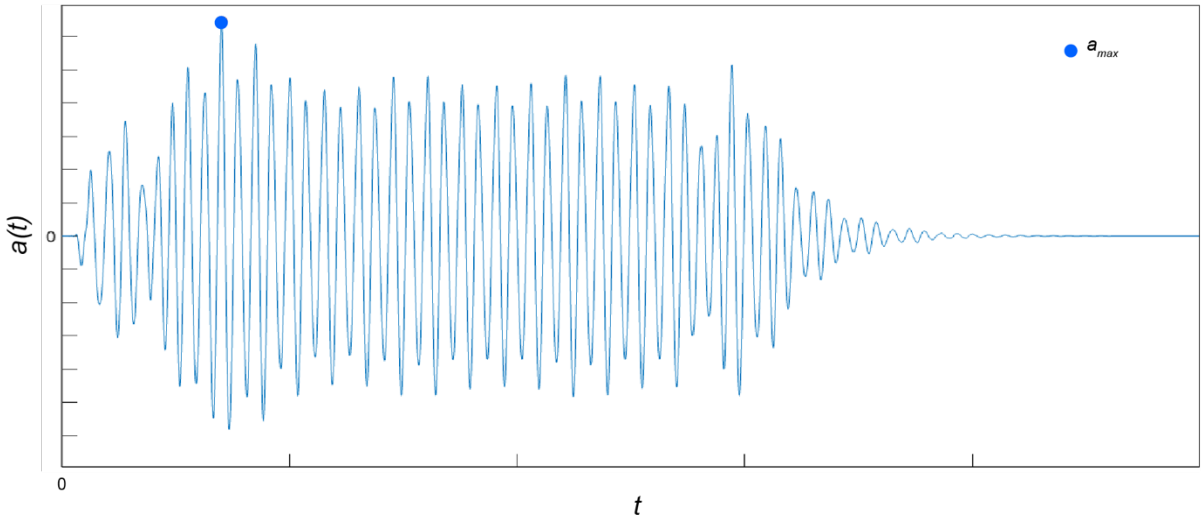


Figura 3.3 – Exemplo de um história-temporal das acelerações verticais a meio vão, *a(t),* para um tipo *i* de comboio, a uma velocidade *V*, em uma ponte aleatória e em *t* incrementos de tempo *Δt*.

viii) Assim, para cada comboio, obtém-se uma matriz *j* x *n*, cujos elementos são os valores de a_{max} de cada simulação com o respetivo comboio, conforme o esquema do fluxograma representado na Figura 3.4.

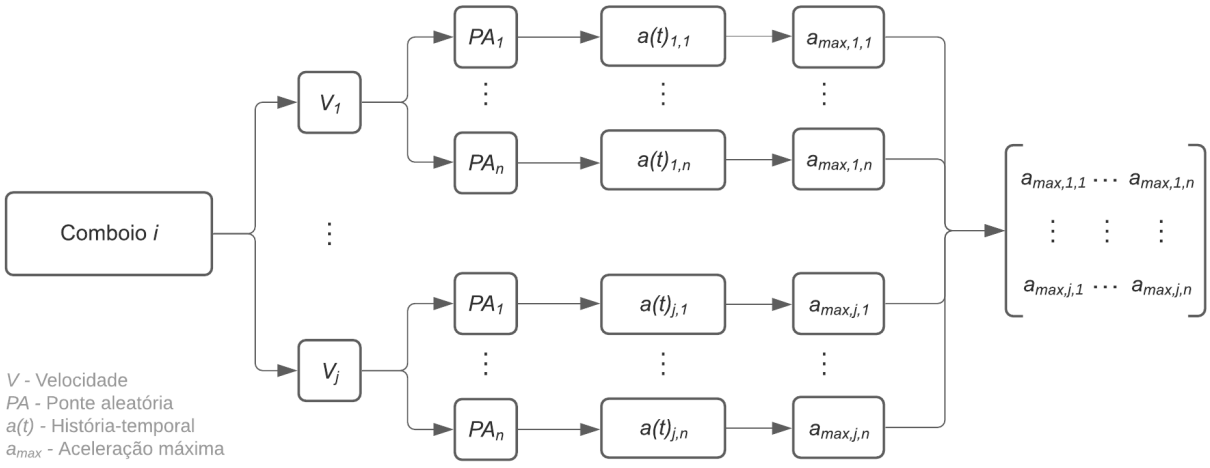


Figura 3.4 – Fluxograma da análise dinâmica para cada comboio

Uma vez efetuadas as análises dinâmicas conforme os passos descritos anteriormente, os resultados são apresentados em formato gráfico para uma melhor visualização das acelerações verticais máximas obtidas a meio vão nos tabuleiros de todas as pontes aleatórias e as respetivas velocidades que levam à tais acelerações, para cada comboio considerado.

Também foram consideradas duas situações para analisar as respostas das pontes, sendo a primeira a situação com apenas um comboio a passar pela ponte e a segunda levando em consideração o cruzamento entre comboios sobre a ponte. A seguir são apresentadas as construções dos resultados para estas duas situações.

3.4. ANÁLISE DAS RESPOSTAS SEM CRUZAMENTOS

A análise das respostas para a situação sem cruzamentos é dividida em dois casos, o primeiro sendo direcionado para aplicação em pontes em que se pretenda avaliar a resposta quanto às acelerações verticais em apenas um nó localizado a meio vão no tabuleiro, centralizado na via pela qual o comboio passa. O segundo caso refere-se à avaliação das acelerações do ponto de vista de dois nós situados a meio vão do tabuleiro, para a situação de uma ponte com duas vias-férreas, de onde se avaliam os resultados para tanto o nó centralizado na via pela qual o comboio passa quanto para o nó centralizado na via adjacente. Para ambos os casos, as respostas são obtidas de acordo com o procedimento descrito na secção 3.3.

Esta divisão é feita pois para a avaliação do efeito de cruzamentos entre comboios a partir da sobreposição dos efeitos, cujo procedimento será descrito na secção 3.5.1, são necessárias as respostas nos dois nós.

3.4.1. RESPOSTA NA VIA ONDE PASSA UM COMBOIO

Para a situação em que se pretende avaliar as respostas obtidas em um nó com apenas um comboio a circular pela ponte, efetua-se os passos descritos na secção 3.3 para um nó localizado a meio vão no tabuleiro, centralizado na via pela qual o comboio passa.

Como resultado, para cada comboio está associada uma matriz *j x n*, cujos valores são as acelerações máximas absolutas a_{max} para cada simulação efetuada, para todas as *n* pontes aleatórias em todas as *j* velocidades do comboio.

Um exemplo de uma matriz *j* x *n*, representada em formato gráfico, é ilustrado pela Figura 3.5, onde cada ponto representa a aceleração máxima absoluta a_{max} a meio vão no tabuleiro em uma das *n* pontes aleatórias, causada pela passagem do comboio em uma determinada velocidade *V*.

Também se acrescentam duas informações neste gráfico, sendo a primeira a média das acelerações verticais máximas para cada velocidade do comboio dentre todas as pontes aleatórias, a_{med}, que é calculada a partir da Equação 3.4. A segunda corresponde ao maior valor da aceleração vertical encontrada dentre todas as simulações para cada comboio, denominada de aceleração vertical máxima total, $a_{max,total}$, que é calculada conforme a Equação 3.5:

$$a_{med} = \frac{\sum_1^n a_{max}}{n} \tag{3.4}$$

$$a_{max,total} = max(a_{max}) \tag{3.5}$$

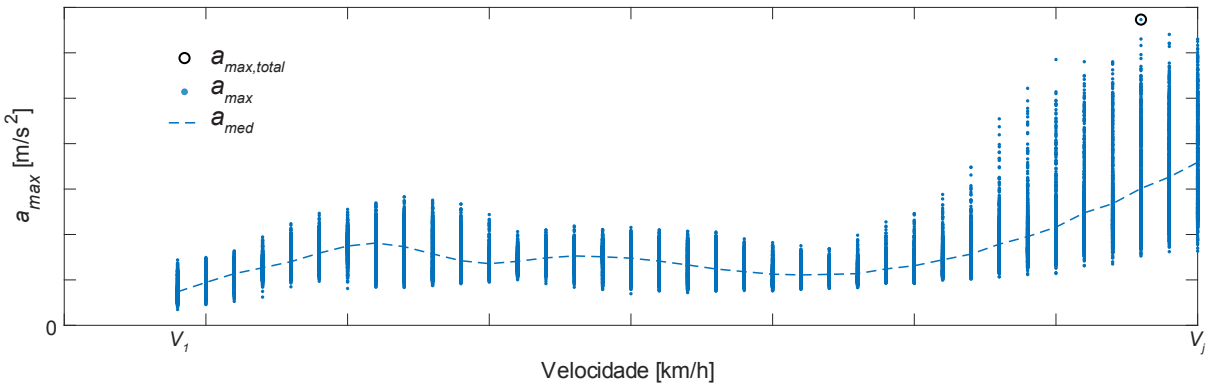


Figura 3.5 – Exemplo da resposta das acelerações verticais máximas a_{max} para todas as *n* pontes aleatórias para o comboio *i* a passar em *j* velocidades

3.4.2. RESPOSTA NA VIA OPOSTA À PASSAGEM DO COMBOIO

Para a situação em que se pretende avaliar as respostas obtidas em dois nós com apenas um comboio a circular pela ponte, pode-se efetuar a análise dinâmica de modo a calcular a resposta da estrutura conforme os passos descritos na secção 3.3, porém define-se dois nós como alvos das respostas a serem obtidas, sendo cada nó localizado a meio vão do tabuleiro e centralizado entre cada via.

Para efeitos de uma melhor representação deste método, define-se que o comboio está a passar pela via situada à direita, denominado de comboio *D*. Também define-se por nó *d* o nó localizado a meio vão do tabuleiro da ponte, centralizado nesta mesma via, e por nó *e* o nó situado a meio vão do tabuleiro ponte, centralizado na via oposta, à esquerda, conforme o esquema representado pela Figura 3.6.

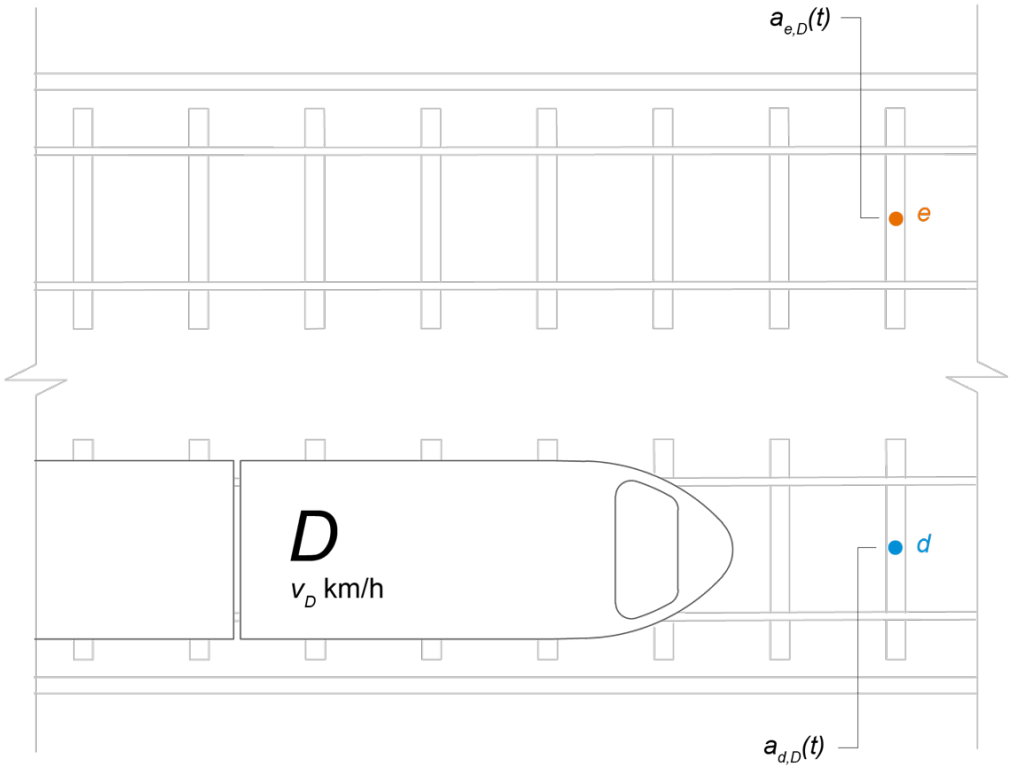


Figura 3.6 – Esquema representativo da resposta nos nós *d* e *e* para apenas um comboio a passar

Sendo $a_{d,D}(t)$ e $a_{e,D}(t)$ as histórias-temporais das acelerações verticais nos nós *d* e *e*, respetivamente, causadas pela passagem do comboio *D* a uma velocidade V_D. De cada história-temporal, obtém-se a aceleração vertical máxima absoluta, $a_{d,D,max}$ e $a_{e,D,max}$ (ver 3.3.vii), referentes aos nós *d* e *e*, respetivamente. Portando, para cada um dos comboios considerados, obtém-se como resultado duas matrizes *j* x *n*, uma para cada nó *d* e *e,* onde os elementos de cada matriz são $a_{d,D,max}$ e $a_{e,D,max}$, respetivamente.

Um exemplo das duas matrizes *j* x *n*, representadas em formato gráfico, é ilustrado pela Figura 3.7, onde cada ponto em azul e laranja representa a aceleração máxima absoluta nos nós *d* e *e*, $a_{d,D,max}$ e $a_{e,D,max}$, respetivamente. Também são incluídas as médias destas acelerações para cada velocidade do comboio (ver Equação 3.4), e a aceleração vertical máxima total para cada nó (ver Equação 3.5).

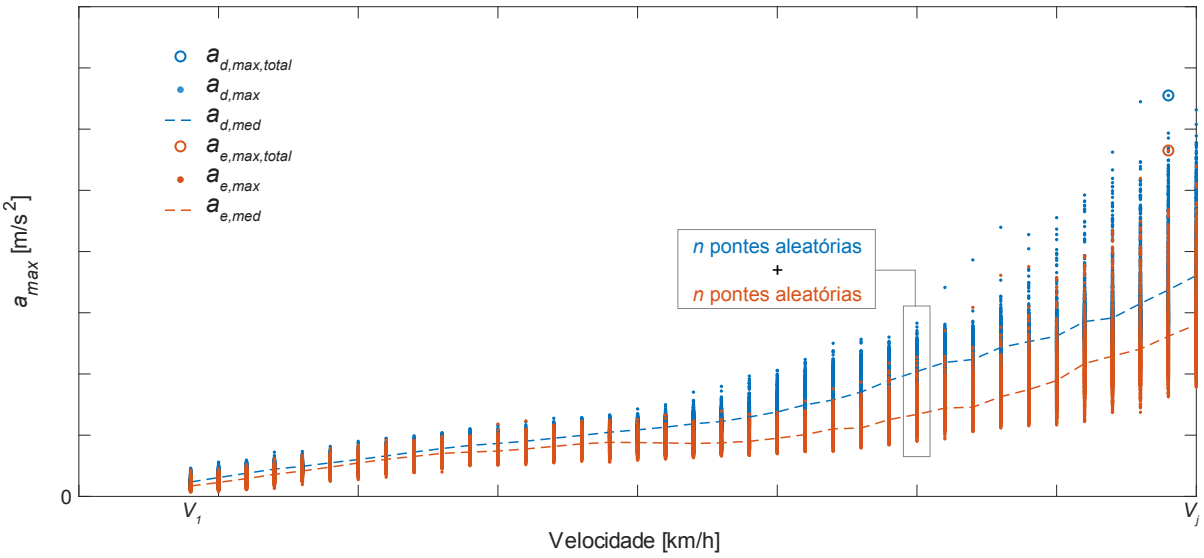


Figura 3.7 – Exemplo da resposta das acelerações verticais máximas nos nós *d* e *e*, para todas as *n* pontes aleatórias para o comboio *D* a passar em *j* velocidades

3.5. ANÁLISE DAS RESPOSTAS COM CRUZAMENTOS

Para a situação a considerar o cruzamento entre comboios, pode-se efetuar a análise dinâmica de modo a calcular a resposta da estrutura conforme os passos descritos na secção 3.3, porém definindo os esquemas de carga de dois comboios e prosseguir com o processamento dos cálculos. Este procedimento requer um tempo elevado de cálculo e, de forma a evitar que isto aconteça, utiliza-se o método da sobreposição dos efeitos.

3.5.1. SOBREPOSIÇÃO DOS EFEITOS OBTIDOS NAS DUAS VIAS

Este método consiste em manipular as acelerações obtidas nas histórias-temporais já calculadas pela secção 3.4.2, de forma simular que existe um outro comboio fictício a passar pela via oposta, à esquerda. Para efeitos de uma melhor representação deste método, define-se como comboio *E* este comboio fictício, assim, ao espelhar-se os resultados das acelerações verticais obtidas em cada nó com a passagem do comboio *D*, estas agora são consideradas como os resultados do comboio *E*, respeitando a relação definida pelas Equações 3.6 e 3.7:

$$a_{d,E}(t) = a_{e,D}(t) \tag{3.6}$$

$$a_{e,E}(t) = a_{d,D}(t) \tag{3.7}$$

sendo $a_{d,E}(t)$ e $a_{e,E}(t)$ as histórias-temporais das acelerações verticais nos nós *d* e *e,* respetivamente, causadas pela passagem do comboio *E* a uma velocidade V_E, enquanto $a_{d,D}(t)$ e $a_{e,D}(t)$ são as histórias-temporais das acelerações verticais nos nós *d* e *e,* respetivamente, causadas pela passagem do comboio *D* a uma mesma velocidade V_D.

Para que os cruzamentos sejam válidos, estes devem obedecer a dois critérios, definidos a seguir.

i) A cada cruzamento entre comboios, este se dá sobre uma mesma ponte aleatória.

ii) Os cruzamentos ocorrem entre comboios do mesmo tipo, isto é, a título de exemplo: TGV x TGV.

Uma vez definida a relação descrita pelas Equações 3.4 e 3.5, juntamente com os critérios acima mencionados, a resposta para qualquer um dos nós *d* e *e* da ponte, considerando o cruzamento entre comboios, é obtida conforme o esquema apresentado pela Figura 3.8.

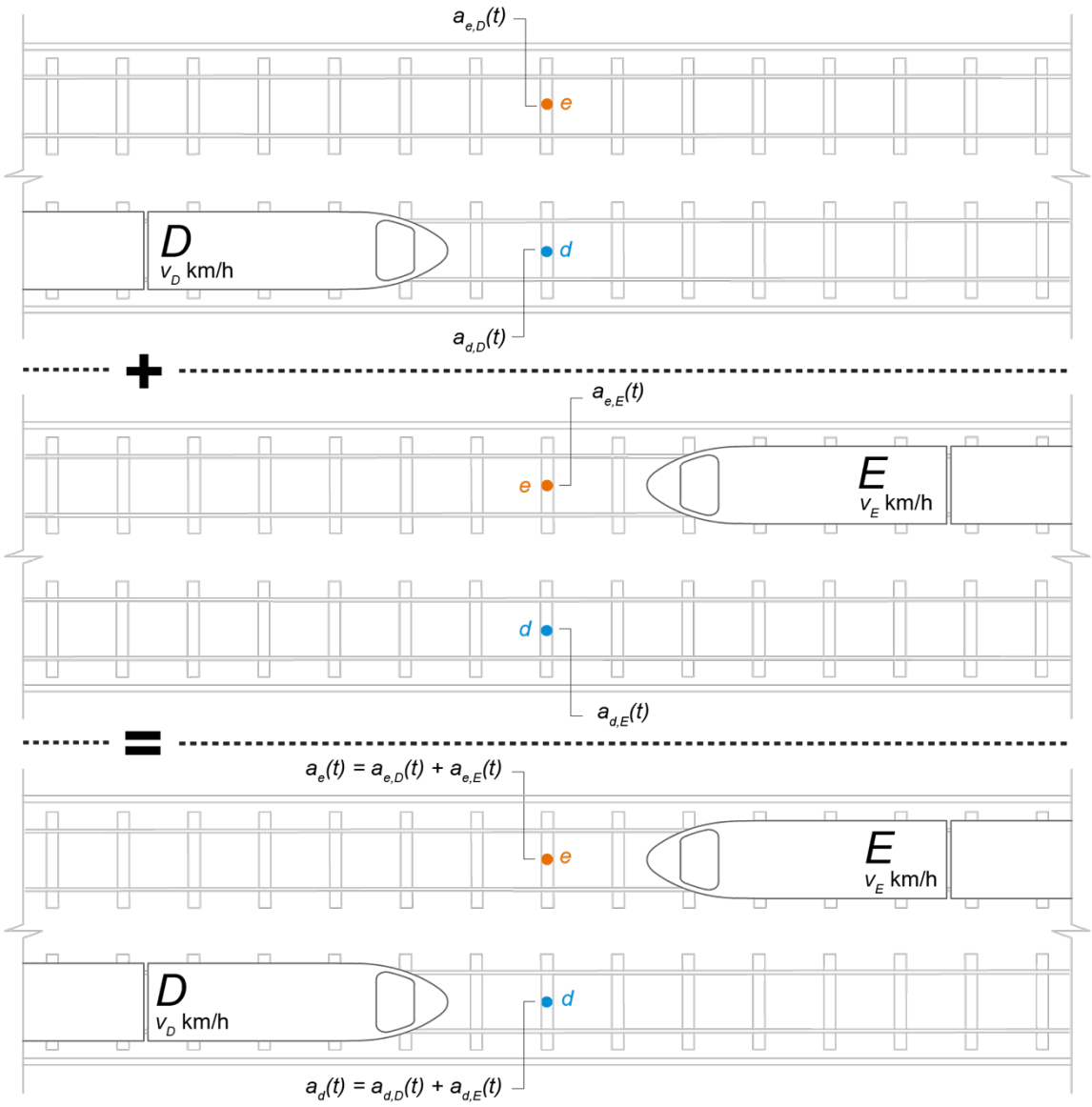


Figura 3.8 – Esquema para o cruzamento entre comboios utilizando o método de sobreposição dos efeitos

Como os resultados das acelerações verticais nos nós *d* e *e* são simétricos, basta avaliar os resultados para um nó, então, considera-se o nó *d* a título de representação. Assim, a cada simulação envolvendo o cruzamento entre dois comboios *D* e *E*, cada comboio a uma velocidade V_D e V_E, respetivamente, a história-temporal das acelerações no nó *d*, $a_d(t)$, em todos os instantes de tempo *t* em que os comboios se cruzam sobre a ponte, são calculadas de acordo com a Equação 3.8.

$$a_d(t) = a_{d,D}(t) + a_{d,E}(t) \tag{3.8}$$

Após o cálculo de da história-temporal no dó *d*, $a_d(t)$, calcula-se a aceleração vertical máxima $a_{d,max}$. Um esquema deste processo é ilustrado pela Figura 3.9.

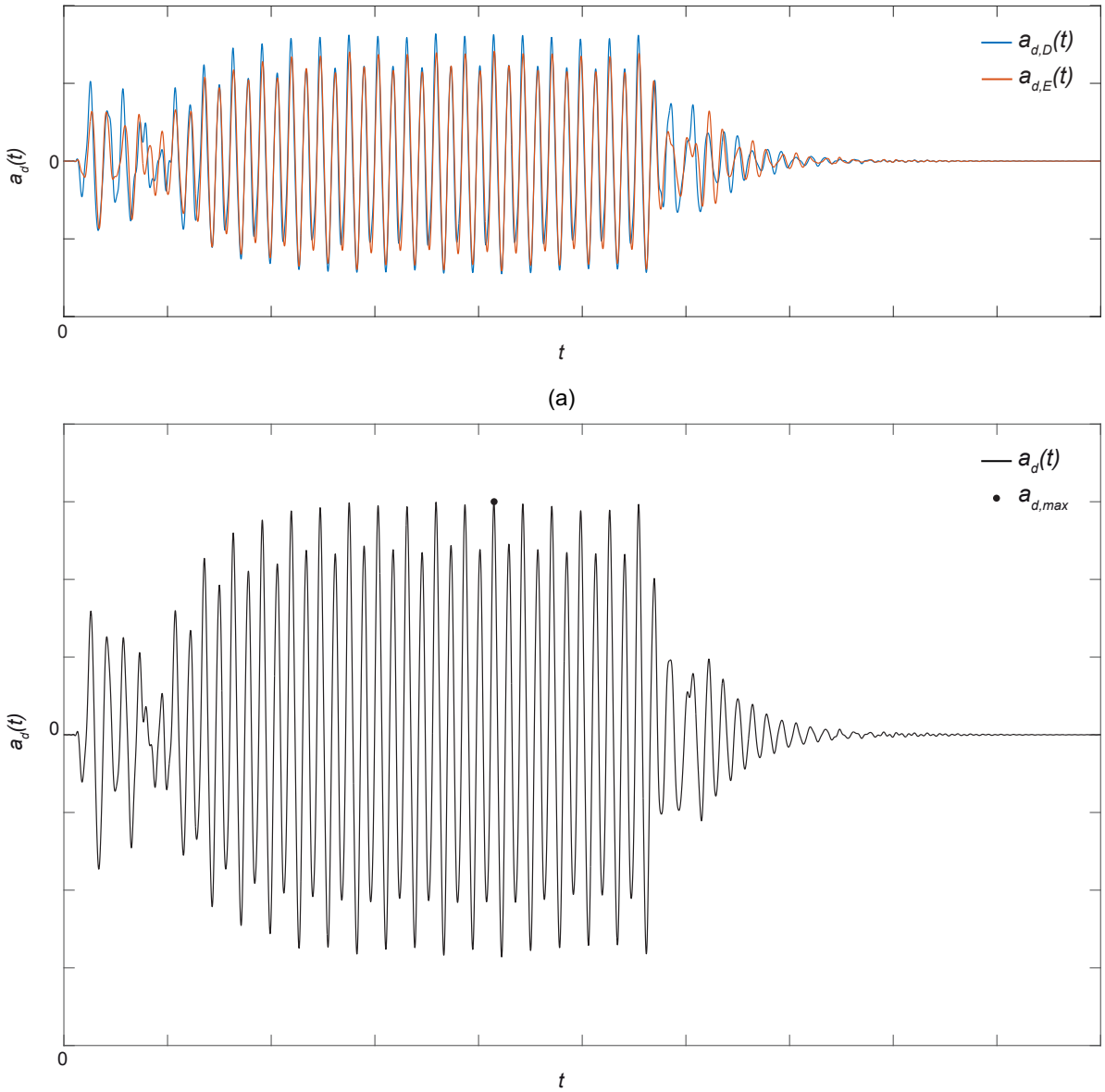


Figura 3.9 – Esquema representativo para o cálculo de $a_d(t)$ e $a_{d,max}$, considerando o cruzamento entre os comboios *D* e *E:* (a) Histórias-temporais $a_{d,D}(t)$ e $a_{d,E}(t)$ e (b) História-temporal $a_d(t)$

Assim, é possível calcular as acelerações máximas verticais no nó *d*, $a_{d,max}$, para os cruzamentos entre os comboios *D* e *E* em qualquer das *j* velocidades consideradas, para todas as *n* pontes aleatórias, a partir das histórias-temporais já calculadas, conforme descrito na secção 3.4.2.

3.5.2. DESFASAMENTO ENTRE COMBOIOS PARA ATINGIR A MÁXIMA ACELERAÇÃO VERTICAL

Conforme dito anteriormente, cada simulação no cruzamento entre comboios compreende a passagem de dois comboios do mesmo tipo sobre uma mesma ponte aleatória. Considera-se, agora, o cálculo do desfasamento entre dois comboios *D* e *E*, para uma determinada simulação, para identificar a aceleração vertical máxima no nó *d*, $a_{d,max}$, a partir dos passos a seguir.

i) Para o comboio *D* a passar em uma velocidade V_D, obtém-se a história-temporal $a_{d,D}(t)$.

ii) A partir de $a_{d,D}(t)$, identificam-se duas acelerações verticais máximas, a positiva, $a_{d,D,max}^{+}$ e a negativa, $a_{d,D,max}^{-}$, conforme representado pela Figura 3.10a.

iii) Repete-se a alíneas i) e ii) para as acelerações verticais causadas pelo comboio *E* no nó *d*, obtendo-se $a_{d,E,max}^{+}$ e $a_{d,E,max}^{-}$, conforme representado pela Figura 3.10b.

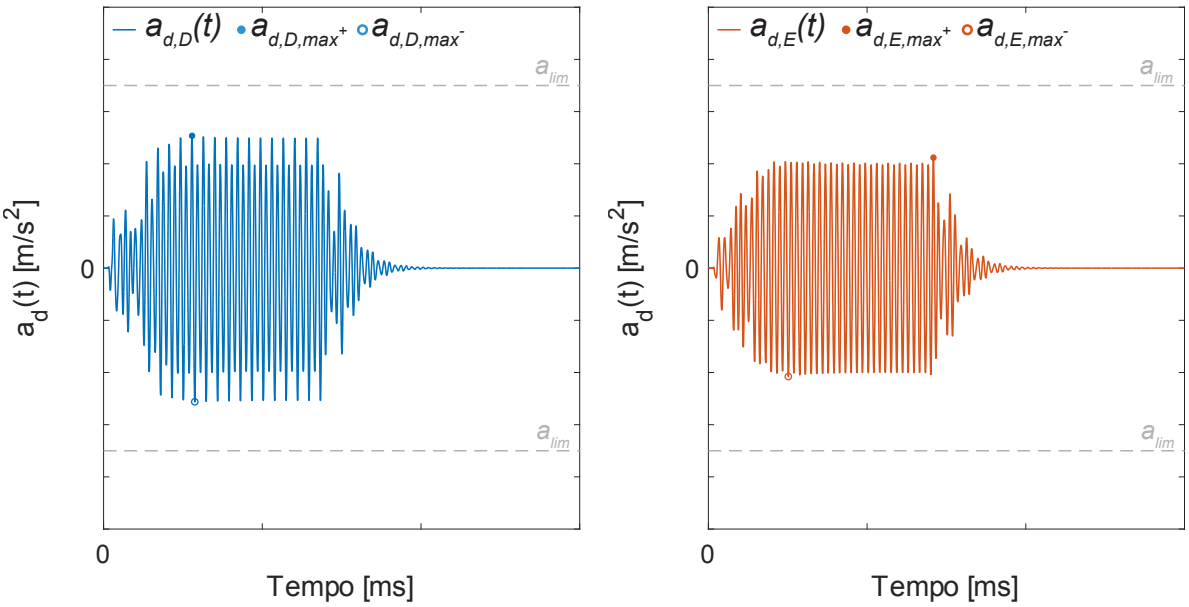


Figura 3.10 – Esquema representativo para o cálculo do desfasamento entre os comboios *D* e *E*, para a obtenção da aceleração vertical máxima: (a) História-temporal $a_{d,D}(t)$ e (b) História-temporal $a_{d,E}(t)$

iv) Em seguida, calcula-se a aceleração máxima absoluta no nó *d*, $a_{d,max}$ como sendo o maior dentre os valores obtidos a partir das Equações 3.9 e 3.10:

$$a_{d,max} = a_{d,D,max}^{+} + a_{d,E,max}^{+} \tag{3.9}$$

$$a_{d,max} = |a_{d,D,max}^{-} + a_{d,E,max}^{-}| \tag{3.10}$$

v) Caso $a_{d,max}$ seja obtida a partir das acelerações verticais máximas positivas, efetua-se o cálculo do desfasamento Δt entre os comboios para os instantes em que ocorreram $a_{d,D,max}^{+}$ e $a_{d,E,max}^{+}$. Caso $a_{d,max}$ seja obtida a partir das acelerações verticais máximas negativas, efetua-se o cálculo do desfasamento Δt entre os comboios para os instantes em que ocorreram $a_{d,D,max}^{-}$ e $a_{d,E,max}^{-}$.

vi) O desfasamento em unidades de tempo Δt é calculado a a partir da Equação 3.11:

$$\Delta t = \left| t_{d,D,max} - t_{d,E,max} \right| \tag{3.11}$$

sendo $t_{d,D,max}$ o instante em que ocorre a máxima aceleração no nó d devido à passagem do comboio D, $a_{d,D,max}^{+}$ ou $a_{d,D,max}^{-}$, e $t_{d,E,max}$ o instante em que ocorre a máxima aceleração no nó d devido à passagem do comboio E, $a_{d,E,max}^{+}$ ou $a_{d,E,max}^{-}$, conforme o resultado obtido pela alínea iv).

O esquema ilustrado pela Figura 3.11 apresenta o cálculo do desfasamento entre os comboios D e E para a obtenção da aceleração vertical máxima no nó d, $a_{d,max}$, que é obtida a partir da soma das acelerações máximas positivas causadas por cada comboio no nó d.

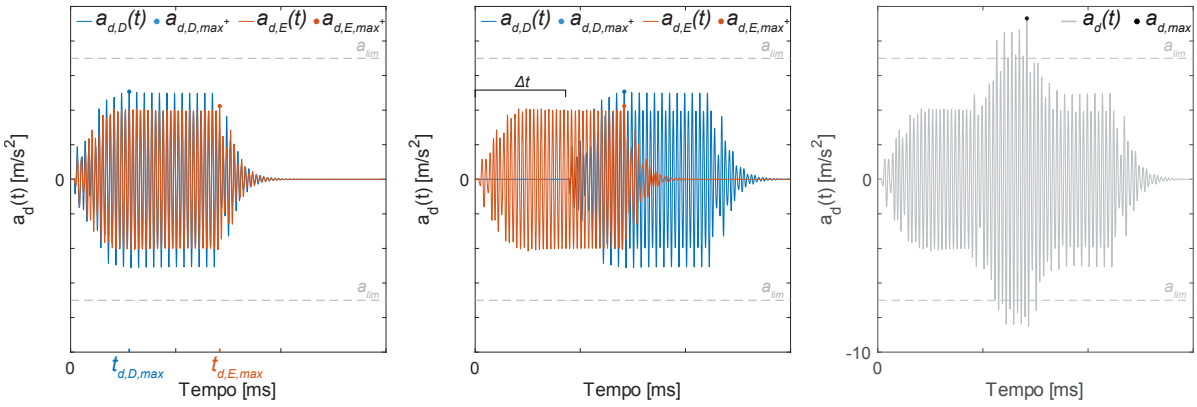


Figura 3.11 – Esquema representativo para o cálculo do desfasamento entre os comboios D e E, para a obtenção da aceleração vertical máxima: (a) Histórias-temporais das contribuições de cada comboio no nó d, com desfasamento nulo, (b) Desfasamento calculado de modo que as acelerações verticais máximas causadas por cada comboio sejam coincidentes no tempo e (c) História-temporal $a_d(t)$, referente ao somatório das histórias-temporais $a_{d,D}(t)$ e $a_{d,E}(t)$ desfasadas

vii) Assim, obtém-se o desfasamento em unidades de tempo para o cruzamento entre os dois comboios em uma determinada simulação. O cálculo do desfasamento em metros, ΔL, é feito de duas formas, de acordo com as Equações 3.12 e 3.13:

$$\Delta L = \frac{\Delta t \times V}{3600}, \quad se\ V_D = V_E \tag{3.12}$$

$$\Delta L = \left| \frac{t_{d,D,max} \times V_D}{3600} - \frac{t_{d,E,max} \times V_E}{3600} \right|, \quad se\ V_D \neq V_E \tag{3.13}$$

sendo V_D e V_E em km/h, enquanto Δt, $t_{d,D,max}$ e $t_{d,E,max}$, em segundos.

3.6. AVALIAÇÃO DAS PROBABILIDADES DE FALHA

Nesta secção explica-se como se processam os resultados obtidos a partir das secções 3.4 e 3.5, de modo a obter as probabilidades de falha de segurança de circulação de comboios quando as acelerações presentes no tabuleiro da ponte excedem o valor limite imposto pelo critério da aceleração vertical máxima, definido na Norma Europeia EN 1990 – Anexo A2 (2001).

3.6.1. CRITÉRIO REGULAMENTAR DE SEGURANÇA

O critério limite da aceleração vertical no tabuleiro, definido pela EN 1990 – Anexo A2 (2001), está descrito com mais detalhes na secção 2.4.2.1 e define-se pela Equação 3.14.

$$a_{lim} = 7\ m/s^2 \tag{3.14}$$

3.6.2. ACELERAÇÕES E VELOCIDADES CRÍTICAS

Conforme descrito na secção 3.3, cada simulação corresponde a uma história-temporal, da qual é extraída a informação da aceleração vertical máxima a_{max} no tabuleiro da ponte. Estas acelerações são consideradas acelerações críticas a_{cr} quando excedem a aceleração limite a_{lim} definida pela Equação 3.14 e são, portanto, definidas a partir da Equação 3.15:

$$a_{cr} = a(a_{max} \geq a_{lim}) \tag{3.15}$$

A velocidade V associada ao comboio que leva a uma aceleração crítica no tabuleiro da ponte, denomina-se por velocidade critica V_{cr}.

3.6.3. PROBABILIDADE DE EXCEDÊNCIA DO CRITÉRIO LIMITE

A probabilidade de falha de segurança é calculada para cada tipo de comboio, tendo em consideração todas as n pontes aleatórias e as suas j velocidades. Deste modo, para cada comboio considerado nas análises dinâmicas, a probabilidade de falha p_f é a dada pela razão entre número de acelerações críticas e o número de pontes aleatórias, conforme a Equação 3.16.

$$p_f = \frac{n(a_{cr})}{n} \tag{3.16}$$

4
CASOS DE ESTUDO

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As duas pontes analisadas neste trabalho foram alvo de estudos realizados no âmbito do projeto europeu In2Track2 (Andersson et al., 2021). Neste projeto foram estudadas oito pontes, todas situadas em Portugal, sendo quatro do tipo viga embebida ("*filler beam*") e quatro do tipo integral em pórtico. O intuito deste projeto foi de avaliar, com recurso a ensaios e simulações, se os atuais critérios limite presentes na Norma Europeia EN 1991 – 2 (2003), referentes ao amortecimento e à aceleração vertical no tabuleiro, podem ser melhorados.

Neste capítulo são apresentados os casos de estudo deste trabalho, nomeadamente duas pontes de pequeno vão do tipo integral em pórtico, Peixinhos e Sangalhos, ambas situadas na Linha do Norte em Portugal. Na secção 4.2, as características das duas pontes são apresentadas e a seguir, na secção 4.3, são descritos os procedimentos para modelação das mesmas, efetuados com recurso ao programa de cálculo de elementos finitos, ANSYS (2018), bem como a avaliação dos seus três primeiros modos de vibração.

4.2. DESCRIÇÃO DAS PONTES

Ambas as pontes de Peixinhos e Sangalhos servem de passagem a duas vias-férreas de circulação balastradas, sendo que um dos principais aspetos estruturais que as diferem em relação aos resultados nas análises dinâmicas é a presença de dois tabuleiros separados por uma junta de dilatação longitudinal na ponte de Peixinhos, enquanto a ponte de Sangalhos possui um tabuleiro único, sem junta de dilatação longitudinal.

A ausência de junta longitudinal é um fator que influencia significativamente na resposta dinâmica da ponte quando, por exemplo, circulam dois comboios, um em cada uma das duas vias presente na ponte, no mesmo instante. A seguir, são apresentadas breves descrições das duas pontes estudadas.

4.2.1. PONTE DE PEIXINHOS

A ponte de Peixinhos é uma ponte integral e está localizada nas proximidades da cidade de Aveiro, mais precisamente no km 280.846 da Linha do Norte da Rede Ferroviária Portuguesa. A Figura 4.1a apresenta uma vista da ponte.

A ponte é formada por dois tabuleiros separados por uma junta de dilatação longitudinal, suportando, assim, dois pavimentos independentes, cada um com uma única via-férrea, conforme ilustrado pela Figura 4.1b. Isto permite a separação do tráfego ferroviário que flui no sentido sul, de Porto à Lisboa, e no sentido norte, de Lisboa ao Porto, sendo que velocidade máxima do comboio no local é de 220 km/h.

Esta ponte, construída em 2004, é composta por uma estrutura rígida de betão armado com paredes integrais e por um único vão com 8,88 m. Os desenhos técnicos desta ponte estão no Anexo A1.



(a)



(b)

Figura 4.1 – Vista da ponte de Peixinhos: (a) Vista frontal e (b) Vista da parte inferior do tabuleiro, com junta de dilatação longitudinal

4.2.2. PONTE DE SANGALHOS

A ponte de Sangalhos é uma ponte integral e está localizada nas proximidades da cidade de Aveiro, mais precisamente no km 246.184 da Linha do Norte da Rede Ferroviária Portuguesa. A Figura 4.3a apresenta uma vista da ponte.

O tabuleiro da ponte, que não possui junta de dilatação longitudinal, conforme representado pela Figura 4.3b, suporta duas vias-férreas. Isto permite a separação do tráfego ferroviário que flui no sentido sul, de Porto à Lisboa, e no sentido norte, de Lisboa ao Porto, sendo que velocidade máxima do comboio no local é de 220 km/h.

Esta ponte, construída em 2001, é composta por uma estrutura rígida de betão armado com paredes integrais e por um único vão com 8 m. Os desenhos técnicos desta ponte estão no Anexo A.



(a)



(b)

Figura 4.2 – Vista da ponte de Sangalhos: (a) Vista frontal e (b) Vista da parte inferior do tabuleiro, sem junta de dilatação longitudinal

4.3. MODELOS NUMÉRICOS

4.3.1. MODELAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS

A modelação das pontes foi feita através do programa de cálculo de elementos finitos ANSYS®, com recurso à linguagem APDL (*Ansys Parametric Design Language*). Esta linguagem permite a modelação dos elementos da ponte, definição das suas propriedades, resolução e pós processamento de uma análise através do Método dos Elementos Finitos (FEM) a partir de instruções armazenadas em um código, não se fazendo necessária a utilização da interface gráfica do programa. A utilização deste recurso é conveniente pois permite efetuar análises de elementos finitos para múltiplas pontes de tipologias estruturais similares onde apenas são alterados no código os parâmetros que as diferenciam, definindo-os como variáveis cujos valores são facilmente alterados (Gonçalves, 2020).

O fluxograma apresentado pela Figura 4.3 apresenta um esquema da interação entre os programas de cálculo MATLAB® (2018) e ANSYS® (2018) através deste código em linguagem APDL. Os valores das propriedades das pontes gerados de forma aleatória (ver secção 3.2) e os parâmetros geométricos das pontes de Peixinhos e Sangalhos, presentes nos Quadros 4.1, 4.2 e 4.3 são os dados de entrada do código que, por sua vez, efetua a modelação em elementos finitos através do ANSYS® (2018), de todas as *n* pontes aleatórias de Peixinhos e as *n* pontes aleatórias de Sangalhos. Por fim, são extraídas através do MATLAB® (2018) as matrizes de massa *M*, amortecimento *C* e rigidez *K*, de cada modelo de ponte aleatória referente às pontes de Peixinhos e Sangalhos.

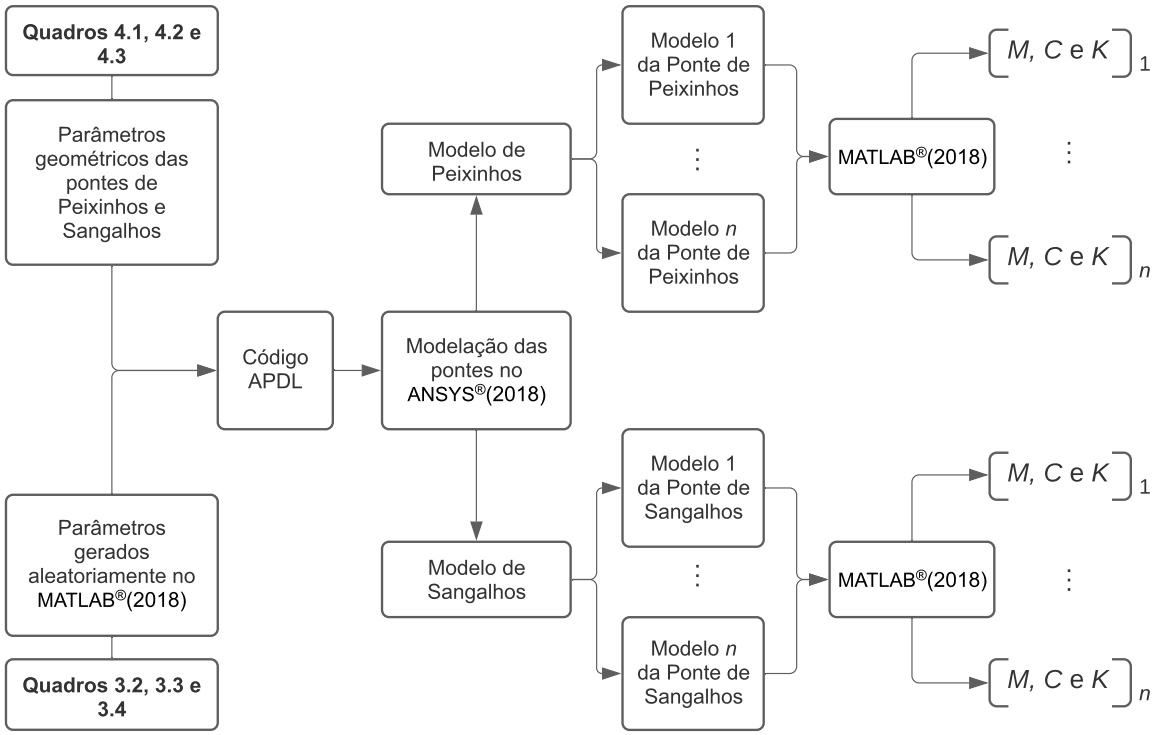


Figura 4.3 – Fluxograma da interação entre MATLAB® (2018) e ANSYS® (2018) pelo código em linguagem APDL

Quadro 4.1 – Propriedades geométricas das pontes referentes à via

Designação	Peixinhos	Sangalhos
Localização do eixo (m)	2.05	1.904
Bitola (m)	1.435	1.435
Distância entre travessas (m)	0.6	0.6
Distância entre os centros de gravidade do balastro e da laje (m)	0.55	0.49
Distância entre os centros de gravidade do balastro e da travessa (m)	0.3075	0.2725
Altura do carril UIC60 (m)	0.172	0.172
Comprimento da travessa entre o carril e a sua extremidade	0.425	0.425
Número de travessas no troço de via antes do início da ponte	70	60
Número de travessas no troço de via depois do fim da ponte	70	17

Quadro 4.2 – Propriedades das pontes referentes ao solo

Designação	Peixinhos	Sangalhos
Rigidez $k_{s,n}$	82007214.46	69990054.2
Rigidez $k_{s,t}$	60605793.59	51724751.4
Amortecimento $d_{s,n}$	779400	779400
Amortecimento $d_{s,t}$	576000	576000

Quadro 4.3 – Propriedades geométricas das pontes referentes à estrutura

Elemento	Designação	Peixinhos	Sangalhos
Laje	Número de vãos	1	1
	Comprimento do vão (m)	8.88	8
	Comprimento da ponte (m)	12.54	9.2
	Largura total (m)	12.6	10.708
	Largura da laje superior na extremidade (m)	1.7	1.3
	Largura da laje superior no centro (m)	13.98	10.64
	Espessura da laje superior na extremidade (m)	0.5	0.3
	Espessura da laje superior no centro (m)	0.75	0.7
	Posição do transversal *y* na extremidade da laje superior (m)	6.3	5.354
	Espessura da junta de dilatação (m)	0.05	-
Pórtico	Espessura (m)	0.45	0.6
	Altura total (m)	5.9	6.86
	Altura entre eixos do pórtico (m)	5.3	6.21
	Distância entre os pórticos	9.14	8.6
Fundação	Espessura (m)	0.8	0.7
	Largura (m)	2.7	2.7
	Distância entre as vigas (m)	2	-
	Altura da viga (m)	0.4	-
	Largura da viga (m)	0.4	-

As pontes de Peixinhos e Sangalhos apresentam diferenças a nível do comprimento do vão, das características geométricas, pela presença de junta longitudinal na ponte de Peixinhos e também por possuir vigas na sua base, visto que está situada sobre um rio, enquanto a ponte de Sangalhos, que também opera como um viaduto, apresenta uma laje na sua base. Ambas foram modeladas utilizando elementos de casca (SHELL181), de viga (BEAM4) e de mola-amortecedor (COMBIN14).

Através de estudos efetuados no âmbito do projeto europeu In2Track2 (Andersson et al., 2021), foi avaliada a possibilidade de remoção das abas das paredes laterais nos modelos em elementos finitos das

duas pontes, visto que a adição destes elementos aumenta o tempo de processamento computacional das análises, e concluiu-se que a remoção das mesmas não influencia nos resultados para as acelerações verticais, conforme o gráfico representado na Figura 4.5, referente ao comparativo entre os resultados para os modelos com e sem abas da ponte de Sangalhos, quando submetida à circulação do comboio real TGV. A Figura 4.4 apresenta os modelos tridimensionais das duas pontes formado pelo tabuleiro, paredes e fundação, elaborados em elementos de casca (SHEL181), para as configurações com e sem abas.

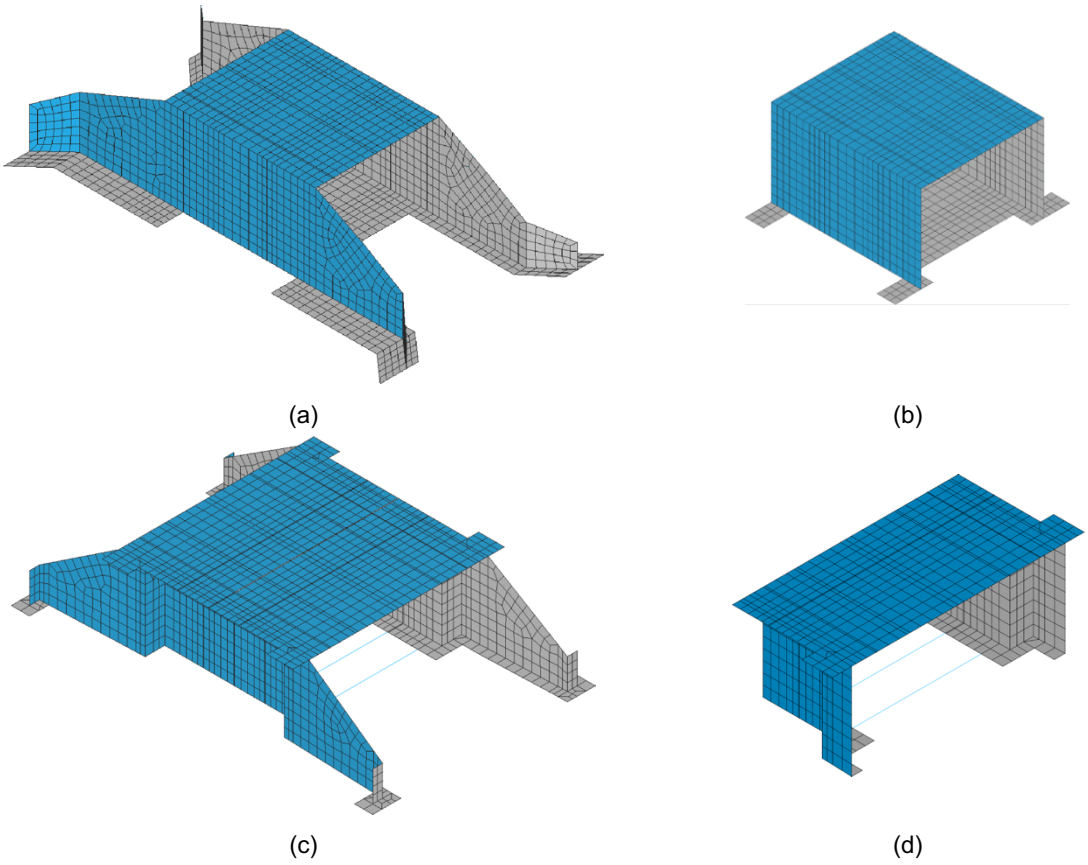


Figura 4.4 – Modelos tridimensionais da estrutura rígida das pontes: (a) Sangalhos com abas, (b) Sangalhos sem abas, (c) Peixinhos com os dois tabuleiros, com abas e (d) Um tabuleiro da ponte de peixinhos, sem abas

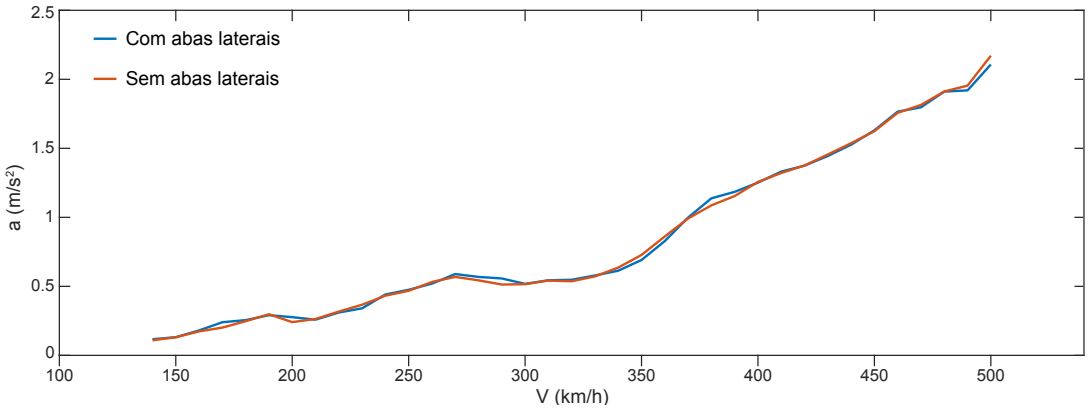
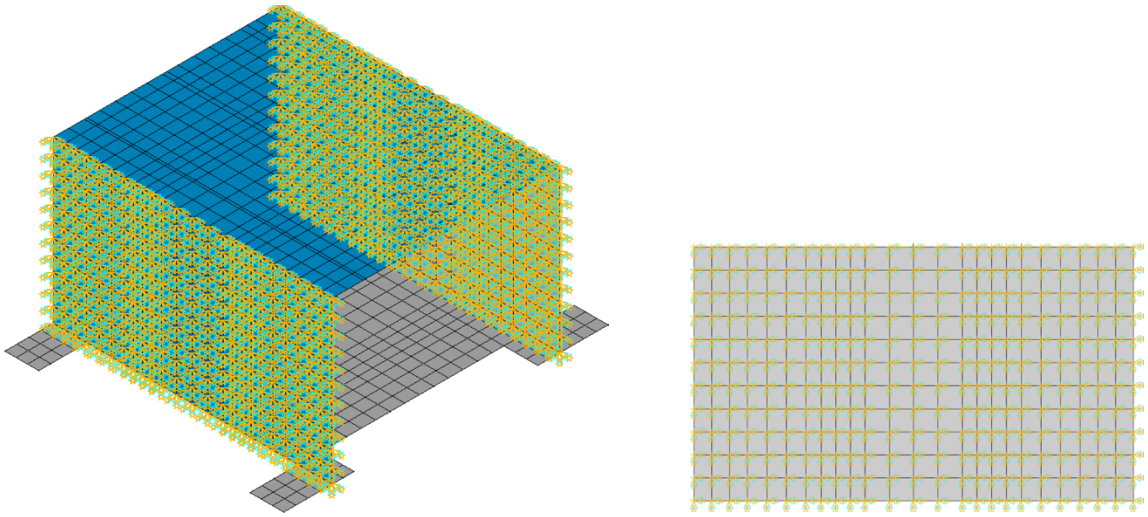


Figura 4.5 – Valores comparativos entre as acelerações verticais a meio vão no tabuleiro da ponte de Sangalhos com e sem abas, sob a passagem do comboio real TGV (Andersson et al., 2021)

Como os modelos das pontes são similares, a título de representação, se apresentam figuras referentes apenas do modelo da ponte de Sangalhos, embora o procedimento para a modelação das pontes é o mesmo para ambas.

Elementos de casca (SHELL181) foram usados para criar a laje de betão armado, o que permitiu uma avaliação mais precisa dos efeitos de deformação causados pela tensão de cisalhamento no plano da laje, sem a necessidade de definir as larguras efetivas. A seção transversal é composta por elementos, incluindo elementos não estruturais suportados pela laje e massa de betão, onde a espessura média de cada um deles foi examinada e a massa específica foi devidamente estimada (Peixer et al, 2021).

A modelação das paredes laterais foi feita para avaliar o comportamento da interação entre as mesmas e o aterro, na direção normal. No modelo simplificado, isto foi feito ao empregar uma mola linear distribuída, de rigidez $k_{s,n}$, e um amortecedor com amortecimento $d_{s,n}$, ao longo de ambas as paredes laterais, conforme apresentado pela Figura 4.6.



(a) (b)

Figura 4.6 – Representação das molas e amortecedores nas paredes laterais: (a) perspetiva e (b) vista frontal

A rigidez $k_{s,n}$ e o amortecimento $d_{s,n}$ são definidos a partir das Equações 4.1 e 4.2, respetivamente:

$$k_{s,n} = \frac{\pi}{\sqrt{2(1-\nu_s)}} \frac{G_{bk}}{H} \tag{4.1}$$

$$d_{s,n} = \rho_s C_{La} \tag{4.2}$$

sendo ν_s o coeficiente de Poisson do solo, H é a altura total do aterro da ponte, que varia conforme a altura e espessura da mesma e ρ_s é a densidade do solo. O módulo de cisalhamento médio do solo de aterro ao longo da profundidade, G_{bk}, é definido pela Equação 4.3 e as velocidades de onda analógicas de Lysmer do solo de aterro, C_{La}, são definidas pela Equação 4.4:

$$G_{bk} = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} \tag{4.3}$$

$$C_{La} = \frac{3.4\ C_s}{\pi(1-\nu_s)} \tag{4.4}$$

onde E_s é o módulo de elasticidade do solo, e o cisalhamento médio, C_s, é definido pela Equação 4.5:

$$C_s = \sqrt{\frac{G_{bk}}{\rho_s}} \tag{4.5}$$

A transmissão das forças de atrito entre as paredes e o solo foi assumida como uma fração dos valores na direção normal, dada pela razão entre o cisalhamento médio, C_s, e C_{La}, e modelada como uma mola linear distribuída, de rigidez $k_{s,t}$ e pontos de travamento em ambas as direções tangenciais, com amortecimento $d_{s,t}$, que estão definidos pelas Equações 4.6 e 4.7, respetivamente:

$$k_{s,t} = \frac{C_s}{C_{La}} k_{s,n} \tag{4.6}$$

$$d_{s,t} = \frac{C_s}{C_{La}} d_{s,n} \tag{4.7}$$

No que diz respeito à modelação das vias, para se reduzir o esforço computacional do modelo, apenas uma via foi modelada. Esta foi feita de modo que o seu comprimento ultrapassasse as extremidades da ponte, para que a resposta dinâmica obtida não fosse brusca no instante que o comboio entrasse na ponte.

Esta abordagem é mais fiel à realidade ao representar a transição entre a ponte e as estruturas vizinhas, visto que as vibrações no tabuleiro se iniciam antes do comboio entrar na ponte, assim, a via foi modelada estendendo-se 40 metros em uma extremidade, por onde o comboio entra, e 500 metros na extremidade por onde o comboio sai, de forma a garantir uma continuidade no percurso do comboio para que as respostas dinâmicas em vibração livre do tabuleiro sejam feitas de forma suave.

A via foi modelada com elemento do tipo viga (BEAM4) para o carril, que corresponde a um elemento de elevada rigidez, de forma a evitar deformações. Os demais componentes da via, nomeadamente, as travessas, palmilhas e a camada de balastro, foram modelados usando amortecedores de mola, cujas propriedades estão descritas no Quadro 3.3.

Esta viga representativa do carril foi ligada em paralelo a uma série de molas e amortecedores modelados com o elemento finito do tipo COMBIN14, simulando assim as palmilhas. A massa das travessas m_s foi aplicada nos nós inferiores dos elementos que modelam as palmilhas. Por sua vez estas massas foram ligadas por mais um conjunto de molas e amortecedores em paralelo formados por elementos finitos do tipo COMBIN14, simulando assim a camada de balastro. Além disso, componentes de ligação rígida (BEAM4) foram usados para conectar o tabuleiro à via. A Figura 4.7 apresenta estes elementos.

Uma vez concluída a modelação em elementos finitos, procede-se à extração das matrizes de massa *M,* amortecimento *C,* e rigidez *K.* A ferramenta numérica VSI (*Vehicle-Structure Interaction analysis*), criada por Montenegro et al. (2015), é usada para fazer os cálculos. Os modelos de elementos finitos do viaduto e comboio são criados no ANSYS® (2018), e suas matrizes estruturais são importadas para o MATLAB® (2018) onde a análise dinâmica é realizada.

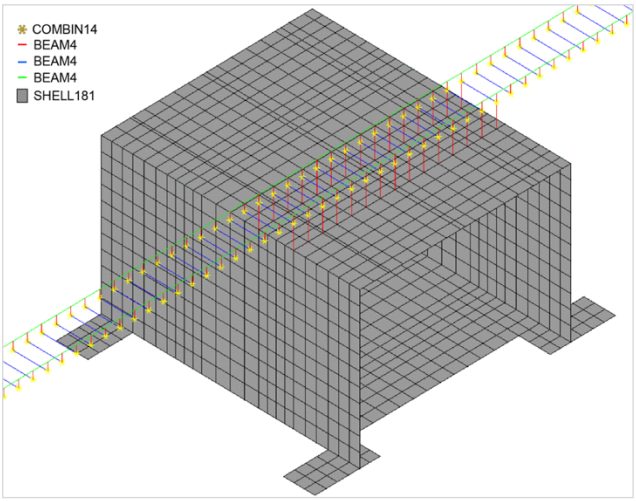
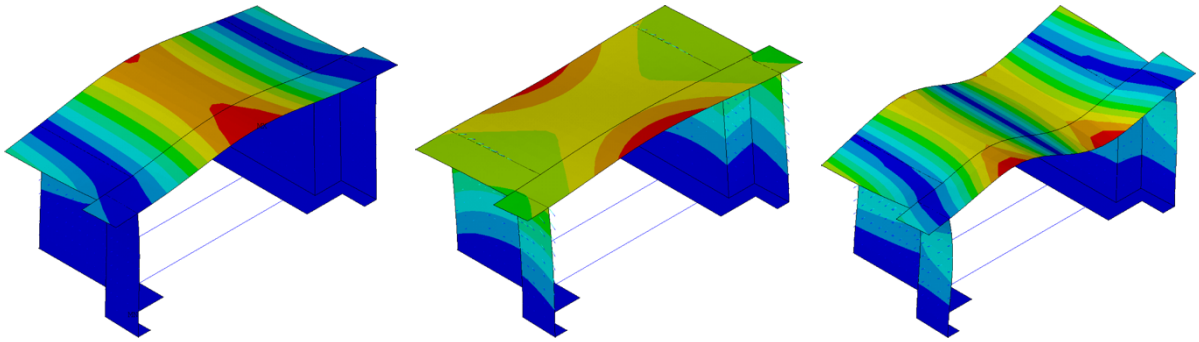


Figura 4.7 – Representação dos elementos finitos para os componentes da via

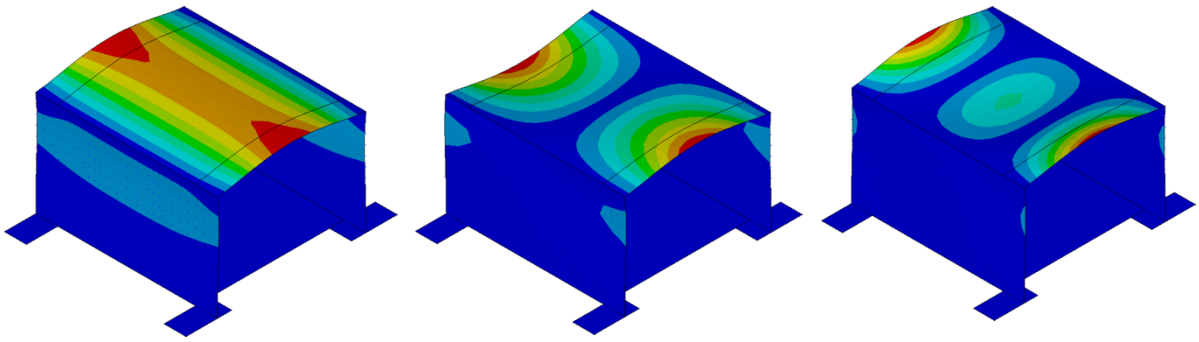
4.3.2. MODOS DE VIBRAÇÃO

Uma análise modal foi realizada com os modelos de cada ponte para determinar os modos naturais de vibração, com base nos valores médios dos parâmetros da estrutura descritos no Quadro 3.4. Esta seção, portanto, representa os três primeiros modos verticais globais considerados mais significativos para acelerações verticais. As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam os três primeiros modos de vibração para a ponte de Peixinhos e Sangalhos, respetivamente. Os valores das frequências observadas estão descritos no Quadro 4.4.



(a) (b) (c)

Figura 4.8 – Deformada dos modos de vibração da ponte de Peixinhos: (a) 1º Modo, (b) 2º Modo e (c) 3º Modo



(a) (b) (c)

Figura 4.9 – Deformada dos modos de vibração da ponte de Sangalhos: (a) 1º Modo, (b) 2º Modo e (c) 3º Modo

Quadro 4.4 – Frequências de vibração naturais dos primeiros modos de vibração vertical das pontes estudadas

Pontes	1º Modo [Hz]	2º Modo [Hz]	3º Modo [Hz]
Peixinhos	15.581	21.614	41.35
Sangalhos	14.152	20.512	39.332

5
SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As análises dinâmicas efetuadas incidiram sobre duas pontes do tipo integral, Peixinhos e Sangalhos. Para a ponte de Peixinhos, as análises dinâmicas foram feitas considerando a passagem de um comboio sobre uma das vias da ponte, enquanto para a ponte de Sangalhos, as análises dinâmicas foram feitas tendo em consideração dois cenários, o primeiro corresponde à passagem de um comboio sobre uma das vias da ponte, enquanto o segundo corresponde ao cruzamento de dois comboios sobre a ponte.

Para as duas pontes avaliadas, os dados a serem identificados, para cada modelo de comboio em passagem, são os seguintes:

i) A aceleração vertical máxima atingida a meio vão da ponte ao considerar o comboio a percorrê-la em todo o intervalo de velocidades definido.

ii) A velocidade do comboio que leva à aceleração vertical máxima a meio vão da ponte.

iii) As acelerações críticas, isto é, as acelerações com valor superior ao limite regulamentar presente na Norma Europeia EN 1990 – Anexo A2 (2001), igual a 7 m/s2.

iv) A velocidade mínima do comboio que faz com que a aceleração vertical na ponte seja uma aceleração crítica.

v) As probabilidades de falha de segurança de circulação de comboios quando as acelerações presentes no tabuleiro da ponte excedem o valor limite imposto pelo critério da aceleração vertical máxima, definido na Norma Europeia EN 1990 – Anexo A2 (2001).

Conforme mencionado anteriormente, as análises entre as pontes de Peixinhos e Sangalhos diferem no que diz respeito à introdução do efeito dos cruzamentos entre comboios na resposta dinâmica da ponte de Sangalhos. Isto se dá devido à presença de uma junta de dilatação longitudinal na Ponte de Peixinhos, que conduz a um comportamento onde não existe influência significativa do tabuleiro adjacente e, embora possa existir alguma continuidade devido à camada de balastro, esta é menos significativa do que uma continuidade estrutural e, portanto, também não foi tida em conta na modelação. Sendo assim, não se julgou necessário analisar o comportamento desta ponte considerando o cruzamento entre comboios.

Já para a ponte de Sangalhos, a ausência de junta de dilatação longitudinal significa que há continuidade no tabuleiro, logo, a passagem de um comboio no tabuleiro oposto tem influência na resposta do tabuleiro.

Para a situação com cruzamento entre comboios, considerou-se os comboios nas seguintes situações:

i) Os comboios se cruzam em velocidades iguais.

ii) Cada comboio em cruzamento pode assumir qualquer velocidade dentro do intervalo de velocidades definido.

5.2. FLUXOGRAMA DAS ANÁLISES

Nesta secção é apresentado o fluxograma das análises efetuadas correspondendo às situações sem cruzamentos e com cruzamentos entre comboios. As indicações das secções onde são descritas as informações teóricas e metodológicas a respeito das etapas das análises presentes no fluxograma, representado na Figura 5.1, são apresentadas a seguir:

i) Os parâmetros de entrada referentes às variáveis presentes nas descrições das análises estão definidos no Quadro 5.1, na secção 5.3.1.

ii) Os dados referentes à disposição e valores das cargas dos Modelos de Carga HSLM-A e do Comboio Real TGV estão descritos nas secções 2.2.2.2 e 5.3.2, respetivamente.

iii) As informações referentes à geometria e tipologia estrutural das pontes estão descritas no capítulo 4 e as que se referem à geração de pontes aleatórias estão descritas na secção 3.2.

iv) Os fundamentos teóricos referentes à análise dinâmica pelo método das cargas móveis estão descritos na secção 2.3.1, enquanto a metodologia aplicada está detalhada na secção 3.3.

v) A aplicação do Filtro de Chebyshev será descrita na secção 5.3.3.

vi) A metodologia correspondente à resposta sem cruzamentos para a ponte de Peixinhos está descrita na secção 3.4.1, enquanto para a ponte de Sangalhos está descrita na secção 3.4.2. A metodologia que se refere à resposta com cruzamentos está descrita na secção 3.5.

Por fim, os resultados obtidos com as simulações numéricas sem considerar os cruzamentos entre comboios são apresentados para as pontes de Peixinhos e Sangalhos, nas secções 5.4 e 5.5, respetivamente, e os resultados a considerar os cruzamentos entre comboios para ponte de Sangalhos são apresentados na secção 5.6.

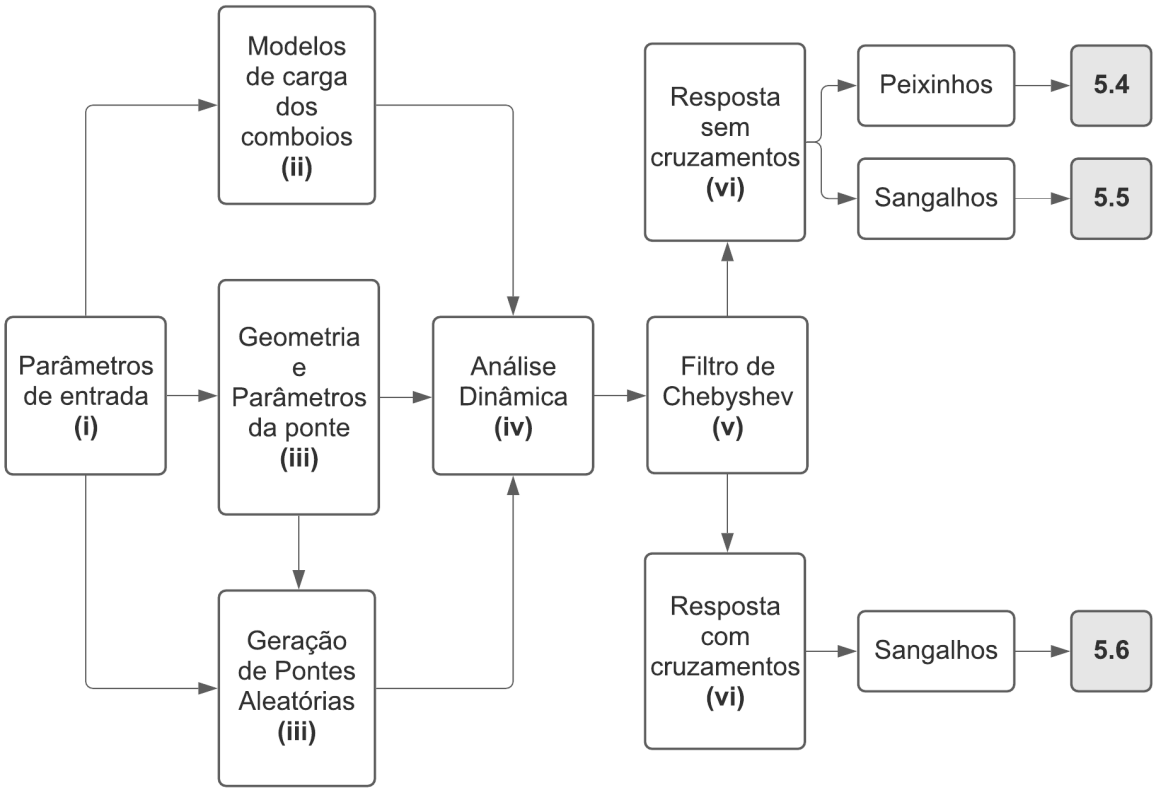


Figura 5.1 – Fluxograma de referências das análises e estruturação do capítulo

5.3. DADOS COMPLEMENTARES

Nesta secção são apresentados os dados complementares às informações teóricas e metodológicas apresentadas nos capítulos 2 e 3, respetivamente, nomeadamente no que diz respeito à definição das variáveis utilizadas nos cálculos, a introdução dos dados referentes ao Comboio Real TGV que também foi selecionado para este estudo e a descrição do filtro de Chebyshev, utilizado para limitar as frequências obtidas nas simulações.

5.3.1. PARÂMETROS DE ENTRADA

Os parâmetros apresentados no Quadro 5.1 são referentes aos valores adotados para as variáveis apresentadas nos capítulos 2 e 3 na realização deste trabalho.

Quadro 5.1 – Parâmetros de entrada dos cálculos comuns aos dois casos de estudo

Variáveis	Símbolo	Valores
Pontes Aleatórias	n	1000
Comboios	i	HSLMA1 a 10; TGV
Velocidades	j	140 km/h a 500 km/h, espaçados de 10 km/h
Incremento de tempo	Δt	0.001 s
Método de Newmark	γ	1/2
	β	1/4

5.3.2. COMBOIO REAL TGV

Conforme descrito na secção 2.2.2, a norma Europeia EN 1991 – 2 (2003) requere a utilização dos Modelos de Carga HSLM para de efetuar uma análise dinâmica e define como opcional a utilização de um Comboio Real. Para este trabalho, também foi analisada a resposta dinâmica para a circulação do Comboio Real TGV (*Train à Grande Vitesse*).

Este comboio, ilustrado na Figura 5.2, é um comboio do tipo articulado formado por duas locomotivas, duas carruagens de extremidade e seis carruagens intermédias. A disposição e os valores das cargas para este Comboio Real são apresentados pela Figura 5.3



Figura 5.2 – Exemplo do comboio de alta velocidade TGV[1]

[1] Disponível em: https://www.railteam.eu/en/high-speed-travel/high-speed-trains/tgv-lyria/. Acesso em Julho 2021.

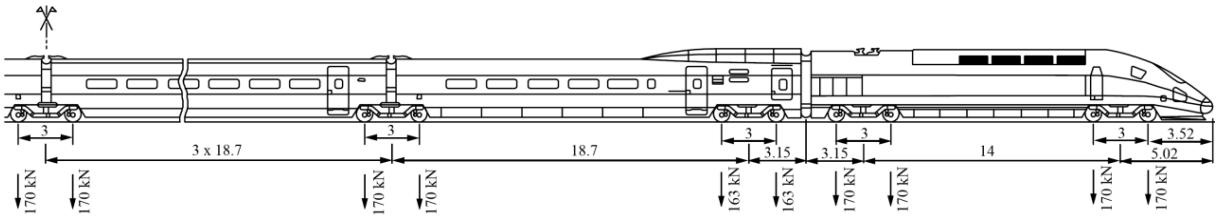


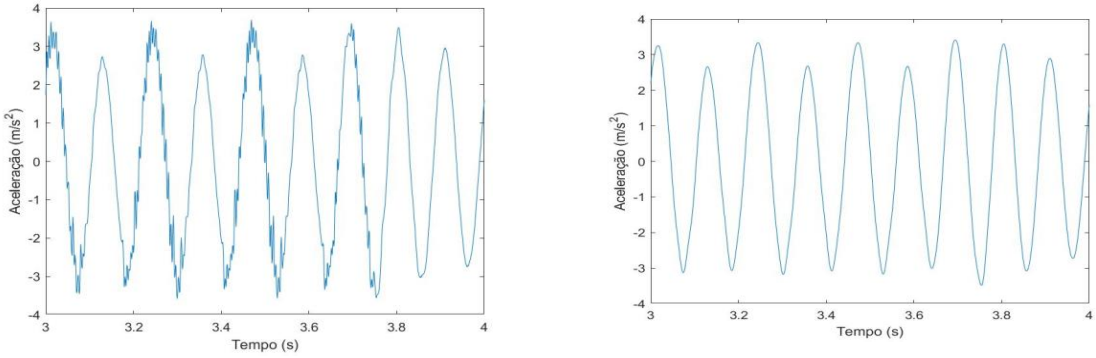
Figura 5.3 – Disposição e valores das cargas referentes à metade de um comboio TGV (Rocha, 2015)

5.3.3. FILTRO DE CHEBYSHEV

Conforme descrito na secção 2.3.1, referente ao método das cargas móveis, a resolução das equações do equilíbrio dinâmico através do método de integração direta de Newmark, utilizado neste trabalho, apresenta um problema que compreende-se no fato deste método não dispor de capacidade dissipativa de frequências elevadas que não são representativas da resposta dinâmica da estrutura (Horas, 2011).

Para resolver este problema utilizou-se um filtro passa-baixo de Chebyshev de ordem 7 e frequência de corte de 65 Hz implementado em MATLAB® (2018), de modo a eliminar a contribuição nas acelerações pelas frequências acima deste limite de corte. Segundo a EN1990 – Anexo 2 (2001), o valor sugerido para o limite de corte é ainda mais conservativo, sendo de 30 Hz, porém, por trabalhos anteriores (Horas, 2011), concluiu-se que podem existir contribuições importantes para a resposta até os 60 Hz.

A Figura 5.4 apresenta um exemplo da aplicação do filtro de Chebyshev.



(a) (b)

Figura 5.4 – Exemplo antes e após a aplicação do filtro de Chebyshev em uma história-temporal das acelerações verticais, *a(t)*: (a) antes e (b) após (Gonçalves, 2020)

5.4. SIMULAÇÕES COM A PONTE DE PEIXINHOS

Nesta secção são apresentados os resultados das análises dinâmicas para a ponte de Peixinhos, sem contabilizar o cruzamento entre comboios, conforme a metodologia descrita na secção 3.4.1, cujos valores das variáveis estão definidos no Quadro 5.1.

A Figura 5.5 apresenta as acelerações verticais máximas absolutas a meio vão no tabuleiro da ponte, a_{max}, obtidas nas simulações com as 1000 pontes aleatórias, em função das 37 velocidades consideradas para cada Modelo de Carga HSLM-A e do Comboio Real TGV. Assim, à cada figura correspondem as acelerações verticais máximas de 37.000 simulações. As Figuras 5.6a e 5.6b apresentam um resumo dos resultados obtidos para as as acelerações verticais máximas, a_{max}, e a média destas acelerações, a_{med}, para cada comboio e para cada velocidade, respetivamente.

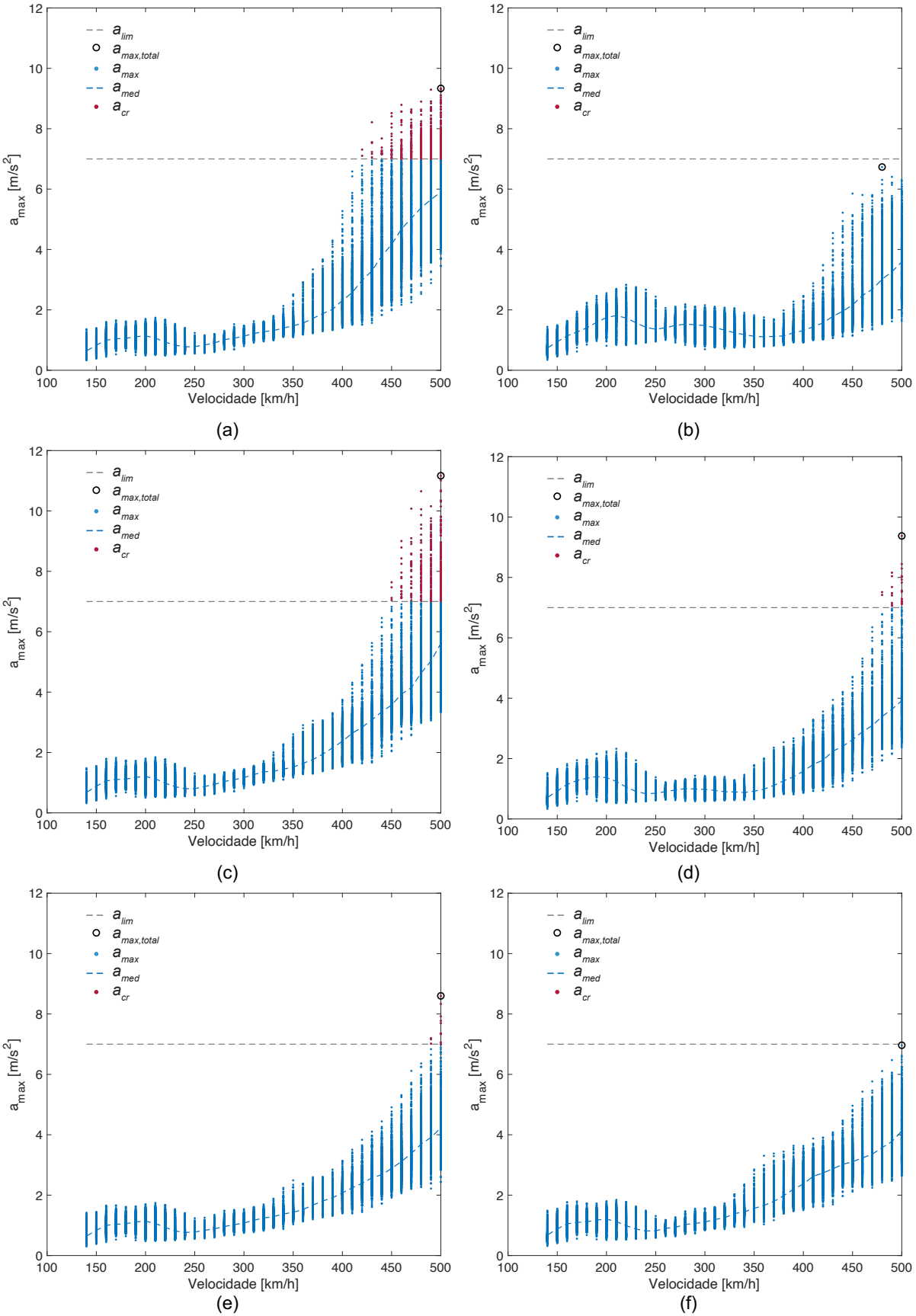


Figura 5.5 – Acelerações verticais máximas a meio vão na ponte de Peixinhos para cada comboio: (a) HSLM-A1, (b) HSLM-A2, (c) HSLM-A3, (d) HSLM-A4, (e) HSLM-A5 e (f) HSLM-A6

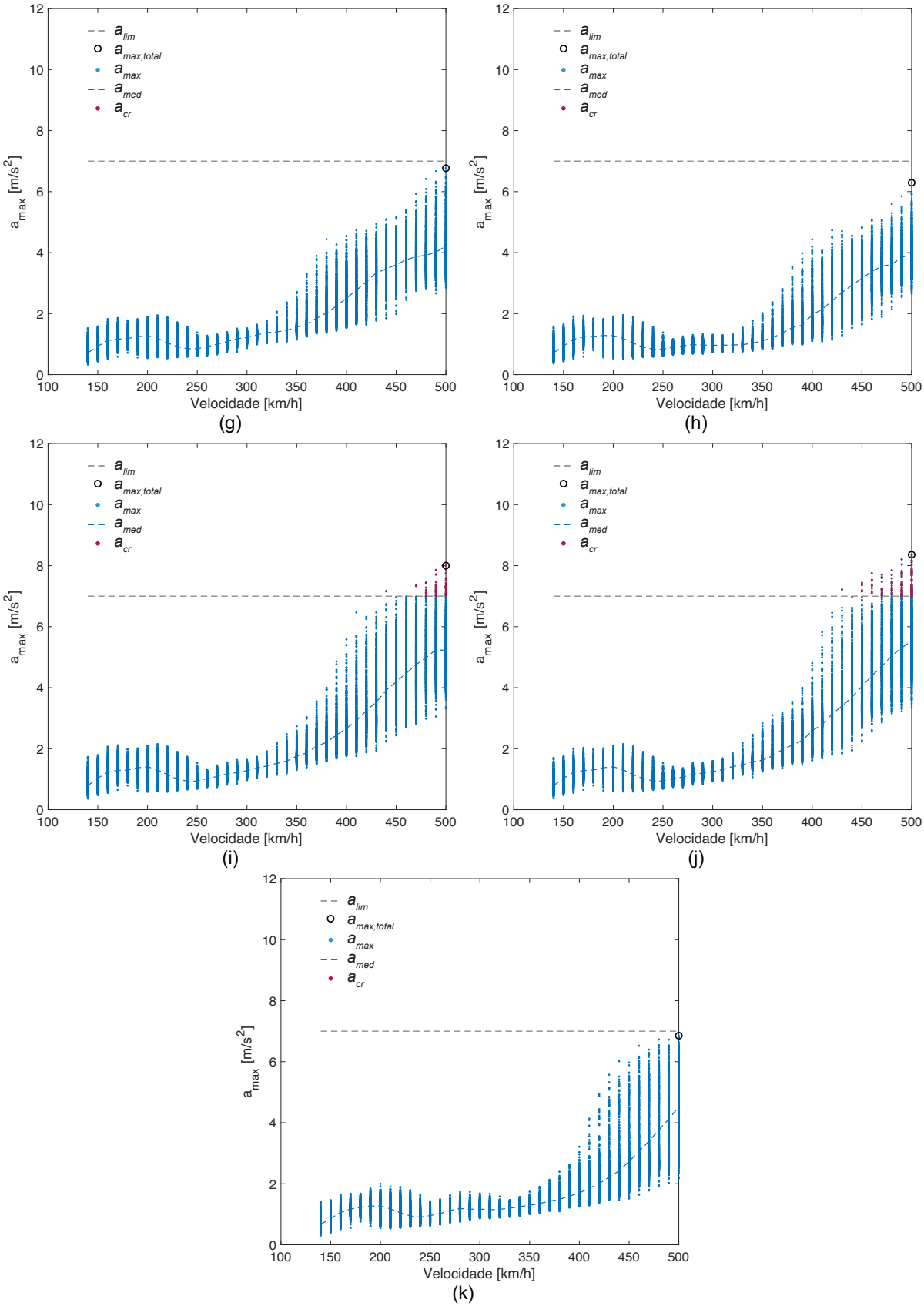
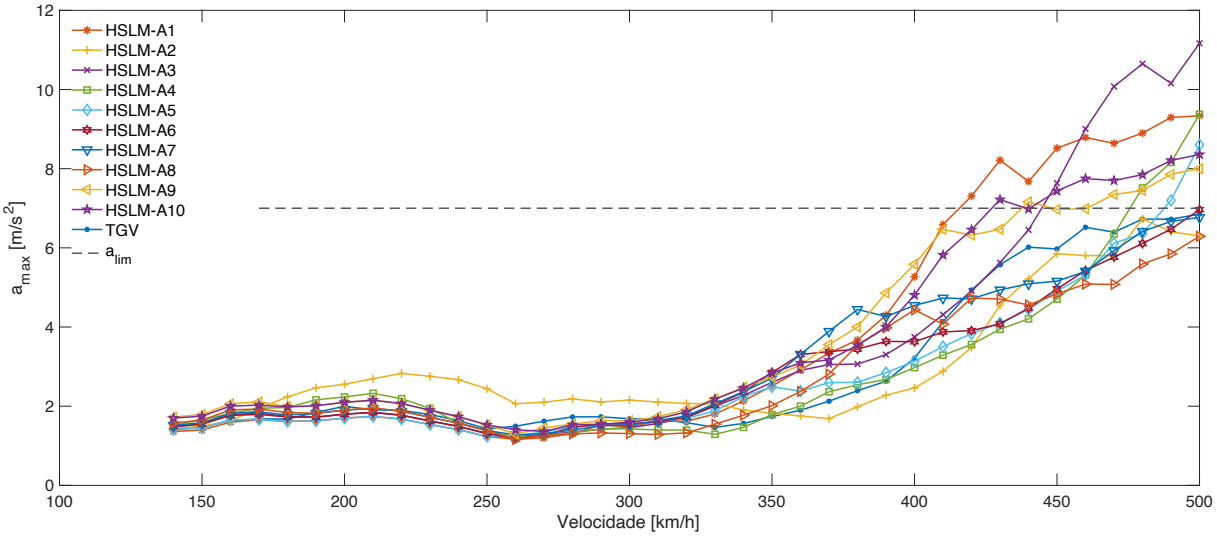
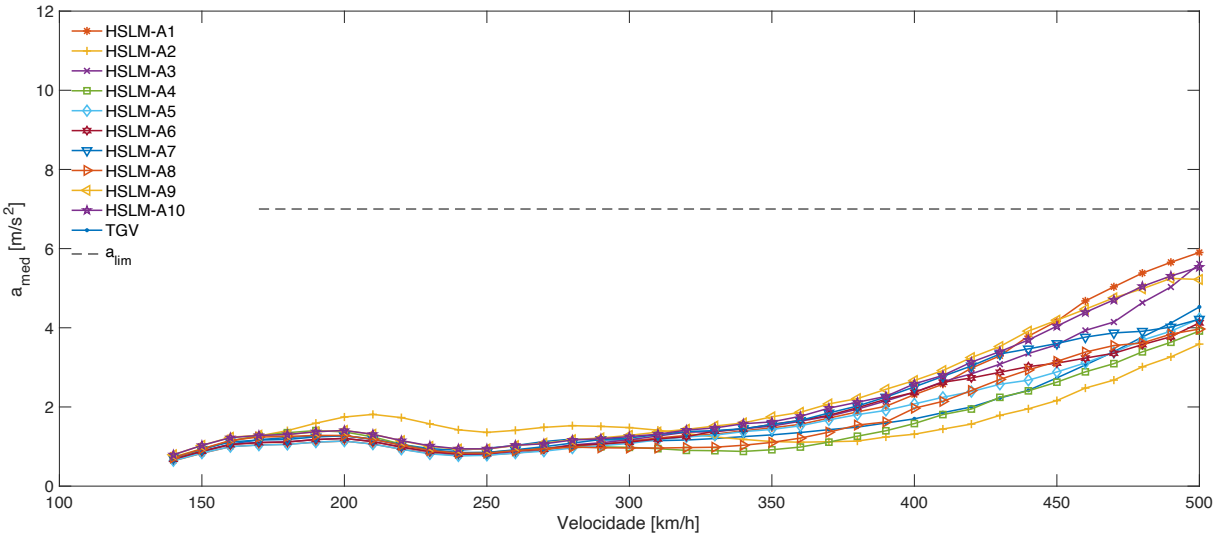


Figura 5.5 – Acelerações verticais máximas a meio vão na ponte de Peixinhos para cada comboio: (g) HSLM-A7, (h) HSLM-A8, (i) HSLM-A9, (j) HSLM-A10 e (k) TGV (continuação)



(a)



(b)

Figura 5.6 – Resumo das acelerações verticais obtidas a meio vão na ponte de Peixinhos a cada velocidade: a) máximas e (b) médias

Pelas Figuras 5.6a e 5.6b, verifica-se que as acelerações verticais máximas no tabuleiro da ponte aumentam consideravelmente em função de velocidades dos comboios acima de 300 km/h, e as médias das acelerações para todos os comboios não configuram acelerações críticas, a_{cr} (ver secção 3.6.2).

Os Modelos de Carga HSLM-A1, HSLM-A3, HSLM-A4, HSLM-A5, HSLM-A9 e HSLM-A10 apresentam acelerações críticas, sendo a resposta à passagem do Modelo de Carga HSLMA-3 a uma velocidade de 500 km/h a que confere a máxima aceleração vertical, atingindo 11.1664 m/s^2. Com exceção do Modelo de Carga HSLM-A2, cuja máxima aceleração vertical ocorre para a velocidade de 480 km/h, todos os outros comboios apresentaram as máximas acelerações verticais para a velocidade máxima considerada, 500 km/h.

A respeito da velocidade mínima para se atingir uma aceleração crítica, a_{cr}, a mais condicionante dentre todos os comboios é para o Modelo de Carga HSLM-A1, sendo igual a 420 km/h. Um resumo dos resultados obtidos é apresentado no Quadro 5.2, onde, para cada comboio, é descrita a aceleração vertical máxima total, $a_{max,total}$, e a respetiva velocidade associada para que esta ocorresse, bem como a velocidade mínima em que se obteve uma aceleração crítica, a_{cr}.

Quadro 5.2 – Resumo dos resultados das análises dinâmicas para a ponte de Peixinhos

Modelo do comboio	Aceleração vertical máxima total, $a_{max,total}$	Velocidade para atingir $a_{max,total}$	Velocidade mínima para atingir aceleração vertical crítica a_{cr}
	[m/s^2]	[km/h]	[km/h]
HSLM-A1	9.3362	500	420
HSLM-A2	6.7316	480	-
HSLM-A3	11.1664	500	450
HSLM-A4	9.3740	500	480
HSLM-A5	8.6002	500	490
HSLM-A6	6.9642	500	-
HSLM-A7	6.7684	500	-
HSLM-A8	6.2917	500	-
HSLM-A9	8.0014	500	440
HSLM-A10	8.3582	500	430
TGV	6.8519	500	-

5.4.1. PROBABILIDADES DE FALHA

As probabilidades de falha são calculadas conforme descrito na secção 3.6, pelo que a Figura 5.7 apresenta graficamente os resultados observados.

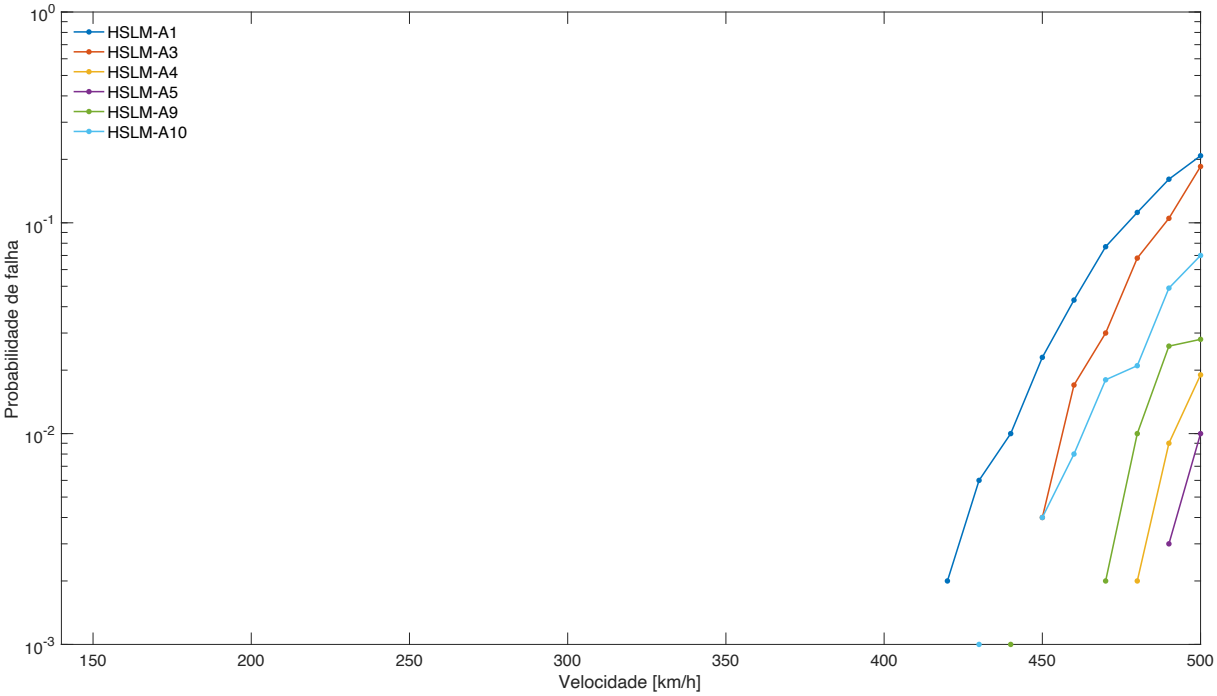


Figura 5.7 – Gráfico de probabilidades de falha p*f* para os comboios em cada velocidade na ponte de Peixinhos

Para a ponte de Peixinhos, a probabilidade de falha p_f foi diferente de zero apenas para os Modelos de Carga HSLM-A1, HSLM-A3, HSLM-A4, HSLM-A5, HSLM-A9 e HSLM-A10, para velocidades a partir de 420 km/h, sendo a probabilidade de falha máxima igual a 0.208, para o Modelo de Carga HSLM-A1 a uma velocidade de 500 km/h. Com exceção dos Modelos de Carga HSLM-A1 e HSLM-A3, todos os restantes comboios que causaram acelerações críticas obtiveram uma probabilidade de falha inferior a 8% para velocidades até 500 km/h.

O Quadro 5.3 apresenta os valores das probabilidades de falha encontrados para cada comboio e a cada velocidade a partir dos 420 km/h, a qual foi a velocidade mínima para que a falha à segurança se verificasse.

Quadro 5.3 – Probabilidades de falha para a ponte de Peixinhos

Comboio	Probabilidade de falha, p_f								
	Velocidade [km/h]								
	420	430	440	450	460	470	480	490	500
HSLM-A1	0.002	0.006	0.010	0.023	0.043	0.077	0.112	0.161	0.208
HSLM-A2	-	-	-	-	-	-	-	-	-
HSLM-A3	-	-	-	0.004	0.017	0.030	0.068	0.105	0.185
HSLM-A4	-	-	-	-	-	-	0.002	0.009	0.019
HSLM-A5	-	-	-	-	-	-	-	0.003	0.010
HSLM-A6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
HSLM-A7	-	-	-	-	-	-	-	-	-
HSLM-A8	-	-	-	-	-	-	-	-	-
HSLM-A9	-	-	0.001	-	-	0.002	0.010	0.026	0.028
HSLM-A10	-	0.001	-	0.004	0.008	0.018	0.021	0.049	0.070
TGV	-	-	-	-	-	-	-	-	-

5.5. SIMULAÇÕES COM A PONTE DE SANGALHOS SEM CRUZAMENTOS ENTRE COMBOIOS

Nesta secção são apresentados os resultados das análises dinâmicas para a ponte de Sangalhos, sem contabilizar o cruzamento entre comboios, conforme a metodologia descrita na secção 3.4.2, cujos valores das variáveis estão definidas no Quadro 5.1.

A Figura 5.8 apresenta as acelerações verticais máximas absolutas, $a_{d,max}$ e $a_{e,max}$, correspondentes aos dois nós *d* e *e*, obtidas nas simulações com as 1000 pontes aleatórias, em função das 37 velocidades consideradas para cada Modelo de Carga HSLM-A e do Comboio Real TGV. Assim, à cada figura correspondem as acelerações verticais máximas de 74.000 simulações.

Como os maiores valores das acelerações verticais ocorrem para ocorrem no nó *d*, situado na via pela qual o comboio passa e, por isso, são as mais condicionantes, as Figuras 5.9a e 5.9b apresentam um resumo dos resultados obtidos para as acelerações verticais máximas apenas para este nó, $a_{d,max}$, e a média destas acelerações, $a_{d,med}$, para cada comboio e para cada velocidade, respetivamente.

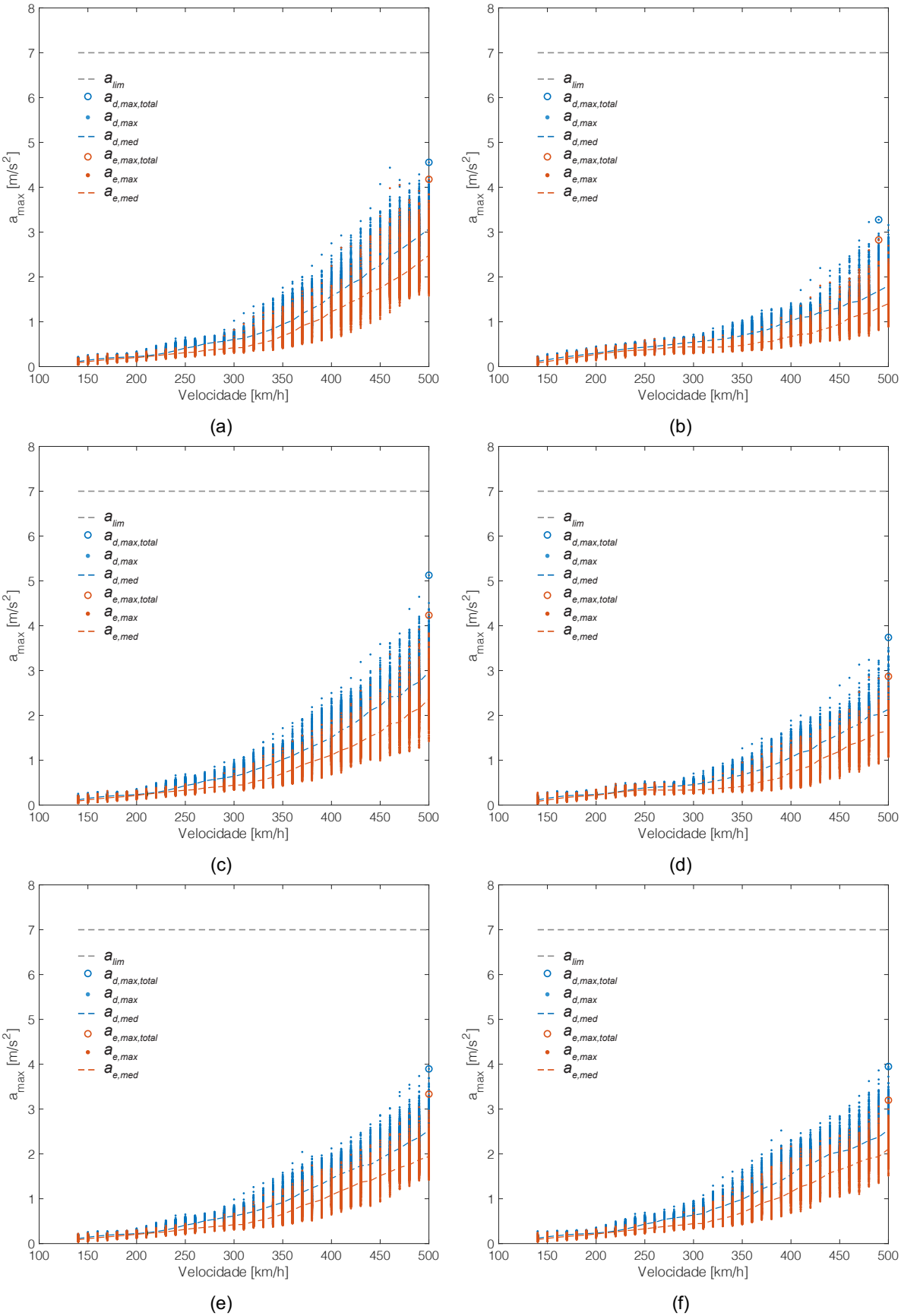


Figura 5.8 – Acelerações máximas a meio vão na ponte de Sangalhos para cada comboio, sem cruzamentos: (a) HSLM-A1, (b) HSLM-A2, (c) HSLM-A3, (d) HSLM-A4, (e) HSLM-A5 e (f) HSLM-A6

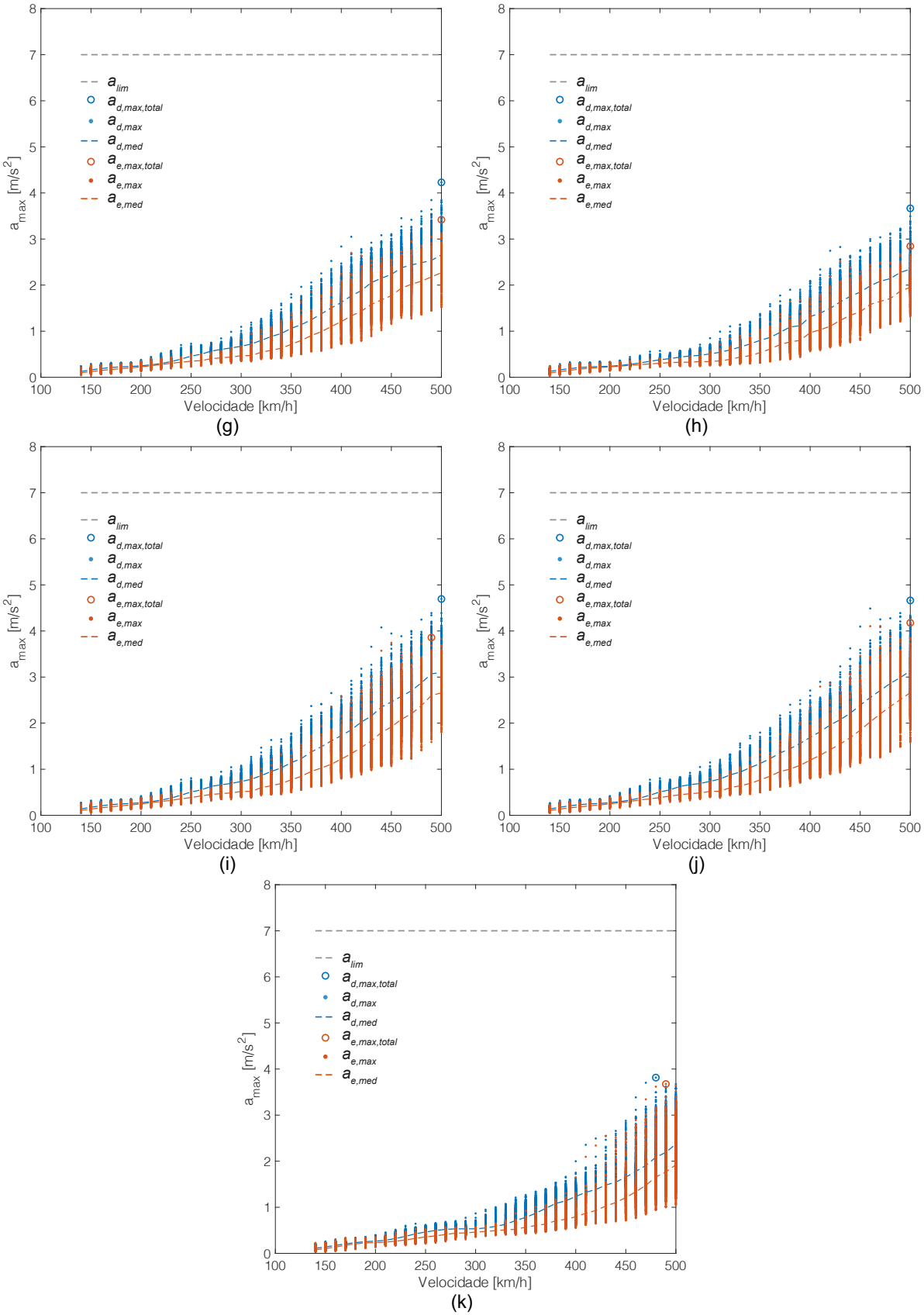


Figura 5.8 – Acelerações máximas a meio vão na ponte de Sangalhos para cada comboio, sem cruzamentos: (g) HSLM-A7, (h) HSLM-A8, (i) HSLM-A9, (j) HSLM-A10 e (k) TGV (continuação)

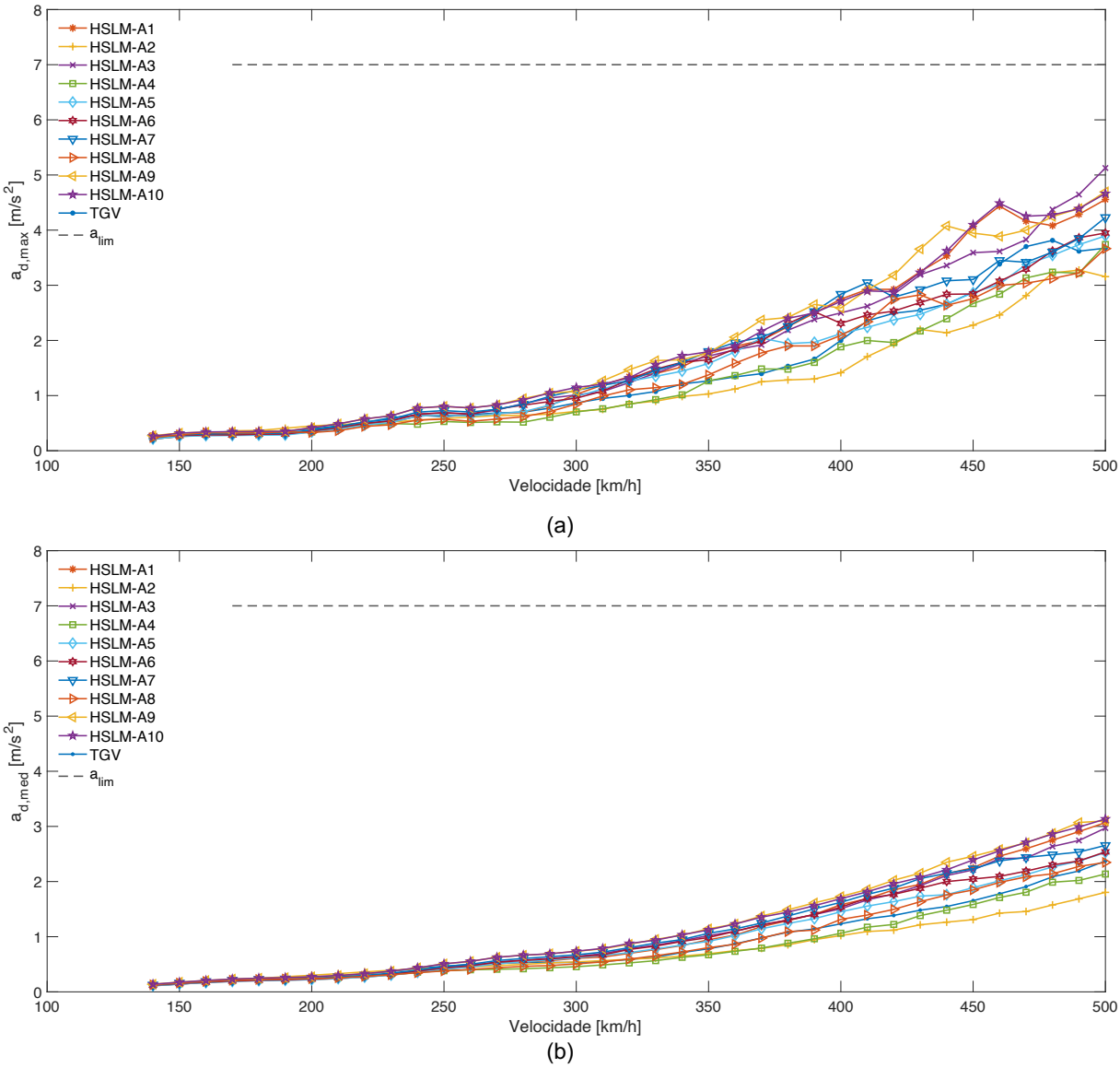


Figura 5.9 – Resumo das acelerações verticais obtidas no nó *d* na ponte de Sangalhos a cada velocidade, sem cruzamentos entre os comboios: a) máximas e (b) médias

Pelas Figuras 5.9a e 5.9b, verifica-se que as acelerações verticais começam a aumentar de forma mais acentuada em função de velocidades dos comboios acima de 280 km/h, porém, estas não configuram acelerações críticas, a_{cr} (ver secção 3.6.2).

A ausência de junta de dilatação longitudinal nesta ponte faz com que o tabuleiro adjacente, que contém o nó *e*, seja influenciado pela passagem do comboio. De modo geral, as acelerações verticais provocadas no nó *e*, pela passagem de todos os comboios, situa-se em torno de 90% das acelerações provocadas no nó *d*, para velocidades até os 200 km/h e entre em torno de 80% à medida que as velocidades aumentam até os 500 km/h.

A respeito das acelerações críticas, a_{cr}, conforme dito anteriormente, para nenhum comboio estas foram verificadas, sendo a máxima aceleração vertical, dentre todos os comboios, igual a 5.1225 m/s^2, correspondente à passagem do Modelo de Carga HSLM-A3 a uma velocidade de 500 km/h.

Um resumo dos resultados obtidos é apresentado no Quadro 5.4, onde, para cada comboio, são descritas as acelerações verticais máximas totais provocadas nos nós *d* e *e*, $a_{d,max,total}$ e $a_{e,max,total}$, respetivamente, e as velocidades associadas para que estas ocorressem.

Quadro 5.4 – Resultados das análises dinâmicas nos nós *d* e *e* da ponte de Sangalhos, sem contabilizar o cruzamento entre comboios

Modelo do comboio	Aceleração vertical máxima total no nó *d*, $a_{d,max,total}$ [m/s^2]	Aceleração vertical máxima no nó *e*, $a_{e,max,total}$ [m/s^2]	Velocidade para atingir $a_{d,max,total}$ [km/h]	Velocidade para atingir $a_{e,max,total}$ [km/h]
HSLM-A1	4.5512	4.1759	500	500
HSLM-A2	3.2728	2.8243	490	490
HSLM-A3	5.1225	4.2357	500	500
HSLM-A4	3.7396	2.8696	500	500
HSLM-A5	3.8943	3.3449	500	500
HSLM-A6	3.9485	3.2078	500	500
HSLM-A7	4.2294	3.4178	500	500
HSLM-A8	3.6657	2.8393	500	500
HSLM-A9	4.6468	3.8479	500	490
HSLM-A10	4.6407	4.1659	500	500
TGV	3.8095	3.6817	480	490

5.5.1. PROBABILIDADES DE FALHA

Para a ponte de Sangalhos não se verificou falha de segurança em nenhum dos nós *d* e *e* devido à passagem de todos os comboios, em todas as velocidades consideradas.

5.6. SIMULAÇÕES COM A PONTE DE SANGALHOS COM CRUZAMENTOS ENTRE COMBOIOS

Nesta secção são apresentados os resultados das análises dinâmicas para a ponte de Sangalhos, contabilizando o cruzamento entre comboios em dois cenários, sendo o primeiro correspondente ao cruzamento dos comboios em velocidades iguais e o segundo onde cada comboio em cruzamento pode assumir qualquer velocidade dentro do intervalo definido. Para ambos os casos, a metodologia empregada está descrita na secção 3.4.2, cujas variáveis estão definidas pelo Quadro 5.1.

5.6.1. CRUZAMENTO DE COMBOIOS EM VELOCIDADES IGUAIS

A Figura 5.10 apresentam as acelerações verticais máximas absolutas no nó *d*, $a_{d,max}$, obtidas nas simulações com as 1000 pontes aleatórias, em função das 37 velocidades consideradas para cada cruzamento entre os Modelos de Carga HSLM-A e os Comboios Reais TGV. Assim, à cada figura correspondem as acelerações verticais máximas de 37.000 simulações de cruzamentos entre comboios.

As Figuras 5.11a e 5.11b apresentam um resumo dos resultados obtidos para as acelerações verticais máximas apenas no nó *d*, $a_{d,max}$, e a média destas acelerações, $a_{d,med}$, para cada modelo de comboios em cruzamento e para cada velocidade, respetivamente.

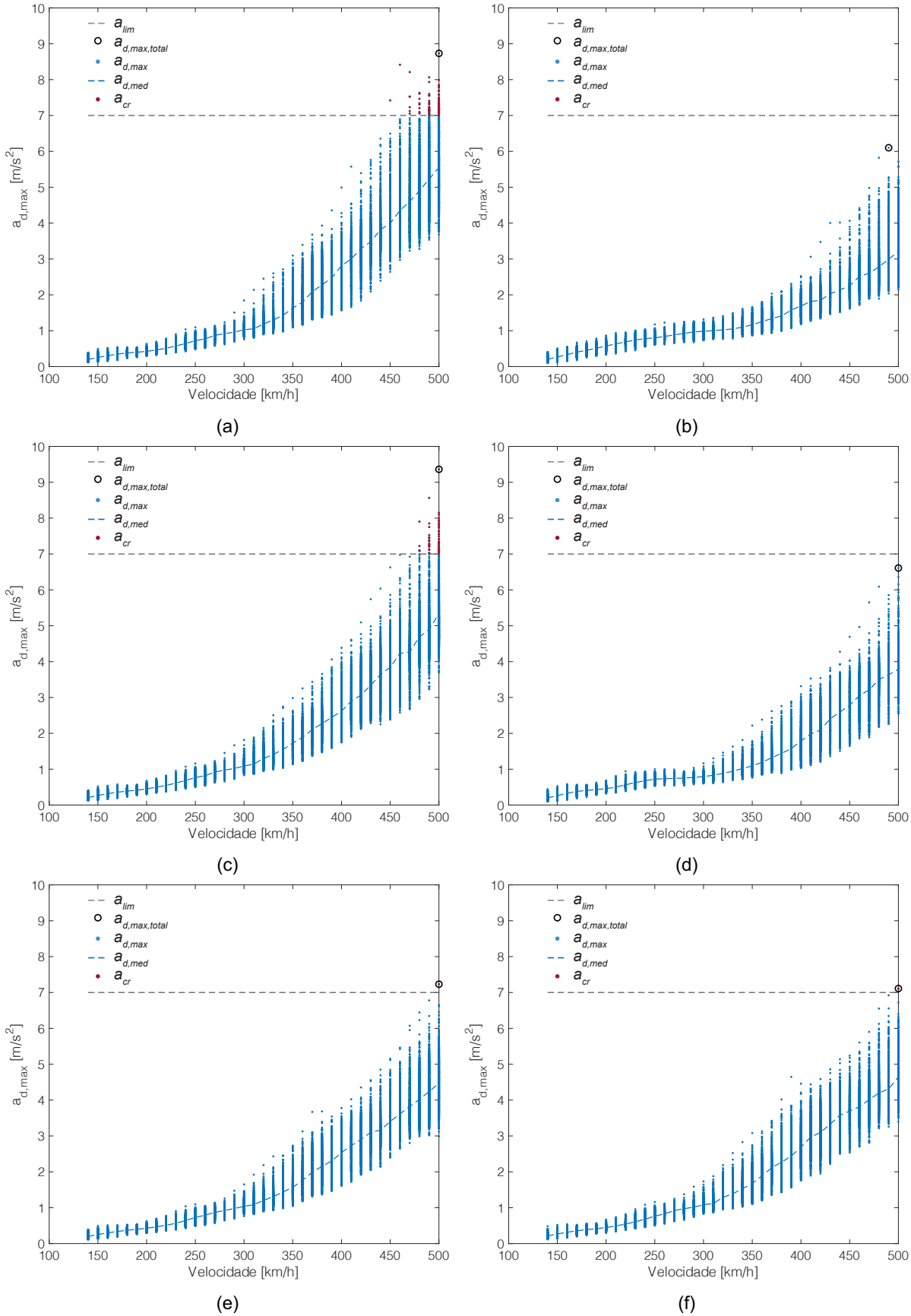


Figura 5.10 – Acelerações verticais máximas no nó *d* na ponte de Sangalhos, para cruzamentos em velocidades iguais: (a) HSLM-A1, (b) HSLM-A2, (c) HSLM-A3, (d) HSLM-A4, (e) HSLM-A5 e (f) HSLM-A6

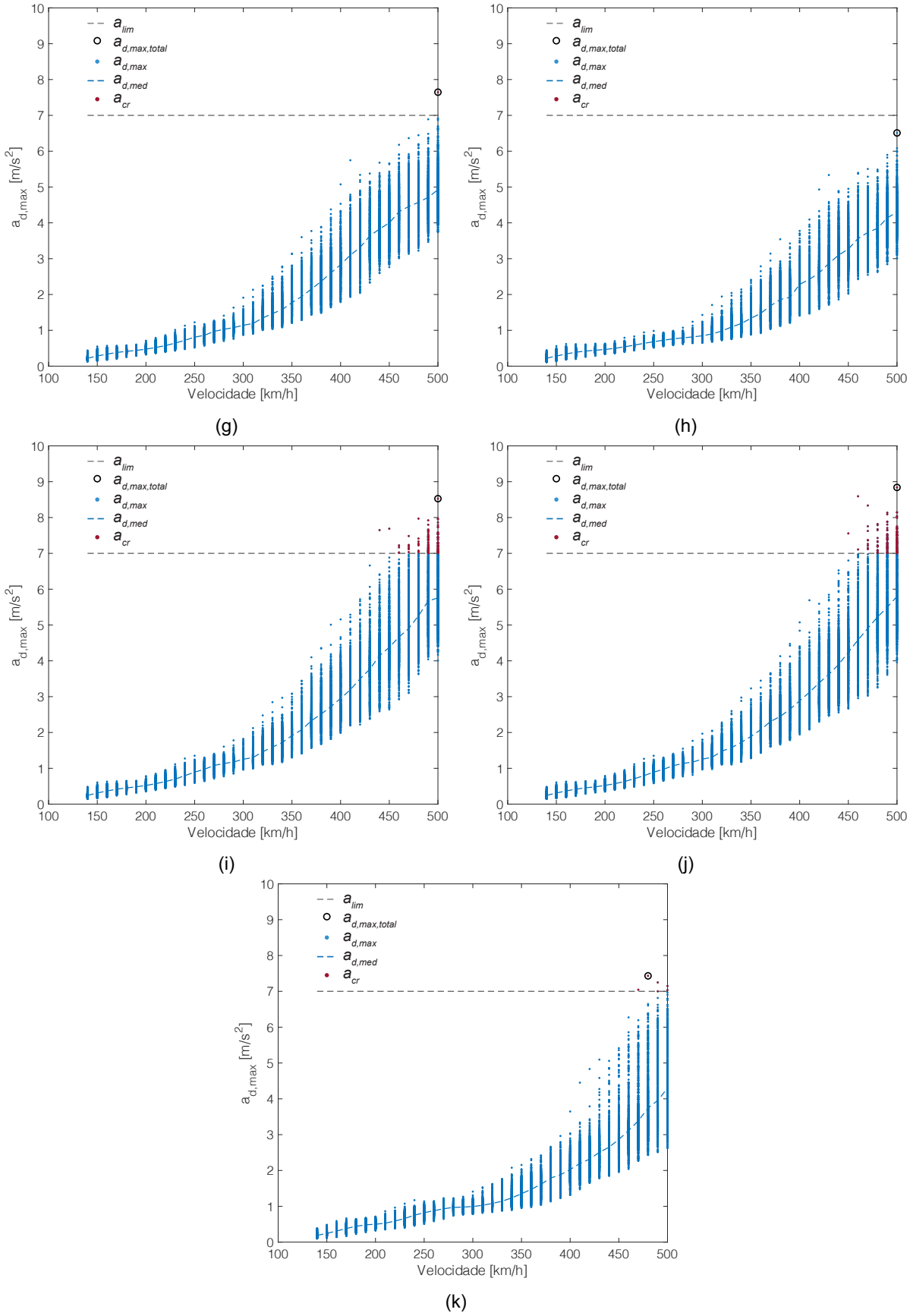
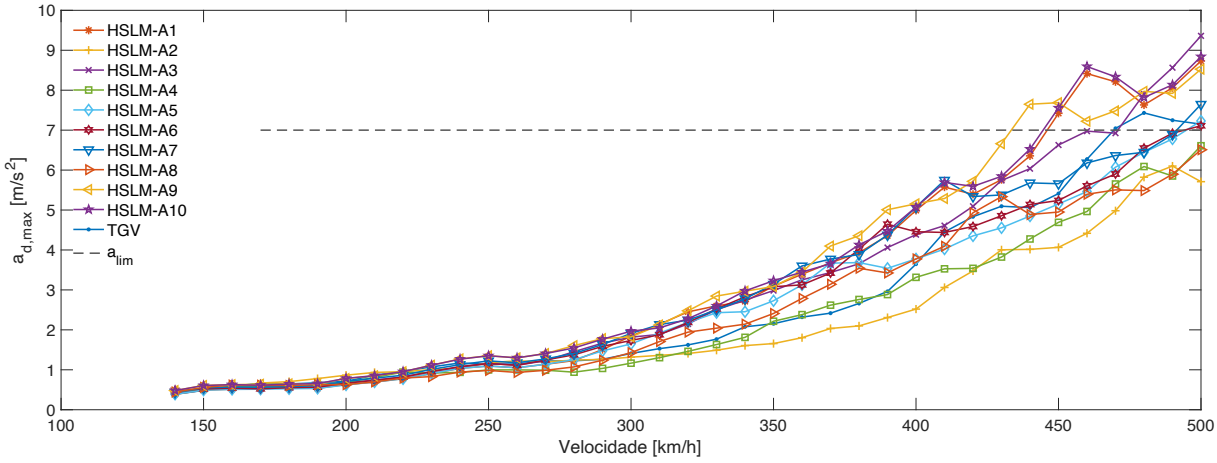
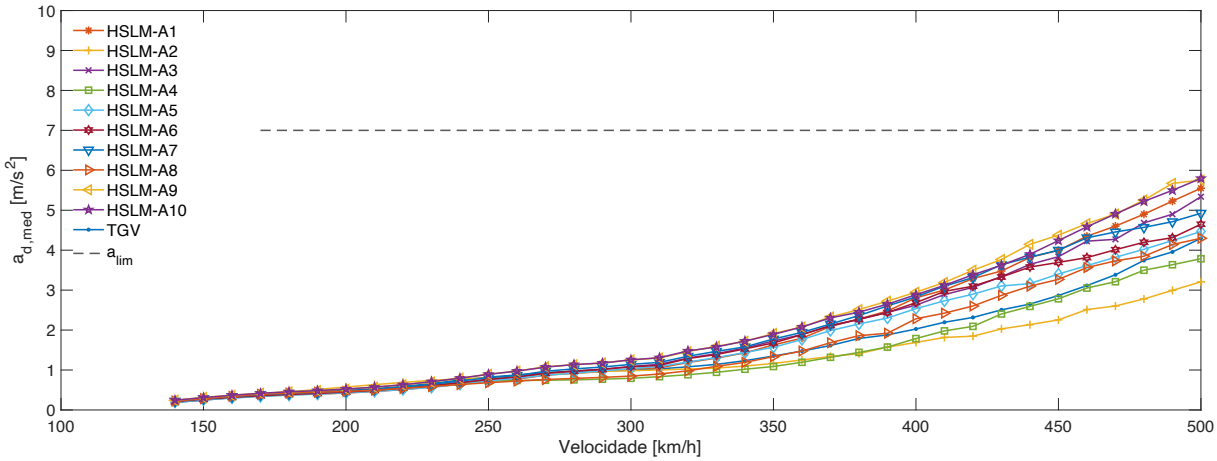


Figura 5.10 – Acelerações verticais máximas no nó *d* na ponte de Sangalhos, para cruzamentos em velocidades iguais: (g) HSLM-A7, (h) HSLM-A8, (i) HSLM-A9, (j) HSLM-A10 e (k) TGV (continuação)



(a)



(b)

Figura 5.11 – Resumo das acelerações verticais causadas por todos os comboios no nó *d* na ponte de Sangalhos, com cruzamentos entre comboios em velocidades iguais: (a) máximas e (b) médias

Pelas Figuras 5.11a e 5.11b, verifica-se que as acelerações verticais começam a aumentar de forma mais acentuada em função da combinação de velocidades dos comboios acima de 300 km/h, e as médias das acelerações para todos os comboios não atingem acelerações críticas, a_{cr} (ver secção 3.6.2).

Os cruzamentos entre os Modelos de Carga HSLM-A1, HSLM-A3, HSLM-A5, HSLM-A6, HSLM-A7, HSLM-A9, HSLM-A10 e o Comboio Real TGV apresentaram acelerações críticas, sendo a resposta ao cruzamento entre os Modelos de Carga HSLMA-3, cada um a uma velocidade de 500 km/h, a que confere a maior aceleração vertical, atingindo 9.3074 m/s^2.

Com exceção do cruzamento entre os Modelos de Carga HSLM-A2, cuja maior aceleração vertical ocorreu para ambos a uma velocidade de 490 km/h, e do cruzamento entre os Comboios Reais TGV, cuja maior aceleração vertical ocorreu para ambos a uma velocidade de 480 km/h, todos os cruzamentos entre os outros comboios apresentaram os maiores valores da aceleração vertical para a velocidade máxima considerada, 500 km/h.

A respeito da velocidade mínima dos comboios em cruzamento para se atingir as acelerações críticas, a mais condicionante é para o cruzamento entre os Modelos de Carga HSLM-A9, igual a 440 km/h.

Um resumo dos resultados obtidos é apresentado no Quadro 5.5, onde, para cada modelo de comboios em cruzamento, é descrita a aceleração vertical máxima total, $a_{d,max,total}$, e a respetiva combinação de velocidades associadas para que isto ocorresse, bem como a combinação de velocidades mínimas em que se obteve uma aceleração crítica, a_{cr}.

Quadro 5.5 – Resultados das análises dinâmicas para a ponte de Sangalhos, contabilizando o efeito dos cruzamentos entre comboios em velocidades iguais

Comboios em cruzamento	Aceleração vertical máxima total no nó *d*, $a_{d,max,total}$ [m/s^2]	Combinação de velocidades para atingir $a_{d,max,total}$ [km/h]	Combinação de velocidades mínimas para atingir aceleração vertical crítica a_{cr} [km/h]
HSLM-A1 x HSLM-A1	8.6822	500 x 500	450 x 450
HSLM-A2 x HSLM-A2	6.1009	490 x 490	-
HSLM-A3 x HSLM-A3	9.3074	500 x 500	480 x 480
HSLM-A4 x HSLM-A4	6.6092	500 x 500	-
HSLM-A5 x HSLM-A5	7.1371	500 x 500	500 x 500
HSLM-A6 x HSLM-A6	7.1199	500 x 500	500 x 500
HSLM-A7 x HSLM-A7	7.5588	500 x 500	500 x 500
HSLM-A8 x HSLM-A8	6.5100	500 x 500	-
HSLM-A9 x HSLM-A9	8.3323	500 x 500	440 x 440
HSLM-A10 x HSLM-A10	8.7667	500 x 500	450 x 450
TGV x TGV	7.2091	480 x 480	470 x 470

5.6.1.1. Probabilidades de falha

As probabilidades de falha são calculadas conforme descrito na secção 3.6, pelo que a Figura 5.12 apresenta graficamente os resultados observados.

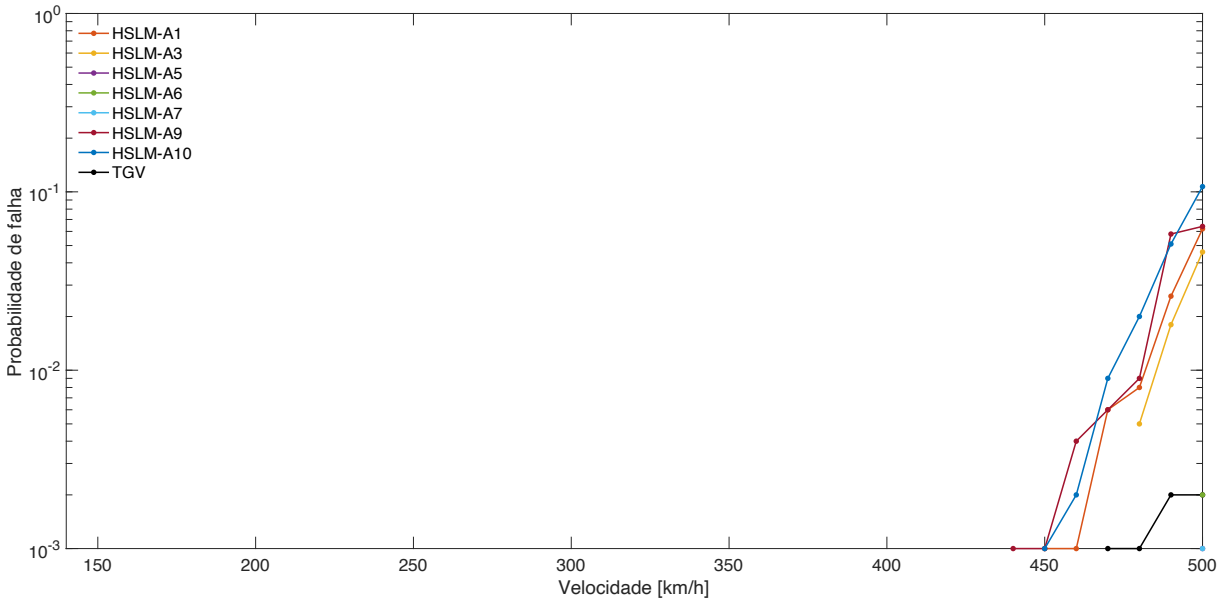


Figura 5.12 – Gráfico de probabilidades de falha para a ponte de Sangalhos considerando o cruzamento entre comboios em velocidades iguais

Para a ponte de Sangalhos, levando em consideração os cruzamentos entre os comboios, a probabilidade de falha p_f foi diferente de zero apenas para os cruzamentos entre os Modelos de Carga HSLM-A1, HSLM-A3, HSLM-A5, HSLM-A6, HSLM-A7, HSLM-A9, HSLM-A10 e o Comboio Real TGV, para velocidades a partir de 440 km/h, sendo a probabilidade de falha máxima igual a 0.107, para o cruzamento entre os Modelos de Carga HSLM-A10 a uma velocidade de 500 km/h.

Com exceção do cruzamento entre os Modelos de Carga HSLM-A10, todos os restantes cruzamentos entre comboios que causaram acelerações críticas obtiveram uma probabilidade de falha inferior a 6.5% para velocidades até 500 km/h. O Quadro 5.6 apresenta os valores das probabilidades de falha encontrados para cada tipo de comboios em cruzamento e a cada velocidade a partir dos 440 km/h, a qual foi a velocidade mínima para que a falha à segurança se verificasse.

Quadro 5.6 – Probabilidades de falha para a ponte de Sangalhos, contabilizando o efeito do cruzamento entre comboios em velocidades iguais

Comboios em cruzamento	Probabilidade de falha, p_f Velocidade [km/h]						
	440	450	460	470	480	490	500
HSLM-A1 x HSLM-A1	-	0.001	0.001	0.006	0.008	0.026	0.062
HSLM-A2 x HSLM-A2	-	-	-	-	-	-	-
HSLM-A3 x HSLM-A3	-	-	-	-	0.005	0.018	0.046
HSLM-A4 x HSLM-A4	-	-	-	-	-	-	-
HSLM-A5 x HSLM-A5	-	-	-	-	-	-	0.001
HSLM-A6 x HSLM-A6	-	-	-	-	-	-	0.002
HSLM-A7 x HSLM-A7	-	-	-	-	-	-	0.001
HSLM-A8 x HSLM-A8	-	-	-	-	-	-	-
HSLM-A9 x HSLM-A9	0.001	0.001	0.004	0.006	0.009	0.058	0.064
HSLM-A10 x HSLM-A10	-	0.001	0.002	0.009	0.02	0.051	0.107
TGV x TGV	-	-	-	0.001	0.001	0.002	0.002

5.6.2. CRUZAMENTOS EM QUALQUER VELOCIDADE

De modo a comparar com os resultados obtidos na secção 5.6.1, para o cruzamento entre comboios em velocidades iguais, decidiu-se por analisar as respostas para os comboios em cruzamento em quaisquer velocidades dentro do intervalo definido (ver Quadro 5.1).

Nesta abordagem, as acelerações verticais máximas no nó *d*, $a_{d,max}$, foram calculadas considerando as simulações para cada comboio a percorrer a ponte em 37 velocidades, contabilizando 1.369 combinações de velocidades para cada ponte aleatória. Assim, considerando as 1000 pontes aleatórias, tem-se 1.369.000 cálculos efetuados, para cada modelo de comboios em cruzamento.

A Figura 5.13 apresenta as acelerações verticais máximas no nó *d*, $a_{d,max}$, para todas as 1.369 combinações de velocidades entre os dois comboios, na respetiva ponte aleatória que leva à aceleração vertical máxima total, $a_{d,max,total}$, para cada modelo de comboios em cruzamento em quaisquer velocidades.

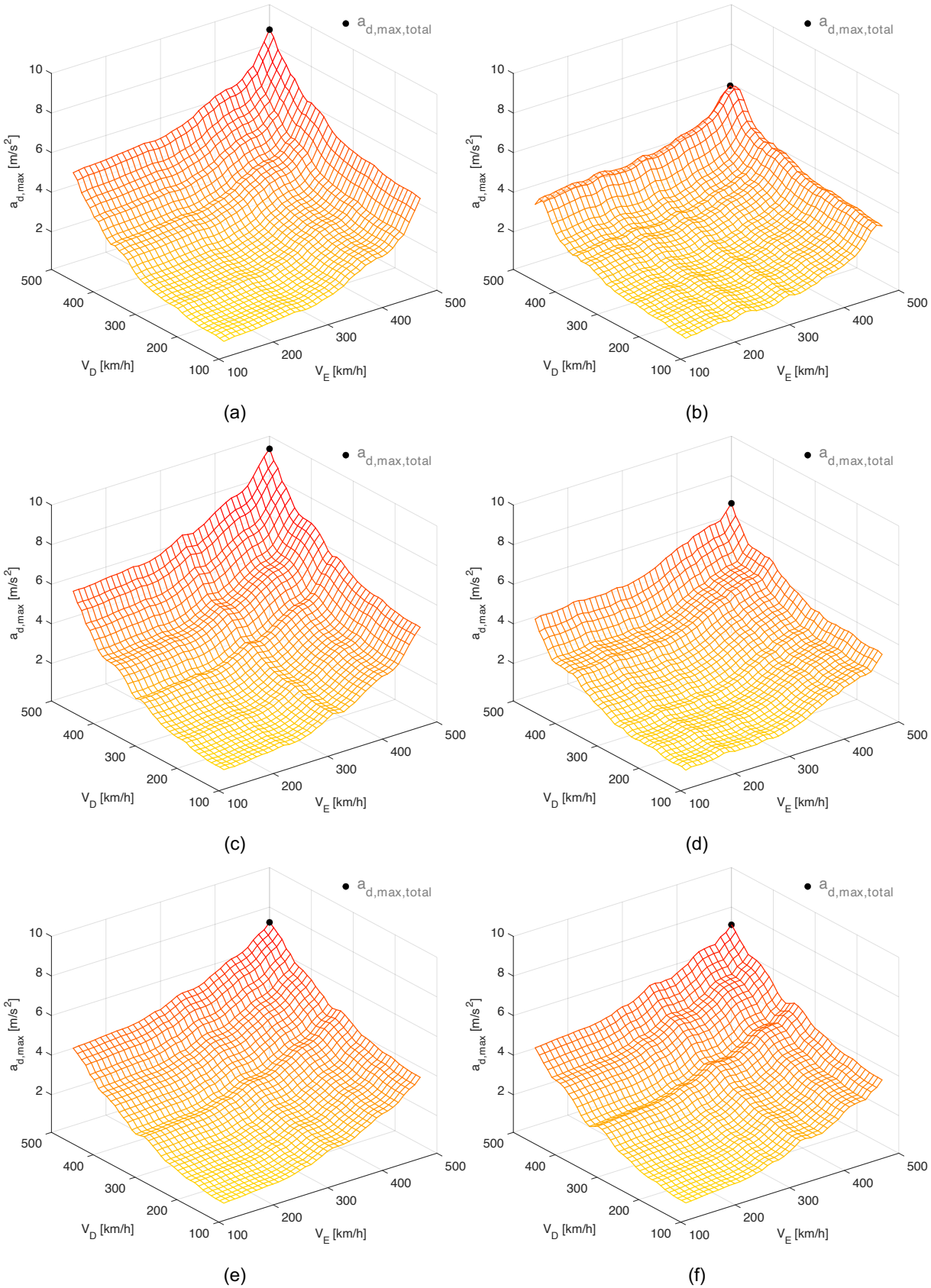


Figura 5.13 – Acelerações verticais no nó *d* para os cruzamentos entre comboios em quaisquer velocidades na respetiva ponte aleatória que leva à máxima aceleração vertical total: (a) HSLM-A1, (b) HSLM-A2, (c) HSLM-A3, (d) HSLM-A4, (e) HSLM-A5 e (f) HSLM-A6

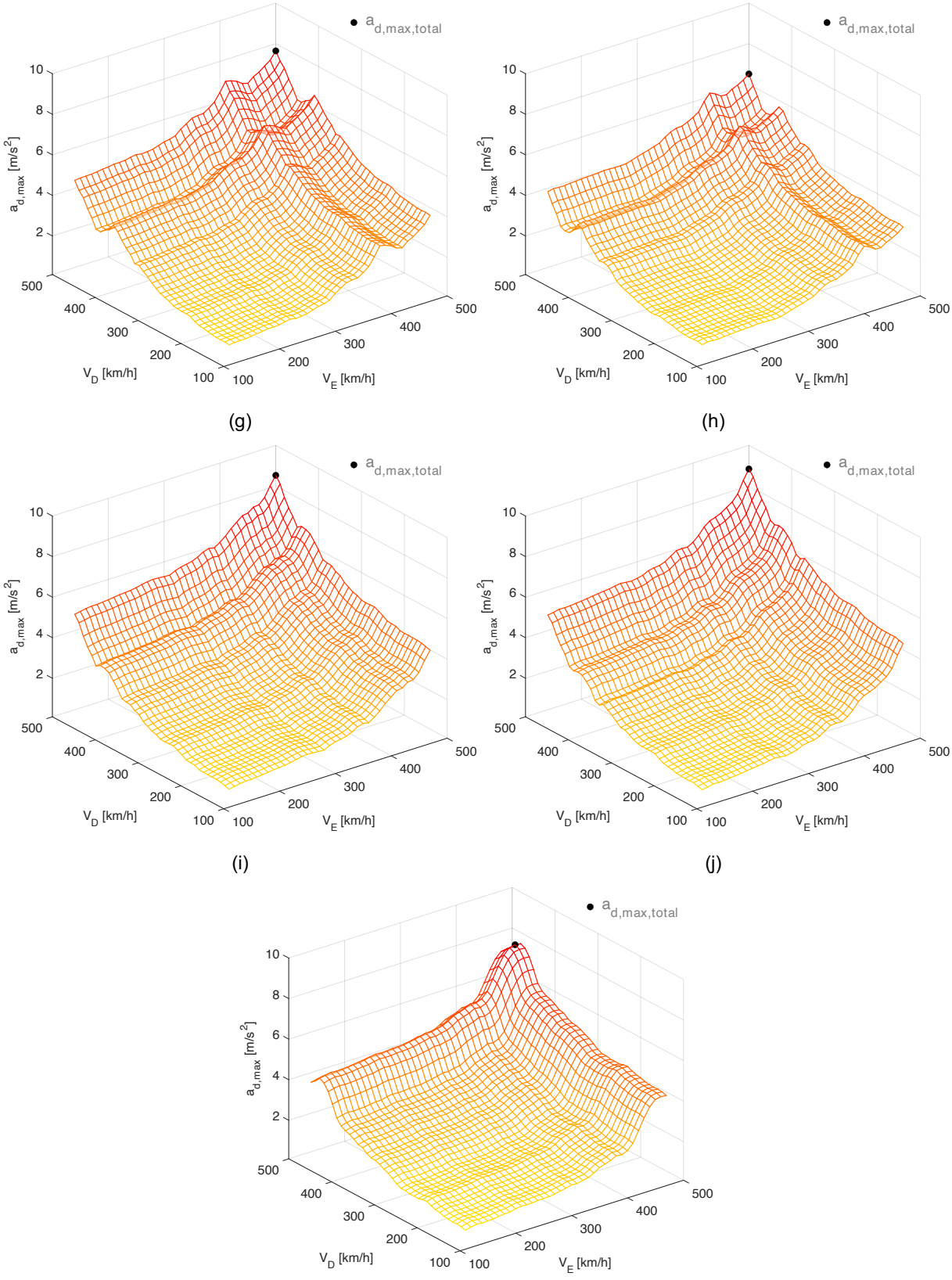


Figura 5.13 – Acelerações verticais no nó *d* para os cruzamentos entre comboios em quaisquer velocidades na respetiva ponte aleatória que leva à máxima aceleração vertical total: (g) HSLM-A7, (h) HSLM-A8, (i) HSLM-A9, (j) HSLM-A10 e (k) TGV (continuação)

A partir dos resultados obtidos, verificou-se que para todos os comboios, com exceção do cruzamento entre os comboios TGV, as acelerações máximas totais no nó *d,* $a_{d,max,total,}$ foram iguais às obtidas pelas simulações em que os comboios cruzavam em velocidades iguais (ver Quadro 5.5). Para o cruzamento entre os Comboios Reais TGV, a aceleração vertical máxima total, $a_{d,max,total}$, obtida foi de 7.3937 m/s^2, para um dos comboios a 480 km/h e outro a 490 km/h.

Os cruzamentos entre os comboios HSLM-A2, HSLM-A4 e HSLM-A8 não provocaram acelerações críticas, a_{cr} (ver secção 3.6.2).

As principais diferenças em comparação com as respostas para os cruzamentos dos comboios em velocidades iguais correspondem às combinações de velocidades mínimas dos mesmos para se provocar uma aceleração crítica, $a_{cr.}$ As combinações foram efetuadas de modo que um dos comboios em cruzamento apresente a menor velocidade para que seja provocada esta aceleração.

Dentre todos os cruzamentos, o que apresentou maior diferença em comparação com os cruzamentos em velocidades iguais foi entre os Modelos de Carga HSLM-A3, cuja aceleração crítica, a_{cr}, foi provocada para um cruzamento onde um comboio está a 400 km/h enquanto o outro está a 500 km/h.

Um resumo dos resultados obtidos é apresentado no Quadro 5.7, onde, para cada modelo de comboios em cruzamento, é descrita a aceleração vertical máxima total $a_{d,max,total}$ e a respetiva combinação de velocidades associadas para que esta ocorresse, bem como a combinação de velocidades mínima em que se obteve uma aceleração crítica, a_{cr}.

Quadro 5.7 – Resultados das análises dinâmicas para a ponte de Sangalhos, contabilizando o efeito dos cruzamentos entre comboios em qualquer velocidade

Comboios em cruzamento	Aceleração vertical máxima no nó *d* $a_{d,max,total}$	Combinação de velocidades dos comboios para atingir $a_{d,max,total}$	Combinação de velocidades mínimas para atingir aceleração vertical crítica a_{cr}
	[m/s^2]	[km/h]	[km/h]
HSLM-A1 x HSLM-A1	8.6822	500 x 500	430 x 460
HSLM-A2 x HSLM-A2	6.1009	490 x 490	-
HSLM-A3 x HSLM-A3	9.3074	500 x 500	400 x 500
HSLM-A4 x HSLM-A4	6.6092	500 x 500	-
HSLM-A5 x HSLM-A5	7.1371	500 x 500	490 x 500
HSLM-A6 x HSLM-A6	7.1199	500 x 500	490 x 500
HSLM-A7 x HSLM-A7	7.5588	500 x 500	480 x 500
HSLM-A8 x HSLM-A8	6.5100	500 x 500	-
HSLM-A9 x HSLM-A9	8.3323	500 x 500	430 x 440
HSLM-A10 x HSLM-A10	8.7667	500 x 500	430 x 460
TGV x TGV	7.3937	480 x 490	460 x 480

Em seguida, através da metodologia descrita na secção 3.5.2, a Figura 5.14 apresenta os esquemas dos desfasamentos entre os comboios para que sejam atingidas as acelerações verticais máximas totais no nó *d*, $a_{d,max,total}$.

Estes desfasamentos estão representados em três etapas, através das histórias-temporais respetivas à ponte aleatória que, para cada modelo de comboios em cruzamento, leva à aceleração vertical máxima total no nó *d*, $a_{d,max}$. Primeiramente, mostram-se as histórias-temporais das contribuições de cada comboio *D* e *E* no nó *d*, com desfasamento nulo (índice 1). Em seguida, efetua-se o desfasamento calculado de modo que as acelerações verticais máximas causadas por cada comboio *D* e *E* sejam coincidentes no tempo (índice 2). Por fim, são calculadas as histórias-temporais após os respetivos desfasamentos, efetuando a soma das histórias-temporais de cada comboio *D* e *E* no nó *d* e tendo como resultado a história-temporal respetiva ao cruzamento entre os dois comboios e que leva à máxima aceleração vertical observada a meio vão do tabuleiro da ponte (índice 3).

Os valores dos desfasamentos estão descritos no Quadro 5.8.

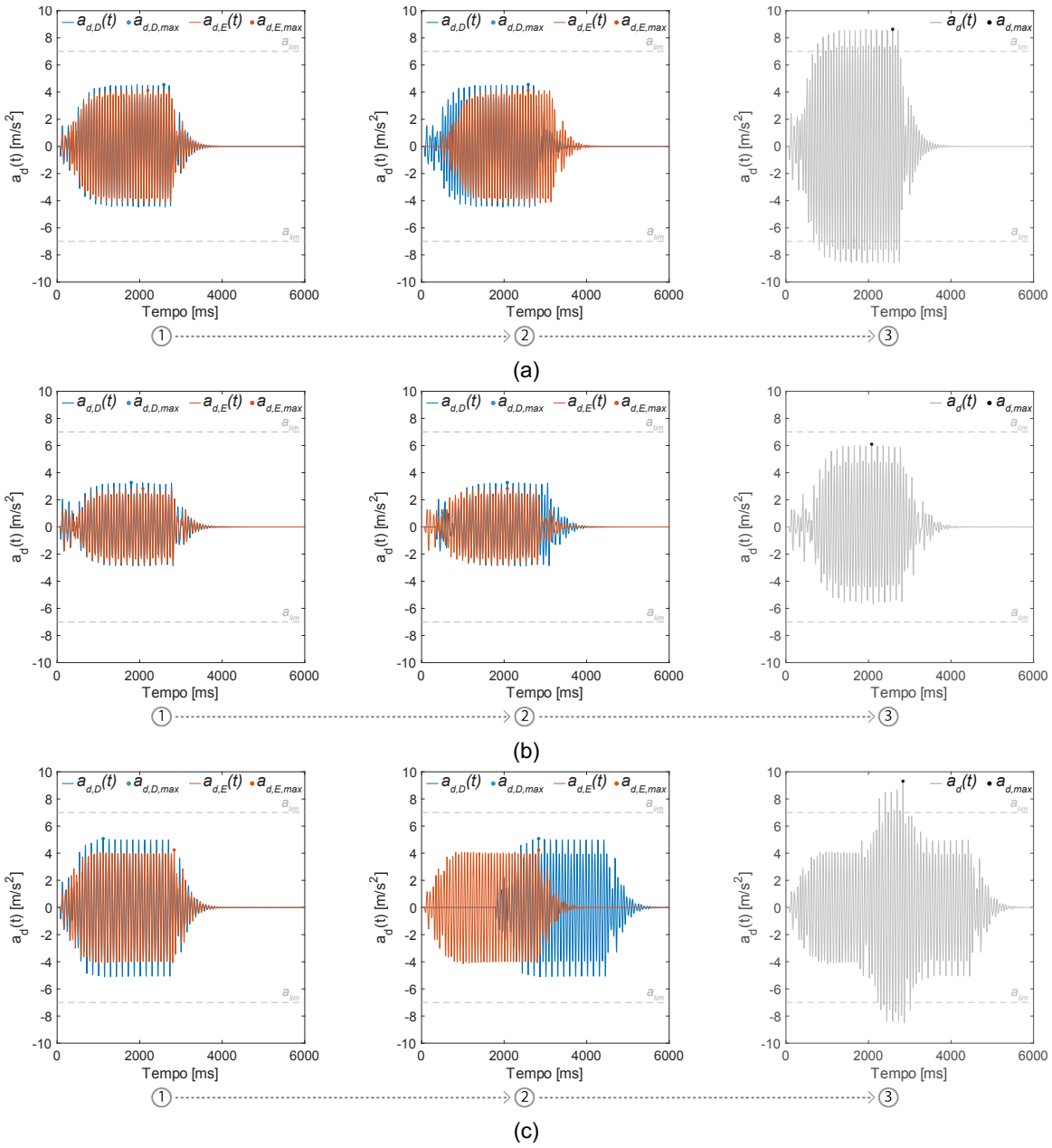
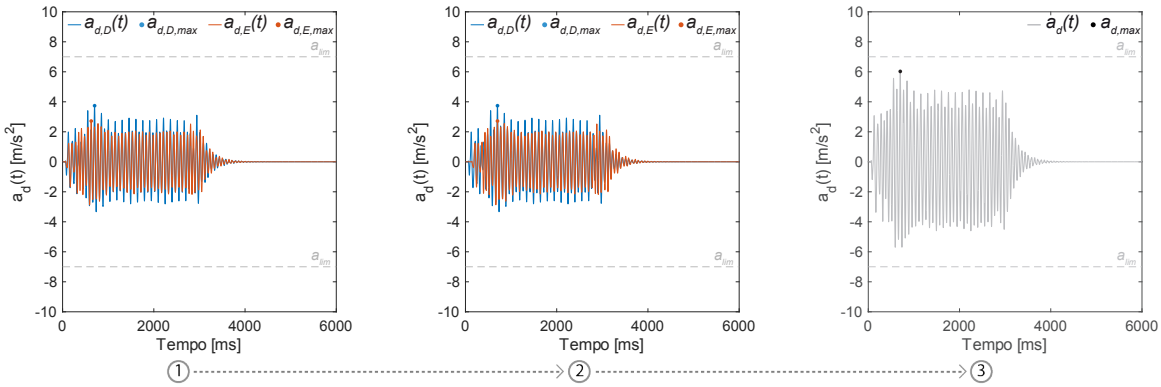
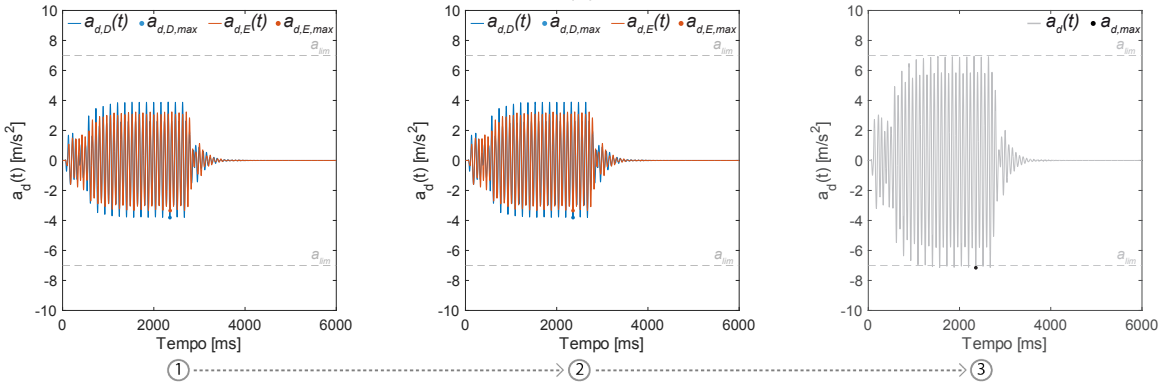


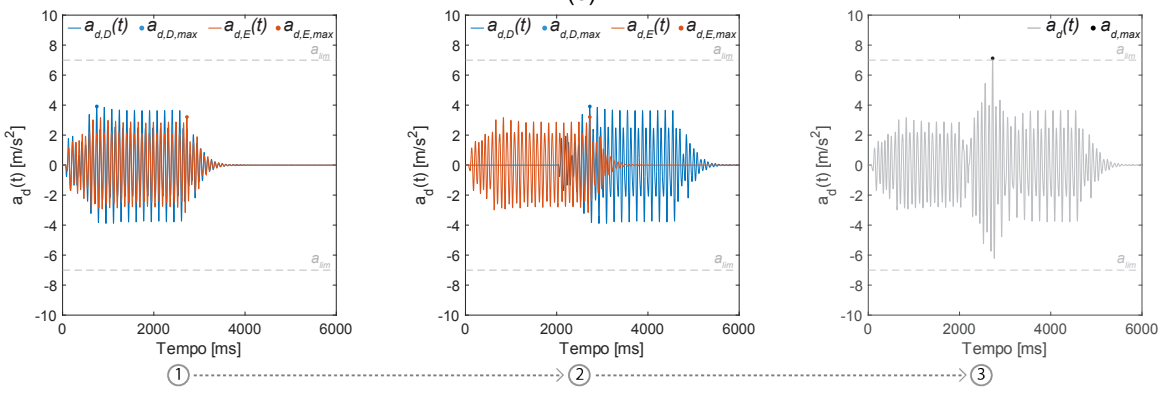
Figura 5.14 – Esquema do desfasamento entre os comboios *D* e *E* na respetiva ponte aleatória que leva à aceleração vertical máxima para cada tipo de comboios em cruzamento:
(a) HSLM-A1, (b) HSLM-A2, (c) HSLM-A3



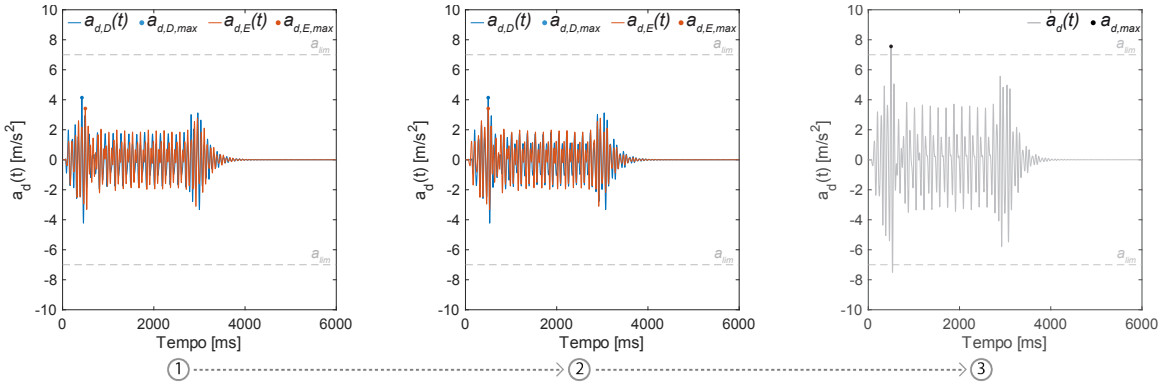
(d)



(e)

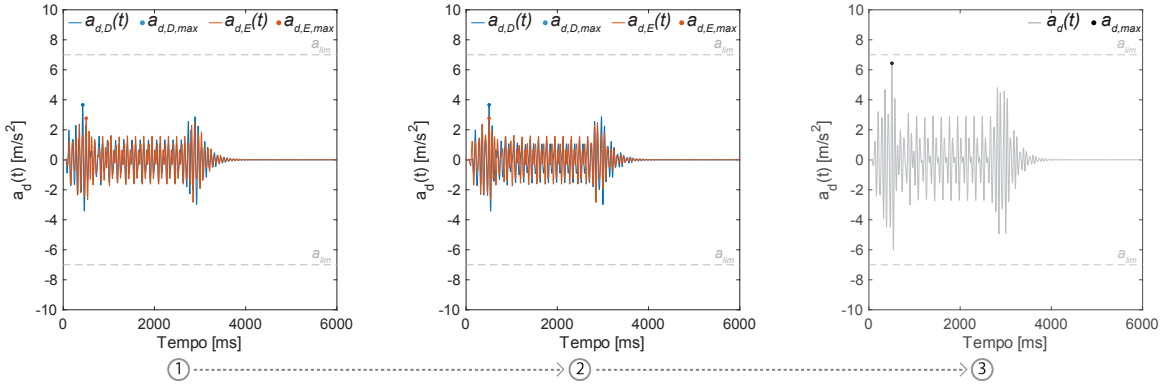


(f)

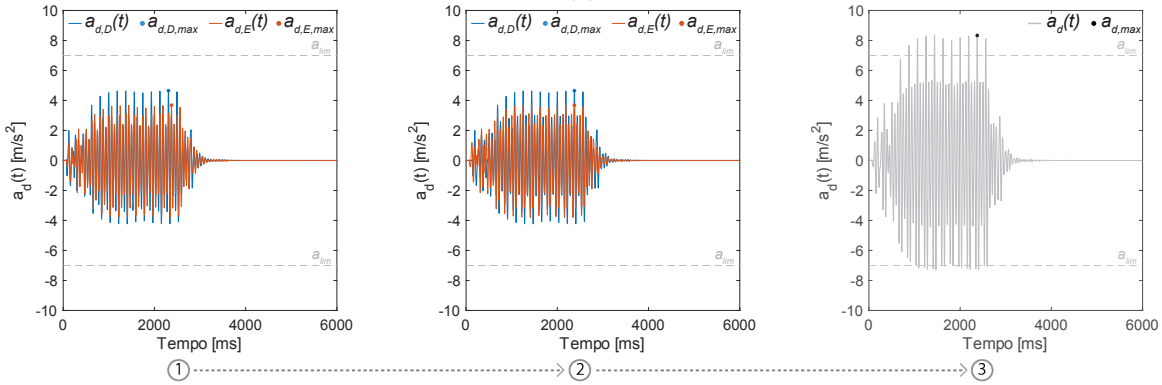


(g)

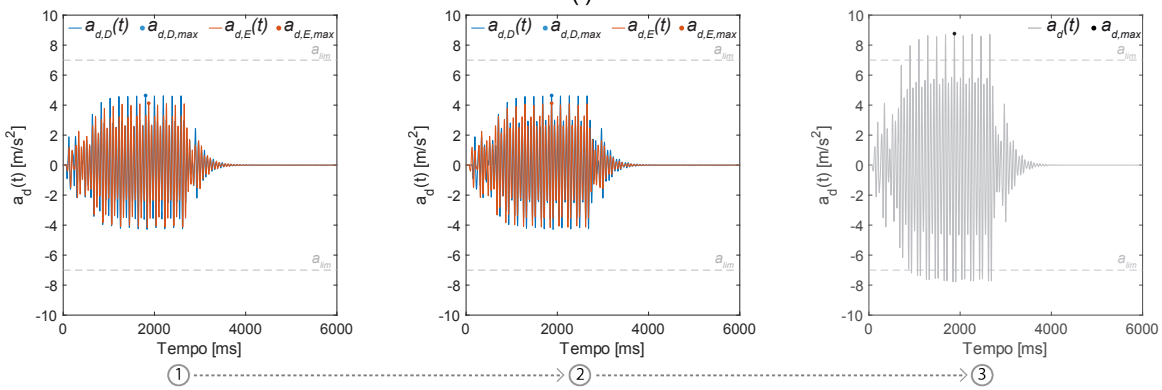
Figura 5.14 – Esquema do desfasamento entre os comboios *D* e *E* na respetiva ponte aleatória que leva à aceleração vertical máxima para cada tipo de comboios em cruzamento:
(d) HSLM-A4, (e) HSLM-A5, (f) HSLM-A6 e (g) HSLM-A7 (continuação)



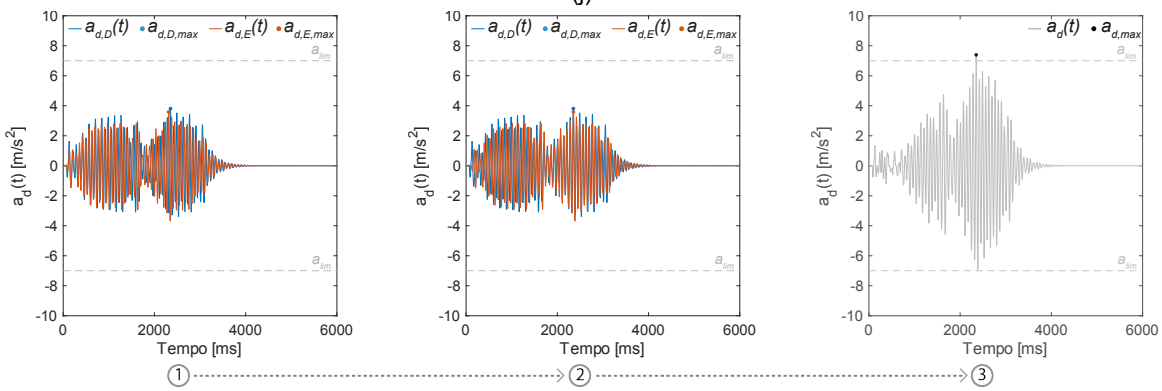
(h)



(i)



(j)



(k)

Figura 5.14 – Esquema do desfasamento entre os comboios *D* e *E* na respetiva ponte aleatória que leva à aceleração vertical máxima para cada tipo de comboios em cruzamento:
(h) HSLM-A8, (i) HSLM-A9 (j) HSLM-A10 e (k) TGV (continuação)

Quadro 5.8 – Desfasamentos entre comboios para atingir a máxima aceleração no nó d

Comboios em cruzamento	Aceleração vertical máxima total no nó *d*, $a_{d,max}$ [m/s^2]	Combinação de velocidades dos comboios para atingir $a_{d,max}$	Desfasamento entre comboios *D* e *E* para atingir $a_{d,max}$ [ms]	Ponte Aleatória que leva à $a_{d,max}$
HSLM-A1 x HSLM-A1	8.6822	500 x 500	386	797
HSLM-A2 x HSLM-A2	6.1009	490 x 490	282	414
HSLM-A3 x HSLM-A3	9.3074	500 x 500	1721	414
HSLM-A4 x HSLM-A4	6.6092	500 x 500	74	414
HSLM-A5 x HSLM-A5	7.1371	500 x 500	5	338
HSLM-A6 x HSLM-A6	7.1199	500 x 500	1976	338
HSLM-A7 x HSLM-A7	7.5588	500 x 500	75	414
HSLM-A8 x HSLM-A8	6.5100	500 x 500	76	414
HSLM-A9 x HSLM-A9	8.3323	500 x 500	67	754
HSLM-A10 x HSLM-A10	8.7667	500 x 500	69	797
TGV x TGV	7.2091	480 x 490	41	414

Verificou-se que em todos os casos o desfasamento é diferente de zero para se atingir a máxima aceleração vertical no tabuleiro da ponte, sendo que os desfasamentos maiores ocorrem para os cruzamentos dos comboios do tipo HSLM-A3 e HSLM-A6, sendo equivalentes a 1721 ms e 1976 ms, respetivamente, enquanto o menor desfasamento corresponde ao cruzamento entre os comboios do tipo HSLM-A5, sendo equivalente a 5 ms.

5.6.2.1. Probabilidades de falha

As probabilidades de falha são calculadas conforme descrito na secção 3.6.

Para os cruzamentos entre os comboios HSLM-A2, HSLM-A4 e HSLM-A8, a probabilidade de falha foi nula. Para os restantes comboios, verificou-se falha de segurança a partir dos 400 km/h, para o cruzamento entre os Modelos de Carga HSLM-A3. A máxima probabilidade de falha p_f ocorreu para o cruzamento entre os Modelos de Carga HSLM-A10, e é equivalente a 0.107, para ambos os comboios a uma velocidade de 500 km/h, conforme já verificado e descrito na secção 5.6.1.1.

Com exceção do Modelo de Carga HSLM-A9, todos os comboios apresentam probabilidades de falha decrescentes a partir das combinações de uma mesma velocidade para os dois comboios em cruzamento. Para o Modelo de Carga HSLM-A9, a probabilidade de falha p_f é maior para o cruzamento dos comboios onde um está a 490 km/h e o outro a 500 km/h, sendo equivalente a 0.067.

Para todos os comboios, a falha de segurança é inferior a 6.8 % para combinações de velocidades até 490 km/h.

As probabilidades de falha para as combinações de velocidades entre os dois comboios em cruzamento são apresentadas graficamente pela Figura 5.15 para os modelos de comboios em que estas foram verificadas.

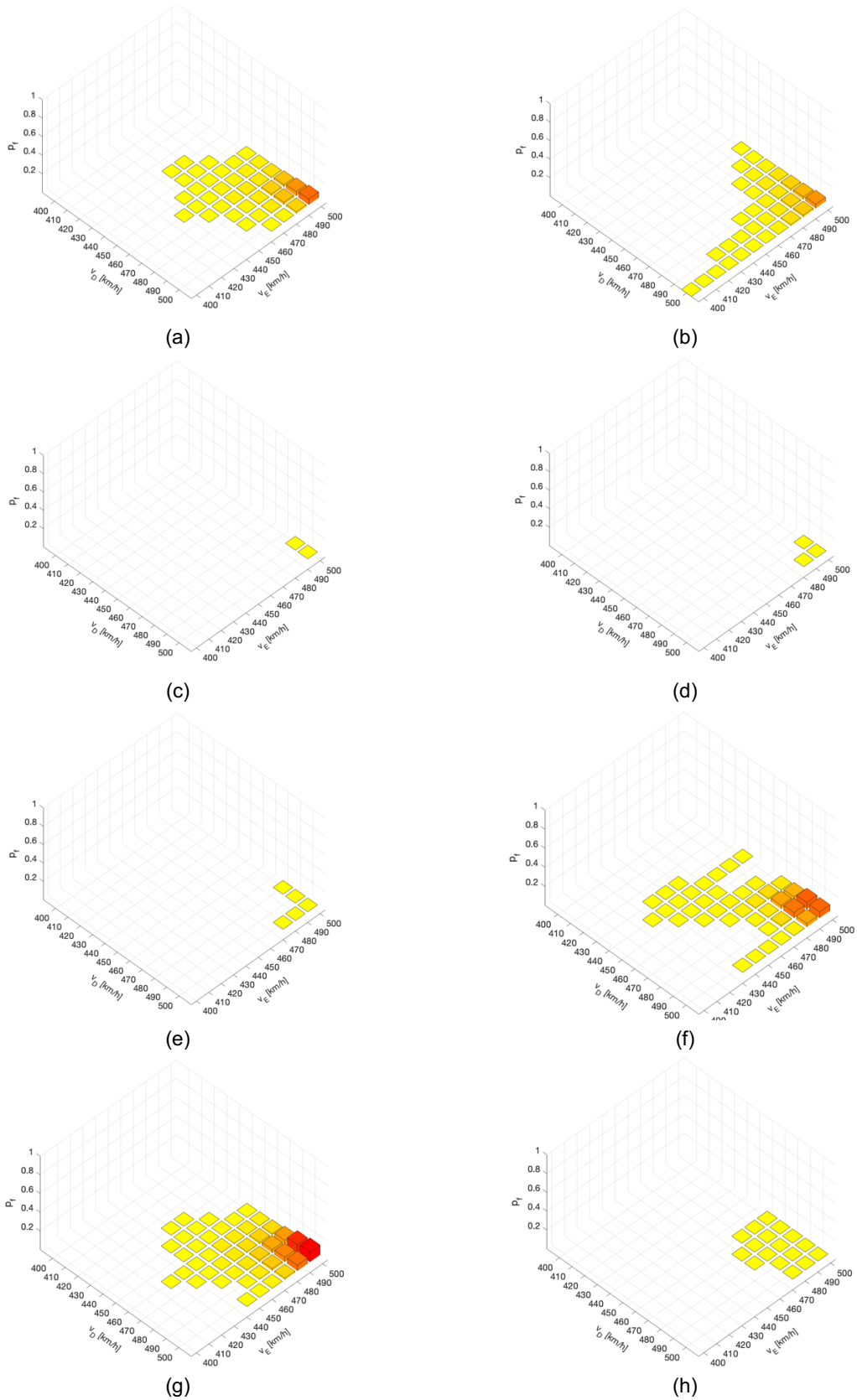


Figura 5.15 – Gráfico de probabilidades de falha, p_f, para a ponte de Sangalhos considerando o cruzamento entre comboios em quaisquer velocidades: (a) HSLM-A1, (b) HSLM-A3, (c) HSLM-A5, (d) HSLM-A6, (e) HSLM-A7, (f) HSLM-A9, (g) HSLM-A10 e (h) TGV

6
CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

Este trabalho consistiu em efetuar uma análise probabilística através do método de Monte Carlo a respeito das acelerações verticais causadas a meio vão do tabuleiro de duas pontes integrais em pórtico, Peixinhos e Sangalhos, quando submetidas à circulação de comboios em alta velocidade. A análise consistiu em gerar 1000 pontes aleatórias para cada um dos dois casos de estudo e realizar análises dinâmicas recorrendo-se ao método das cargas móveis, ao considerar a passagem dos dez Modelos de Carga HSLM-A e do comboio real TGV, para velocidades entre os 140 km/h e os 500 km/h, com intervalos de 10 km/h. Uma vez obtidas estas acelerações, prosseguiu-se a compará-las com o critério que as limita, definido na Norma Europeia EN1990 – Anexo A2 (2001), de modo a calcular as probabilidades de falha de segurança.

Através de um código em linguagem APDL, que permite uma interação entre os programas de cálculo MATLAB® (2018) e ANSYS® (2018), para cada caso de estudo foram definidos parâmetros de entrada com base nas suas propriedades geométricas e mecânicas. Em seguida, ao integrar com os valores gerados de forma aleatória das propriedades que mais influenciam na resposta dinâmica, foram modeladas 1000 pontes, considerando uma interação solo-estrutura. A partir dos modelos gerados, foram extraídas as matrizes de massa, rigidez e amortecimento da ponte, necessárias para se efetuar as análises dinâmicas através do método das cargas móveis e então, obter as acelerações verticais.

Cada simulação corresponde a um tipo de comboio a passar por uma determinada ponte aleatória, a uma das velocidades dentro do intervalo definido. Assim, de cada simulação obteve-se a história-temporal das acelerações verticais causadas a meio vão do tabuleiro, da qual foi guardada a informação da aceleração vertical máxima absoluta, uma vez que esta é a mais condicionante para a verificação da segurança. Posteriormente, para cada tipo de comboio, a cada velocidade, calculou-se a probabilidade de excedência da aceleração vertical limite imposta pela norma em todas as pontes aleatórias.

Para os dois casos de estudo foi analisada a situação com um comboio a passar por uma via-férrea, totalizando 37.000 simulações para cada tipo de comboio. Para a ponte de Sangalhos, também foi analisada a situação de dois comboios em cruzamento sobre as duas vias-férreas, a partir de uma metodologia de sobreposição dos efeitos, em dois cenários. Para o primeiro cenário, cuja condição implica que ambos os comboios em cruzamento estejam a uma mesma velocidade dentro do intervalo definido, foram necessários 37.000 cálculos para cada modelo em cruzamento. O segundo cenário permite que cada um dos comboios em cruzamento assuma qualquer velocidade dentro do intervalo definido, pelo que foram necessários 1.369.000 cálculos para cada modelo em cruzamento.

Para a ponte de Peixinhos, seis dos dez Modelos de Carga HSLM-A provocaram falha de segurança a respeito das acelerações verticais. Destes seis, os Modelos de Carga HSLMA-1 e HSLM-A2 foram os que apresentaram as probabilidades de falha mais acentuadas, sendo 20.8% e 18.5% de acelerações verticais excedentes para uma velocidade de 500 km/h, respetivamente. Os demais modelos tiveram acelerações excedentes até os 2.8% para velocidades até os 500 km/h, com exceção do Modelo de Carga HSLM-A10, que, para uma velocidade de 500 km/h, apresenta uma probabilidade de excedência de 7%.

De modo geral, com exceção dos Modelos de Carga HSLM-A1 e HSLM-A3, todos os restantes comboios que causaram acelerações críticas obtiveram uma probabilidade de falha inferior a 8% para velocidades até 500 km/h.

Para a ponte de Sangalhos, só houve falha de segurança quando se considerou o cruzamento entre comboios. Sete dos dez Modelos de Carga HSLM-A e o Comboio Real TGV provocam falha de segurança a respeito das acelerações verticais. Destes sete, os cruzamentos entre os Modelos de Carga HSLMA-9 e entre os Modelos de Carga HSLMA-10 foram os que apresentaram as probabilidades de falha de segurança mais acentuadas, iguais a 6.4% e 10.7%, respetivamente, para os comboios a 500 km/h. Para o cruzamento entre dois comboios com velocidades até os 480 km/h, a máxima probabilidade de excedência nas acelerações verticais foi de 2%, também para o comboio HSLM-A10. De modo geral, com exceção do cruzamento entre os Modelos de Carga HSLM-A10, todos os restantes cruzamentos entre comboios que causaram acelerações críticas obtiveram uma probabilidade de falha inferior a 6.5% para velocidades até 500 km/h.

Para ambas as pontes, nota-se que as probabilidades de excedência da aceleração vertical limite imposta pela Norma Europeia EN 1990 – Anexo A2 (2001) são nulas para velocidades até 410 km/h e relativamente baixas para velocidades dos comboios até os 480 km/h, e que a partir desta velocidade podem se acentuar para alguns Modelos de Carga HSLM-A. Apesar de em algumas situações a probabilidade de falha atingir valores relativamente altos, isto só acontece para velocidades muito elevadas, sendo estas acima dos 400 km/h.

6.2. TRABALHOS FUTUROS

Os itens apresentados a seguir são recomendações de assuntos relevantes à continuidade do estudo efetuado nesta dissertação:

i) Conforme descrito na secção 3.2.1, para se atingir um nível de confiança de 95% com uma probabilidade de falha de ordem 10-4, o número de pontes geradas aleatoriamente deveria se situar entre o intervalo [10000,100000] e, como o tempo de processamento dos dados é superior ao tempo destinado ao desenvolvimento desta dissertação, foi escolhido um valor de pontes aleatórias igual a 1000. Logo, realizar um estudo que envolva um número de pontes aleatórias dentro do intervalo mencionado, traria resultados mais precisos.

ii) Aplicar metodologias que permitam diminuir o número de amostras sem afetar o intervalo de confiança, como o método de extrapolação de probabilidades de Levenberg-Marquardt, utilizado por Rocha (2015). A aplicação deste tipo de métodos permite extrapolar probabilidades de falha sem necessidade de uma quantidade elevada de amostras.

iii) Melhorar os modelos das pontes efetuados no programa de cálculo de elementos finitos ANSYS® (2018), tendo-se em consideração a continuidade da via e do balastro.

iv) Efetuar as análises dinâmicas através de métodos que levem em consideração a interação veículo-estrutura, como o método iterativo de interação vertical, descrito em 2.3.2, e o método direto de interação vertical, descrito em 2.3.3, de forma à obtenção de resultados mais rigorosos em comparação com o método das cargas móveis.

v) Avaliação dos coeficientes parciais de segurança utilizados atualmente na Norma Europeia EN 1990 – Anexo A2 (2001). Atualmente utiliza-se um coeficiente parcial de 2.0, porém este foi obtido de forma empírica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

Andersson A., Allahvirdizadeh R., Kamali A.Z., Silva A., Ribeiro D., Ferreira G., Montenegro P., Museros P., Karoumi, R., Calçada R. (2021) – In2Track2. *High speed low cost bridges, background report.*

Antolín, P., Goicolea, J.M., Oliva, J., Astiz, M.A. *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).

Ang, A.H.-S.; Tang, W.H. (1984) − *Probability concepts in engineering planning and design*, Vol. II, John Wiley & Sons, New York.

ANSYS®. Academic Research, *Release 19.2*, ANSYS Inc., Canonsburg, PA, USA, 2018.

Augusti, G.; Baratta, A.; Casciati, F. (1984) − *Probabilistic methods in structural enginneering*, Chapman and Hall.

B

Bjerager, P. (1991). Methods for structural reliability computations. In *Courses and Lectures - International Centre for Mechanical Sciences* (Issue 317). Springer, Vienna.

Broding, W.C.; Diederich, F.W.; Parker, P.S. (1964) – *Structural optimization and design based on a reliability design criterion*, J. Spacecraft, Vol. 1, no 1, pp. 56-61.

C

Chopra, A. K. (1995). Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering. In *Earthquake Spectra* (Vol. 17, Issue 3).

Clough, R. W., & Penzien, J. (2002). Dynamics of structures. In *Earthquake Engineering Handbook*.

D

Delgado, R. M., & Dos Santos, R. C. S. M. (1997). Modelling of railway bridge-vehicle interaction on high speed tracks. In *Computers and Structures*, *63*(3), 511–523.

E

EN1990 - Anexo A2. (2001). EN1990 - EUROCODE: BASIS OF STRUCTURAL DESIGN Annex2: Application for bridges design.

EN1991-2. (2003). Eurocódigo 1: Ações em estruturas parte 2: Ações de tráfego em pontes.

ERRI (1999) - "*Rail Bridges for Speeds > 200km/h RP9 - Final Report*", European Rail Research Institute.

ERRI D 214/RP 9. (2001). Final Report Part A: Synthesis of the results of D 214 research Part B: Proposed UIC Leaflet - D 214 - Rail bridges for speeds > 200 km/h - D (D190-D91) - Permanent Way and Structures - Technical Reports (Collection) - Technical Documents. https://www.shop-etf.com/en/final-report-part-a-synthesis-of-the-results-of-d-214-research-part-b-proposed-uic- leaflet

ETI (2002), Directiva 96/48/CE - Especificação Técnica de Interoperabilidade para o Subsistema "Infra-estrutura" do sistema Ferroviário Transeuropeu de Alta Velocidade. Jornal Oficial das Comunidades Europeias L 245 de 12 de Setembro de 2002.

F

Figueiredo, H., Calçada, R., De, R. D. Texto de suporte à disciplina Dinâmica. (2009). *Aspectos Regulamentares no Cálculo de Pontes Ferroviárias em Linhas de Alta Velocidade*.

Fortunato, E. M. C. (2005). Renovação de Plataformas Ferroviárias: estudos Relativos à Capacidade de Carga. *PhD Thesis*, 577. http://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/11441

G

Gonçalves, José. (2020). Análise Probabilística da Segurança de Circulação de Comboios de Alta Velocidade em Pontes Ferroviárias de Pequeno Vão. Tese de Mestrado, FEUP.

H

Henriques, A. A. (2006). Modelação de incertezas e análise de risco. In *Texto de apoio - Programa doutoral em engenharia civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.*

Horas, C. (2011). Comportamento Dinâmico de Pontes com Tabuleiro Pré-Fabricado em Vias de Alata Velocidade. Tese de Mestrado, FEUP.

Hughes, T.J.R. The finite element method: Linear static and dynamic finite element analysis, Dover Publications, New York City, NY, USA, 2000.

I

INNOTRACK (2008), Sustainable development, global change and ecosystems. D2.1.3 First phase report on the modelling of poor-quality sites. Czech Technical University, Prague.

J

Jacinto, L. A. do C. (2011). *Avaliação da segurança de pontes existentes: Abordagem Probabilística Bayesiana*. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Tese de Doutoramento, FCT.

M

MATLAB®. *Release R2018a*, The MathWorks Inc., Natick, MA, USA, 2018.

Melchers, R.E. (1987) − *"Structural reliability. Analysis and prediction"*, Ellis Horwood Series in Civil Engineering.

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

Montenegro P.A., Neves S.G.M., Calçada R., Tanabe M., Sogabe M. (2015). "Wheel-rail contact formulation for analyzing the lateral train-structure dynamic interaction". *Computers & Structures*, 152, 200-214. DOI:10.1016/j.compstruc.2015.01.004.

Museros, P., Romero, M.L., Poy, A. and Alarcon, E. (2002) - "*Advances in the analysis of short span railway bridges for high-speed lines*", Computers and Structures, Vol. 80, pp. 2121:2132.

N

Neves, S. G. M., Azevedo, A. F. M., & Calçada, R. (2012). A direct method for analyzing the vertical vehicle-structure interaction. *Engineering Structures*, *34*, 414–420.

Neves, S. G. M., Montenegro, P. A., Azevedo, A. F. M., & Calçada, R. (2014). A direct method for analyzing the nonlinear vehicle-structure interaction. *Engineering Structures*, *69*, 83–89.

P

Peixer, M.A., Montenegro, P.A., Carvalho, H., Ribeiro, D., Bittencourt, T.N., Calçada, R. (2021) Running safety evaluation of a train moving over a high-speed railway viaduct under different track conditions. *Engineering Failure Analysis*, Volume 121, 105133, ISSN 1350-6307.

R

Ribeiro, D. (2004). Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade. Tese de Mestrado, FEUP.

Rocha, J. (2015). Probabilistic methodologies for the safety assessment of short span railway bridges for high-speed traffic. Tese de Doutoramento, FEUP.

S

Shabana, A., Berzeri, M., Sany, J.R. *Numerical procedure for the simulation of wheel/rail contact dynamics*, Journal of Dynamic Systems, Measurement and Control, Transactions of the ASME, 2001, 123 (2), pp. 168-178. DOI:10.1115/1.1369109.

Shabana, A., Zaazaa, K.E., Escalona, J.L., Sany, J.R. *Development of elastic force model for wheel/rail contact problems*, Journal of Sound and Vibration, 2004, 269 (1-2), pp. 295-325. DOI:10.1016/S0022-460X(03)00074-9.

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

Sugiyama, H., Araki, K., Suda, Y. *On-line and off-line wheel/rail contact algorithm in the analysis of multibody railroad vehicle systems*, Journal of Mechanical Science and Technology, 2009, 23 (4), pp. 991-996. DOI:10.1007/s12206-009-0327-2.

SUPERTRACK (2005), Sustained performance of railway tracks - Final report. Instrumentation, monitoring and physical modelling of high-speed line. Norwegian Geotechnical Institute (NGI).

U

UIC (2008). *Best practice guide for optimum track geometry durability*. UIC Infrastructure Commission - Civil Engineering Support Group.

UIC 774-3-R (2001). Track/bridge interaction – Recommendations for calculation. 2nd Edition, Union International des Chemins de fer: Paris, France.

Z

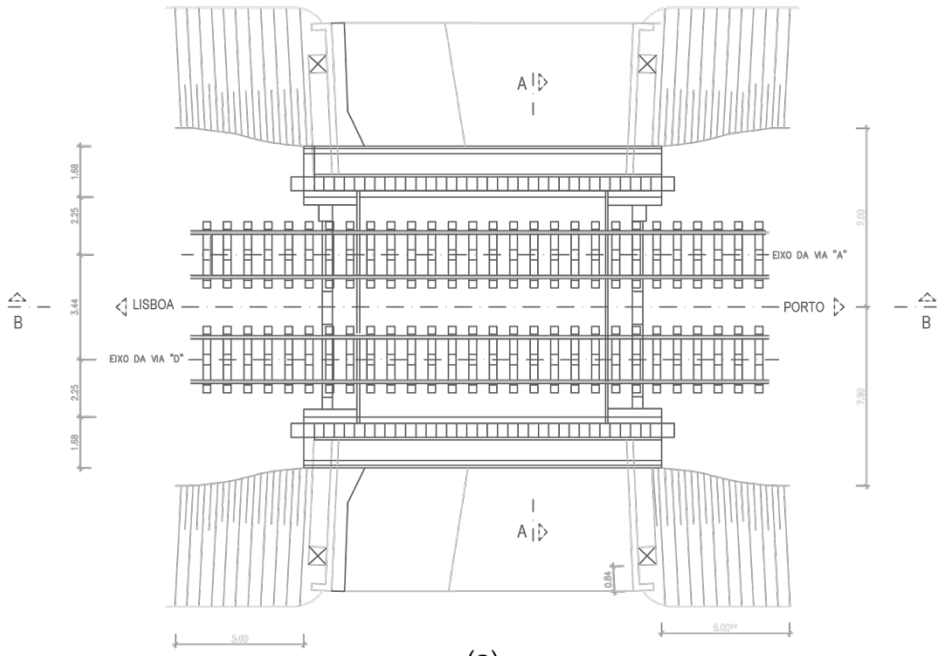
Zacher, M. and Baeβler, M. (2009) - "*Dynamic behaviour of ballast on railway bridges*", in Dynamics of High-Speed Railway Bridges, Taylor & Francis.

Zacher, M., & Baeßler, M. (2008). Dynamic behaviour of ballast on railway bridges. *Dynamics of High-Speed Railway Bridges*, 99–112.

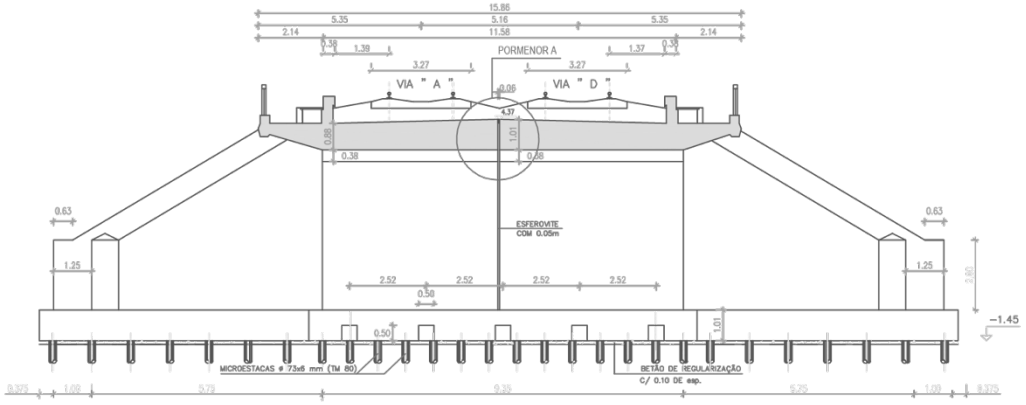
Zhai, W., Wang, K. and Lin, J. (2004) - "*Modelling and experiment of railway ballast vibrations*", Journal of Sound and Vibration, Vol. 270, pp. 673-683.

ANEXO A

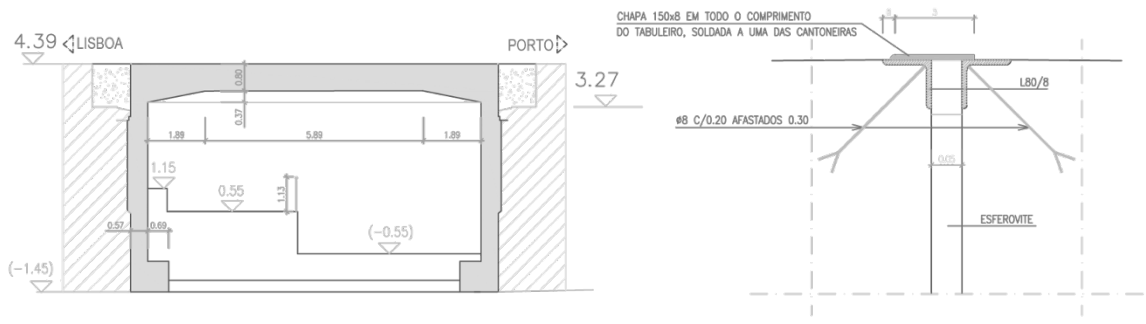
DESENHOS TÉCNICOS DAS PONTES DE PEIXINHOS E SANGALHOS



(a)

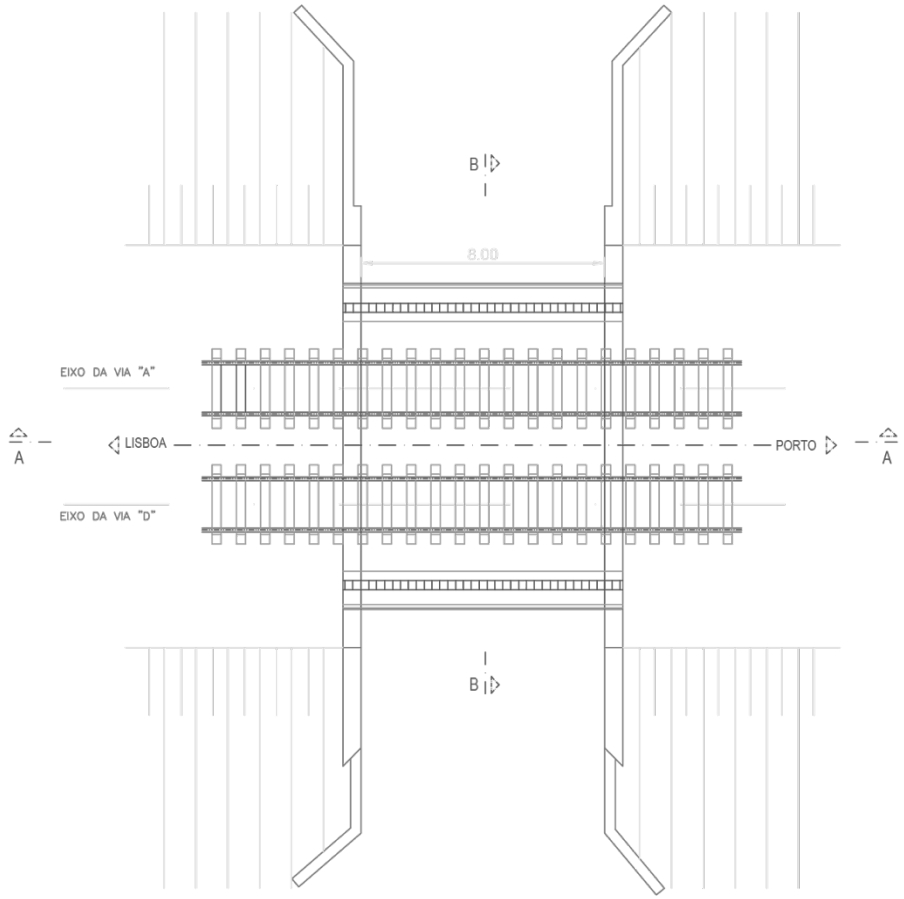


(b)

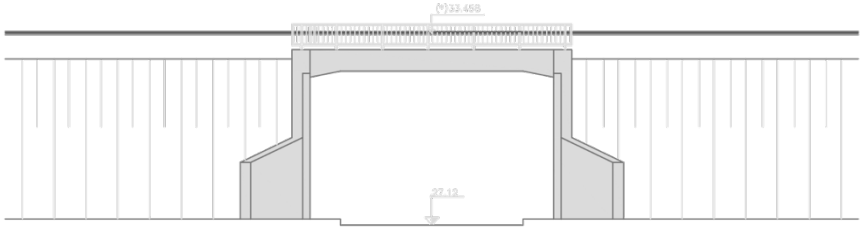


(c) (d)

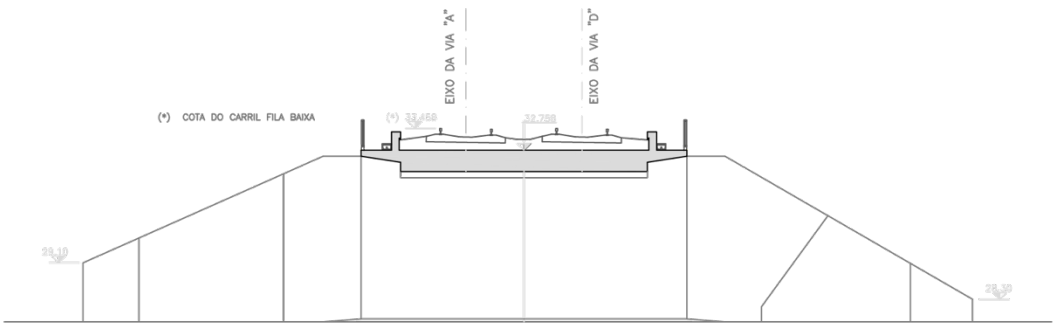
Figura A.1 – Desenhos técnicos da ponte de Peixinhos: (a) Planta, (b) Corte A - A (c) Corte B – B e (d) Pormenor A – junta de dilatação



(a)



(b)



(c)

Figura A.2 – Desenhos técnicos da ponte de Sangalhos: (a) Planta, (b) Corte A - A e (c) Corte B – B