FEUP Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia

VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO NA VIA E NA ENVOLVENTE DE LINHAS FERROVIÁRIAS: MODELAÇÃO NUMÉRICA 3D E VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL

Nuno Fernando Oliveira Correia dos Santos
2013

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil

Orientador: Rui Calçada (Professor Associado)
Co-Orientador: Raimundo Delgado (Professor Catedrático)

POPH PROGRAMA OPERACIONAL POTENCIAL HUMANO
QREN QUADRO DE REFERÊNCIA ESTRATÉGICO NACIONAL PORTUGAL 2007.2013
UNIÃO EUROPEIA Fundo Social Europeu

Aos meus Pais

RESUMO

A presente dissertação centra-se no estudo da problemática das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário na via e no maciço adjacente, tendo por base análises numéricas e experimentais.

Os trabalhos realizados compreendem três componentes essenciais, as quais se complementam. A primeira componente está relacionada com o desenvolvimento de uma ferramenta numérica que permite a simulação do problema. A segunda consiste no planeamento e desenvolvimento de um campo experimental bastante completo num troço renovado da Linha do Norte, junto ao Carregado, tendo como principal objetivo a análise das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. A terceira e última componente resulta da combinação das duas anteriores e baseia-se na validação experimental da ferramenta desenvolvida, através da comparação de resultados obtidos pelas duas vias.

Tendo como objetivo uma contextualização da temática em estudo, começa-se por identificar os principais mecanismos geradores de vibrações e apresentar as duas problemáticas a ter em conta neste contexto: a circulação com velocidades próximas das velocidades críticas do sistema via-maciço; a propagação das vibrações através do maciço e sua possível interação com construções existentes. É efetuado também um levantamento de diversas metodologias utilizadas ao longo dos últimos anos no estudo do problema, o qual é acompanhado por uma breve discussão acerca da utilidade e das limitações de cada uma das ferramentas enunciadas. Tecem-se ainda alguns comentários relativamente à regulamentação e a recomendações aplicáveis neste contexto, visando a quantificação dos níveis de vibração em edifícios e a avaliação dos seus efeitos. O processo de familiarização com o problema termina com a apresentação de diversas medidas adotadas na mitigação das vibrações, acompanhada de uma breve discussão acerca do campo de aplicação e da eficiência de cada uma delas.

De seguida, procede-se à apresentação da ferramenta numérica desenvolvida, a qual pode ser utilizada na análise de problemas tridimensionais envolvendo a interação dinâmica veículo-estrutura-maciço. A metodologia usada baseia-se na descrição do comportamento do maciço através das suas funções de Green e na simulação da estrutura e do veículo com recurso a elementos finitos. Na realidade, trata-se de um caso

particular de acoplamento entre o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos de Contorno, formulado no domínio do tempo, em que a estrutura se encontra assente na superfície do maciço.

Após uma definição teórica da formulação utilizada, surge uma descrição do processo de implementação, procurando evidenciar alguns aspetos computacionais considerados mais relevantes. Numa primeira fase, a validação da ferramenta é conseguida através do estudo de problemas documentados na bibliografia e da comparação com resultados fornecidos por outra ferramenta previamente validada.

No contexto da segunda componente do trabalho, foi planeada e desenvolvida uma campanha experimental junto a um troço renovado da Linha do Norte (km 41+625), a qual se encontra descrita com bastante pormenor. A referida campanha engloba um vasto leque de trabalhos, os quais podem ser agrupados em três vertentes fundamentais: a caracterização geomecânica do maciço; a caracterização mecânica e geométrica da via; a medição de vibrações geradas pela passagem de tráfego ferroviário. Por um lado, a informação adquirida viabiliza a validação experimental da ferramenta numérica desenvolvida. Por outro, contribui para o alargamento do número de casos de estudo documentados na bibliografia.

Tendo em vista a simulação numérica do caso de estudo do Carregado, procede-se à construção de um modelo tridimensional do sistema via-maciço baseado na ferramenta desenvolvida. As propriedades do maciço são definidas de acordo com os resultados dos ensaios realizados, enquanto as propriedades dos elementos da via são afinadas com base na simulação numérica dos ensaios de receptância. Após o desenvolvimento de um modelo do comboio Alfa Pendular, é simulada a sua passagem no troço em estudo e analisada a resposta da via e do maciço adjacente. A comparação dos resultados obtidos pelas vias numérica e experimental possibilita a validação da ferramenta. Procurando acentuar a tridimensionalidade do problema e evidenciar as potencialidades da ferramenta, simula-se a presença de uma transição resultante da variação brusca da rigidez das palmilhas e analisa-se o seu efeito na resposta da via e do maciço.

Por último, procede-se a uma apresentação das principais conclusões resultantes dos estudos efetuados e sugere-se um conjunto de tarefas cuja realização se considera interessante, no sentido de dar alguma continuidade a este trabalho.

ABSTRACT

This thesis focuses on the study of track-ground vibrations induced by railway traffic, based on numerical and experimental studies.

The performed work comprises three essential and complementary components. The first one is related to the development of a numerical tool that enables the simulation of the problem. The second one focuses on the planning and development of a fairly comprehensive experimental field in a renovated section of the Portuguese railway network and its main objective is to evaluate the vibrations induced by railway traffic. The third and final component is a combination of the previous two and is based on the experimental validation of the developed tool through the comparison of the numerical and the experimental results.

Aiming at a contextualization of the studied topic, the thesis starts by identifying the main mechanisms involved in the generation of vibrations and by presenting the two issues to be taken into account in this context: the circulation at speeds close to the critical speed of the track-ground system; the propagation of vibrations through the ground and their possible interaction with existing structures. Several methodologies used in recent years on the study of this problem are identified, along with a brief discussion on the usefulness and limitations of each presented tool. Some comments about the standards and recommendations applicable in this context, in order to quantify the vibration levels in buildings and evaluate their effects, are also presented. The introduction to the topic ends with the presentation of various measures implemented in the mitigation of vibrations, accompanied by a discussion of the scope and efficiency of each of them.

The thesis also contains a description of the developed numerical tool, which can be used in the analysis of three-dimensional problems involving the dynamic interaction vehicle-structure-ground. The description of the behaviour of the ground is based on Green's functions while the structure and the vehicle are simulated using finite elements. In fact, this is a particular case of a coupling between the Finite Element Method and the Boundary Element Method, formulated in the time domain, in which the structure rests on the surface of the ground.

After a theoretical definition of the proposed formulation, there is a description of the implementation process and some relevant computational aspects are highlighted. At this stage, the numerical tool is validated through the study of problems documented in the literature and the comparison with the results given by a previously validated tool.

In the context of the second component of this work, a detailed experimental campaign near a renovated section of the Portuguese railway network (Linha do Norte at km 41+625, near Carregado) was planned and developed. The experimental campaign includes a wide variety of tasks, which can be assembled into three main groups: the geomechanical characterization of the ground; the mechanical and geometrical characterization of the track; the measurement of vibrations generated by the passage of trains. The obtained information enables the experimental validation of the developed numerical tool and contributes to increase the number of case studies documented in the literature.

Aiming at the numerical simulation of the case study of Carregado, a three-dimensional model of the track-ground system was developed. The properties of the ground are defined according to the results of the performed tests, while the properties of the track elements are adjusted based on the numerical simulation of the receptance test. After the development of a finite element model of the Alfa Pendular train, the vibrations of the track and the ground, resulting from its passage on the studied section, are calculated. The comparison between measured and calculated results enables the validation of the numerical tool. In order to accentuate the three-dimensionality of the problem and to emphasize the potentialities of the developed tool, the presence of a transition resulting from an abrupt variation of the rail pads stiffness is simulated and its effect on the track-ground system response is analysed.

Finally, the main conclusions of this thesis are presented and a set of tasks is suggested in order to give some continuity to this work.

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho, gostaria de expressar os mais sinceros e profundos agradecimentos a todas as pessoas e entidades que de alguma forma contribuíram para a sua concretização. Pela relevância do seu contributo, agradeço de uma forma particular:

- Aos Professores Rui Calçada e Raimundo Delgado, orientadores científicos deste trabalho, pelo interesse e dedicação emprestados ao trabalho desenvolvido. Para além do conhecimento científico partilhado, importa salientar as permanentes manifestações de amizade e de incentivo, fundamentais para a elaboração da presente dissertação.

- Aos Professores Geert Degrande e Geert Lombaert, da Katholieke Universiteit Leuven (Bélgica), por todo o apoio fornecido, assim como pelos conhecimentos transmitidos durante os estágios realizados na referida Universidade.

- Aos Professores Álvaro Azevedo e Rui Faria, pela disponibilidade demonstrada sempre que o seu auxílio foi solicitado, o qual se revelou essencial para que algumas dificuldades fossem ultrapassadas.

- À REFER, pela colaboração prestada no âmbito das campanhas experimentais realizadas na Linha do Norte.

- À CP, pela informação disponibilizada relativa ao comboio Alfa Pendular.

- Ao LNEC, pelo empréstimo do excitador de frequência controlada, utilizado nos ensaios realizados no campo experimental do Carregado.

- Ao CICCOPN, pela colaboração nos ensaios de caracterização geotécnica levados a cabo no âmbito do campo experimental.

- À Mota Engil, pela realização dos ensaios *cross-hole* no campo experimental do Carregado.

- Ao Laboratório de Geotecnia da FEUP, pelo empréstimo do equipamento necessário à realização dos ensaios *cross-hole*.

- À Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), pela Bolsa de Doutoramento atribuída.

- Ao projeto "*Risk Assessment and Management for High-Speed Rail Systems*", do Programa MIT-Portugal, pelo apoio financeiro concedido.

- Ao Professor António Arêde, por toda a colaboração demonstrada na gestão do pessoal do laboratório, fundamental para a realização dos trabalhos experimentais.

- Ao sr. Valdemar e ao André pela ajuda prestada durante a realização dos trabalhos experimentais.

- Ao colega João Barbosa, por todo o apoio prestado durante a implementação dos desenvolvimentos numéricos ao nível do programa FEMIX, e aos colegas Pedro Costa e Nuno Pinto, pela colaboração na realização das atividades experimentais.

- A todos os colegas e amigos com quem tive o prazer de partilhar o local de trabalho, os quais sempre contribuíram para o bom ambiente existente: Cristina Ribeiro, Fernando Bastos, João Barbosa, Mário Marques, Miguel Araújo, Ricardo Monteiro, Ricardo Pimentel e Sérgio Neves.

- A todos os restantes colegas do grupo de investigação, pelas frequentes trocas de ideias e conhecimentos muito úteis para o decurso do trabalho, em particular: Cecília Vale, Diogo Ribeiro e Joana Delgado.

- Aos elementos do grupo de investigação da Katholieke Universiteit Leuven, onde realizei um estágio fundamental para o trabalho desenvolvido, com especial destaque para os colegas Mattias Schevenels, Stijn François e Ali Badsar.

- Aos colegas Cristina Ribeiro, Diogo Ribeiro, João Barbosa e Pedro Costa pela dedicação na revisão final do texto.

- A todos os meus familiares e amigos, com os quais tenho partilhado as diversas fases do meu crescimento e de quem me tenho habituado a receber palavras e gestos de amizade e motivação. Felizmente são muitos e, como tal, não é possível nomeá-los a todos.

- Aos meus pais, irmãs, cunhados e sogros, pelas constantes manifestações de apoio e incentivo ao longo da realização do presente trabalho. Este agradecimento faz-se acompanhar de um pedido de desculpa pela ausência resultante de um trabalho que por vezes tomou conta de toda a minha atenção.

- À Marta, porque se tem revelado fundamental para que tudo o resto faça sentido.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO 1.1

1.2. OBJETIVOS E PRINCIPAIS CONTRIBUTOS 1.2

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO 1.4

2. VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO NA VIA E NA ENVOLVENTE DE LINHAS FERROVIÁRIAS

2.1. IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA 2.1

2.1.1. Mecanismos de geração de vibrações 2.2

2.1.2. Vibrações do sistema via-maciço associadas a fenómenos de velocidades críticas 2.4

2.1.2.1. Caso de Ledsgärd 2.6

2.1.3. Efeitos dinâmicos na vizinhança da via 2.9

2.2. MODELOS DE PREVISÃO 2.12

2.2.1. Modelos empíricos 2.12

2.2.2. Modelos analíticos e modelos numéricos 2.15

2.2.3. Avaliação experimental 2.25

2.3. NORMAS E RECOMENDAÇÕES 2.29

2.3.1. Efeito das vibrações sobre os ocupantes dos edifícios 2.29

2.3.1.1. Norma ISO 2631 ..... 2.29

2.3.1.2. Norma NS 8176 ..... 2.32

2.3.1.3. Norma DIN 4150-2 ..... 2.35

2.3.2. Efeito das vibrações em equipamentos sensíveis 2.38
2.3.2.1. Norma ISO 10811 ..... 2.38
2.3.2.2. Curvas VC 2.40
2.3.3. Impacto das vibrações em edifícios 2.42
2.3.3.1. Norma ISO 4866 ..... 2.43
2.3.3.2. Norma DIN 4150-3 ..... 2.44
2.3.3.3. Norma NP 2074 ..... 2.45
2.4. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO 2.45
2.4.1. Medidas de mitigação na fonte 2.46
2.4.1.1. Manutenção da via e do comboio 2.46
2.4.1.2. Reforço do solo de fundação 2.46
2.4.1.3. Introdução de elementos resilientes na via 2.48
2.4.2. Medidas de mitigação no trajeto de propagação 2.53
2.4.2.1. Barreiras 2.53
2.4.2.2. Blocos de controlo de vibrações 2.56
2.4.3. Medidas de mitigação nos edifícios 2.57
2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS 2.59

3. MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL DA INTERAÇÃO DINÂMICA VEÍCULO-ESTRUTURA-MACIÇO

3.1. INTRODUÇÃO 3.1
3.2. DESCRIÇÃO GERAL DA METODOLOGIA 3.4
3.2.1. Introdução 3.4
3.2.2. Descrição do veículo 3.6
3.2.3. Descrição da estrutura 3.6
3.2.4. Descrição do maciço 3.7
3.2.5. Interação vertical veículo-estrutura 3.10

3.2.6. Acoplamento veículo-estrutura-maciço 3.12

3.3. DETERMINAÇÃO DAS MATRIZES DE FLEXIBILIDADE DO MACIÇO 3.15

3.3.1. Introdução 3.15

3.3.2. Resposta do maciço devido a uma carga pontual 3.16

3.3.3. Resposta do maciço devido a uma carga uniformemente distribuída..... 3.17

3.4. FUNÇÕES DE GREEN DO MACIÇO 3.18

3.4.1. Introdução 3.18

3.4.2. Funções de Green de meios semi-indefinidos homogéneos 3.20

3.4.3. Funções de Green de meios semi-indefinidos estratificados 3.25

3.4.3.1. Método das Matrizes de Rigidez 3.26

3.4.3.2. Amortecimento geométrico e material..... 3.29

3.4.3.3. Transformadas inversas 3.31

3.4.3.4. Amostragem no domínio transformado 3.32

3.4.3.5. Cálculo das funções de Green com o Método das Matrizes de Rigidez (EDT) 3.33

3.4.3.6. Exemplo numérico 3.36

3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES 3.40

4. IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA DE ANÁLISE DINÂMICA E EXEMPLOS NUMÉRICOS DE VALIDAÇÃO

4.1. INTRODUÇÃO 4.1

4.2. DESCRIÇÃO GERAL DA IMPLEMENTAÇÃO 4.1

4.3. REALIZAÇÃO DE ANÁLISES DINÂMICAS COM A FERRAMENTA DESENVOLVIDA..... 4.3

4.4. ASPETOS COMPUTACIONAIS RELEVANTES 4.7

4.4.1. Adição da matriz de rigidez dinâmica do maciço, $\mathbf{K}^{act}$, à matriz de rigidez do sistema veículo-estrutura 4.7

4.4.2. Simetria da matriz de rigidez dinâmica do maciço $\mathbf{K}^{act}$ 4.7

4.4.3. Armazenamento das matrizes de flexibilidade $\mathbf{F}^{k}$ 4.8

4.4.4. Procedimento simplificado para determinação das matrizes de flexibilidade $\mathbf{F}^{k}$ 4.9

4.5. ESTABILIDADE DO MÉTODO 4.10

4.6. ACOPLAMENTO RELAXADO 4.11

4.7. SISTEMAS COM SIMETRIA GEOMÉTRICA E MECÂNICA 4.12

4.8. EXEMPLOS DE VALIDAÇÃO 4.17

4.8.1. Resposta dinâmica de uma sapata rígida apoiada num maciço semi-indefinido 4.17

4.8.2. Resposta de uma laje de betão apoiada num maciço semi-indefinido 4.19

4.8.2.1. Cargas fixas com magnitude variável 4.22

4.8.2.2. Cargas móveis 4.26

4.8.2.3. Cargas móveis oscilantes 4.28

4.8.3. Resposta de um sistema veículo-estrutura-maciço com interação dinâmica 4.32

4.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES 4.38

5. CASO DE ESTUDO DO CARREGADO: ANÁLISE EXPERIMENTAL

5.1. INTRODUÇÃO 5.1

5.2. DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL 5.2

5.3. CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO 5.4

5.3.1. Ensaios *in situ* 5.4

5.3.1.1. Ensaios CPT 5.5

5.3.1.2. Ensaios SPT e ensaios laboratoriais 5.7

5.3.1.3. Ensaios sísmicos entre furos (*cross-hole*) 5.9

5.3.2. Ensaios com excitador de frequência controlada 5.12

5.4. CARACTERIZAÇÃO DA VIA-FÉRREA 5.19
5.4.1. Perfil de irregularidades da via 5.19
5.4.2. Ensaio de recetância da via 5.22
5.5. MEDIÇÃO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO 5.32
5.5.1. Descrição geral do ensaio 5.32
5.5.2. Análise global dos resultados 5.37
5.5.3. Análise da dispersão dos resultados 5.50
5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES 5.54

6. CASO DE ESTUDO DO CARREGADO: ANÁLISE NUMÉRICA

6.1. INTRODUÇÃO 6.1
6.2. MODELAÇÃO DO MACIÇO 6.3
6.3. MODELAÇÃO DA VIA 6.4
6.3.1. Descrição da modelação 6.4
6.3.2. Calibração das propriedades mecânicas da via 6.7
6.4. MODELAÇÃO DO COMBOIO ALFA PENDULAR 6.9
6.4.1. Breve descrição do comboio 6.9
6.4.2. Modelação do comboio 6.10
6.5. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL DA FERRAMENTA NUMÉRICA 6.12
6.5.1. Resposta da via 6.13
6.5.2. Resposta à superfície do maciço 6.15
6.6. SIMULAÇÃO DE UM CENÁRIO DE TRANSIÇÃO PROVOCADO PELA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DAS PALMILHAS 6.21
6.6.1. Resposta da via 6.22
6.6.2. Resposta à superfície do maciço 6.26
6.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES 6.28

7. CONCLUSÕES E PROPOSTA DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES 7.1

7.2. PROPOSTA DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 7.8

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Desde o aparecimento do comboio, no século XIX, até aos tempos de hoje, o transporte ferroviário foi sofrendo evoluções significativas, quer ao nível do material circulante quer da infraestrutura. Estas evoluções conduziram ao surgimento do transporte ferroviário de alta velocidade, na segunda metade do século XX, o qual se tem mostrado bastante competitivo relativamente aos meios de transporte concorrentes, o rodoviário e o aéreo (Barron de Angoiti, 2009).

Para a competitividade do transporte ferroviário contribuem os diversos benefícios que lhe são inerentes, de natureza económica, social e ambiental. No entanto, e embora os benefícios pareçam evidentes, há que ter em consideração as diversas problemáticas que a sua implementação e funcionamento suscitam. De entre esse leque de problemáticas salienta-se, no contexto da presente dissertação, as vibrações resultantes do tráfego ferroviário. De facto, as vibrações geradas propagam-se através do terreno envolvente, podendo afetar as construções existentes na vizinhança da via e provocar desconforto dos ocupantes, mau funcionamento de equipamentos sensíveis ou danos nos edifícios. Enquanto a ocorrência de danos nos edifícios não será muito expectável (pelo menos em termos estruturais), o impacto das vibrações no conforto dos ocupantes e no funcionamento de equipamentos sensíveis tem originado algumas preocupações, em parte como consequência de uma sociedade cada vez mais exigente.

A avaliação das referidas vibrações revela-se particularmente importante nos casos em que a velocidade de circulação é elevada e o traçado da linha atravessa zonas de solos com fracas características mecânicas. Nestes cenários, a velocidade do comboio pode aproximar-se da velocidade crítica do sistema via-maciço (ou mesmo ultrapassá-la)

conduzindo a uma significativa amplificação da resposta dinâmica da via, a qual pode colocar em causa a própria segurança de circulação.

Desta forma, o estudo das vibrações associadas ao tráfego ferroviário mostra-se de extrema relevância, principalmente aquando do planeamento de novas linhas ou da renovação de linhas existentes. Para esse efeito, torna-se necessário o desenvolvimento de ferramentas que possibilitem a análise e previsão das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, viabilizando a identificação atempada de situações problemáticas e o estudo de soluções de mitigação adequadas.

Ao longo das duas últimas décadas, a comunidade científica tem dedicado bastante atenção a esta problemática, o que permitiu o desenvolvimento de diversos modelos empíricos e numéricos, por vezes apoiado em trabalhos de carácter experimental. Na verdade, as investigações levadas a cabo permitiram aumentar significativamente o conhecimento acerca deste fenómeno. No entanto, vários aspectos requerem ainda uma análise mais aprofundada, alguns dos quais são inclusivamente objeto de estudo de projetos europeus de investigação (RIVAS, CargoVibes) em curso.

1.2. OBJETIVOS E PRINCIPAIS CONTRIBUTOS

Uma das problemáticas associadas ao transporte ferroviário prende-se com as vibrações induzidas pelo tráfego, quer na via quer na sua vizinhança. O aumento da velocidade de circulação, associado a uma sociedade cada vez mais exigente, tem conduzido a um crescente interesse na quantificação e redução do impacto das referidas vibrações, o que requer a realização de estudos com alguma complexidade. Desta forma, o trabalho de investigação realizado pretende contribuir para a compreensão do fenómeno estudado, assim como para a formação de conhecimento e competências que permitam fazer face aos desafios colocados.

A presente dissertação centra-se no desenvolvimento de ferramentas que permitam a avaliação, numérica e experimental, das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário na via e na sua vizinhança.

No que diz respeito às metodologias de previsão, o crescente interesse por esta problemática por parte da comunidade científica permitiu que avanços significativos

fossem possíveis nos últimos anos. A definição da ferramenta adequada a cada estudo requer uma reflexão tendo em conta a precisão pretendida e o custo computacional associado. Os modelos analíticos (ou semianalíticos) e empíricos revelam-se bastante eficientes do ponto de vista computacional, apresentando-se no entanto algo limitados no que concerne ao seu campo de aplicação. Dada a sua versatilidade, as metodologias numéricas permitem ultrapassar algumas das referidas limitações, embora normalmente se traduzam num acréscimo do custo computacional. Nos últimos anos, observou-se um aumento bastante significativo do recurso a estas metodologias, tendo a crescente capacidade dos computadores disponíveis contribuído claramente para tal.

A existência de trabalhos a decorrer em simultâneo, no seio do grupo de investigação em que o autor se integra, com vista ao desenvolvimento de ferramentas baseadas no conceito 2.5D, ajudou a justificar a opção pelo desenvolvimento de uma ferramenta que permita a análise de problemas tridimensionais. De facto, a utilização de metodologias 2.5D revela-se bastante atrativa na análise de cenários em que seja aceitável assumir a via-férrea como invariante na sua direção longitudinal. No entanto, o estudo de problemas envolvendo cenários em que a referida hipótese não seja válida implica o recurso a outras metodologias. Desta forma, a investigação efetuada assentou no desenvolvimento de uma ferramenta para a análise de problemas tridimensionais envolvendo interação dinâmica do sistema veículo-estrutura-maciço. A ferramenta desenvolvida baseia-se na descrição do comportamento do maciço através das suas funções de Green e na simulação da estrutura e do veículo com recurso a elementos finitos. Na realidade, trata-se de um caso particular do acoplamento entre o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método dos Elementos de Contorno (MEC) em que a estrutura modelada com elementos finitos se encontra assente na superfície do maciço.

A componente experimental apresenta também uma importância significativa, dada a dificuldade em encontrar nos casos de estudo descritos na literatura toda a informação necessária para uma análise pormenorizada do problema, nomeadamente através da sua simulação numérica. O interesse do planeamento e desenvolvimento de um campo experimental em território nacional justificou-se ainda pela escassez de competências identificadas neste domínio. Embora a unidade de investigação em que o autor se insere apresentasse já uma vasta experiência na análise experimental de pontes ferroviárias, o

mesmo não se verificava relativamente à análise de vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário na via e no maciço adjacente. O trabalho realizado visou assim colmatar a lacuna identificada.

Em síntese, importa salientar como principais contributos do trabalho desenvolvido:

- a implementação e validação de uma ferramenta numérica que permite a análise de problemas tridimensionais de interação dinâmica veículo-estrutura-maciço. A metodologia usada encontra-se formulada no domínio do tempo e baseia-se na simulação do veículo e da estrutura com elementos finitos e na reprodução do comportamento do maciço com recurso a funções de Green;

- o planeamento e desenvolvimento de um campo experimental em território nacional, tendo em vista a caracterização de vibrações induzidas por tráfego ferroviário num troço renovado da Linha do Norte;

- a validação experimental da ferramenta desenvolvida, através da simulação numérica da passagem do comboio Alfa Pendular no troço instrumentado e da comparação dos resultados obtidos pelas vias numérica e experimental;

- a simulação da presença de uma transição resultante da variação brusca da rigidez das palmilhas e a análise do seu efeito na resposta da via e da superfície do maciço adjacente.

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada em 7 capítulos. De seguida, procede-se a uma descrição sumária de cada um desses capítulos.

No presente capítulo, o primeiro, procede-se ao enquadramento geral da temática em investigação, ao qual se segue a identificação dos objetivos e principais contributos do trabalho realizado.

No Capítulo 2 faz-se uma identificação e discussão da problemática em estudo. O capítulo inicia com uma identificação dos principais mecanismos geradores de vibração, no contexto do tráfego ferroviário. De seguida, faz-se uma apresentação dos problemas

associados a vibrações excessivas no sistema veículo-estrutura-maciço. É ainda descrita a evolução dos trabalhos científicos levados a cabo neste domínio, quer ao nível do desenvolvimento de modelos de previsão quer no que diz respeito à realização de campanhas experimentais. O capítulo continua com a referência a algumas normas e recomendações aplicáveis neste contexto e termina com a identificação de um conjunto de medidas utilizadas na mitigação das vibrações.

No Capítulo 3 apresenta-se uma metodologia numérica para a análise tridimensional de problemas de vibrações induzidas por tráfego ferroviário na via e na sua envolvente, tendo em conta a interação dinâmica do sistema veículo-estrutura-maciço. O capítulo contém uma breve descrição da metodologia proposta e dos métodos adotados na reprodução do comportamento dos diversos componentes do sistema (veículo, estrutura e maciço) e na simulação da interação entre eles. É dada uma especial atenção aos procedimentos utilizados na reprodução do comportamento dinâmico do maciço e na definição do seu acoplamento com a estrutura.

O Capítulo 4 é dedicado à descrição geral da implementação da metodologia de análise dinâmica apresentada no capítulo anterior, dando especial destaque a alguns aspetos computacionais considerados relevantes. De salientar a explicação de algumas variantes implementadas no código desenvolvido para que este permita a consideração de um acoplamento relaxado (entre a estrutura e o maciço) ou a análise eficiente de sistemas simétricos. São ainda apresentados e discutidos alguns exemplos numéricos, os quais fazem parte de um vasto conjunto de análises levadas a cabo no âmbito da validação da ferramenta desenvolvida.

O Capítulo 5 é inteiramente dedicado a uma campanha experimental de caracterização de vibrações induzidas por tráfego ferroviário, realizada num troço renovado da Linha do Norte, junto ao Carregado. O capítulo inicia com uma descrição geral do campo experimental, à qual se segue uma apresentação mais detalhada das diversas tarefas realizadas. Os trabalhos desenvolvidos englobam três componentes essenciais que se complementam: i) caracterização mecânica do maciço de fundação; ii) caracterização mecânica e geométrica da via férrea; iii) medição de vibrações induzidas pela passagem de tráfego ferroviário. A caracterização geomecânica do maciço é feita com recurso aos ensaios "*in situ*" e laboratoriais, assim como a ensaios com um excitador de frequência

controlada (tendo em vista a estimativa do amortecimento do meio). A caracterização da via apresenta uma vertente associada ao estudo do seu comportamento mecânico, conseguido através da realização de ensaios de recetância, e uma outra relativa à caracterização do perfil de irregularidades. Finalmente, a avaliação das vibrações induzidas na via e no terreno adjacente pela passagem de tráfego ferroviário constitui a componente fundamental do trabalho realizado.

O Capítulo 6 incide sobre a validação experimental da ferramenta desenvolvida com base na informação obtida na campanha realizada. Com um modelo tridimensional do sistema via-maciço, procede-se à calibração das propriedades mecânicas da via com base na reprodução do ensaio de recetância. O desenvolvimento de um modelo do comboio Alfa Pendular viabiliza a simulação da sua passagem no troço em estudo e, consequentemente, a previsão dos níveis de vibração induzidos. A comparação dos resultados obtidos pelas vias numérica e experimental permite a validação experimental da ferramenta. A simulação da presença de uma transição resultante da variação brusca da rigidez das palmilhas e a análise do seu efeito na resposta da via e da superfície do maciço permite explorar algumas das potencialidades da ferramenta desenvolvida.

Finalmente, no Capítulo 7 é apresentado um resumo das principais conclusões do trabalho realizado, assim como algumas propostas de investigação futura no âmbito da temática estudada.

2. VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO NA VIA E NA ENVOLVENTE DE LINHAS FERROVIÁRIAS

2.1. IDENTIFICAÇÃO DO PROBLEMA

As vibrações induzidas por tráfego ferroviário, em linhas de alta velocidade ou mesmo convencionais, constituem atualmente uma das grandes preocupações quando se pretende construir uma nova linha ou reabilitar uma existente.

O aumento da velocidade de circulação dos comboios conduz a fenómenos dinâmicos que podem afetar a estrutura da via e o material circulante, assim como a vibrações que se propagam através do terreno envolvente podendo afetar as pessoas que habitam em construções vizinhas.

A avaliação das referidas vibrações revela-se particularmente importante nos cenários em que o traçado da linha atravessa zonas de maciços de fraca qualidade. Nestes casos, a velocidade de circulação pode aproximar-se da velocidade crítica do sistema via-maciço, ou até mesmo ultrapassá-la, conduzindo a uma significativa amplificação da resposta dinâmica da via, a qual pode colocar em causa a segurança de circulação.

Os problemas enunciados têm ganho especial relevância devido à rápida expansão das redes ferroviárias de alta velocidade a nível mundial, assim como a um aumento significativo das exigências, quer ao nível do conforto das pessoas, quer ao nível do funcionamento dos equipamentos.

O presente capítulo começa com a identificação dos principais mecanismos geradores de vibração. Segue-se a apresentação, com algum pormenor, dos problemas associados às vibrações excessivas no sistema comboio-via-maciço. Descreve-se ainda brevemente a evolução dos trabalhos científicos levados a cabo neste domínio, tendo em vista o

desenvolvimento de modelos de previsão. Neste contexto, salienta-se também a importância dos resultados obtidos por via experimental, quer na compreensão dos fenómenos, quer na validação dos modelos desenvolvidos. O capítulo continua com a referência a aspetos normativos aplicáveis neste contexto e termina com a identificação de algumas medidas utilizadas na mitigação das vibrações.

2.1.1. Mecanismos de geração de vibrações

A geração de vibrações resulta da transmissão de cargas pelo comboio à via (ao nível da superfície de contacto entre roda e carril), as quais podem ser verticais, longitudinais ou transversais. De acordo com a norma ISO14837-1 (2005), os principais mecanismos de excitação são os seguintes:

a) excitação quase-estática, associada à circulação das cargas correspondentes ao peso por eixo do comboio;

b) excitação causada pelas imperfeições dos carris e das rodas, as quais estão presentes desde o seu processo de fabrico;

c) excitação paramétrica, resultante do caráter discreto do apoio dos carris;

d) excitação devido às irregularidades dos carris e das rodas, acentuadas ao longo do período de operação;

e) excitação induzida pela existência de descontinuidades da via, como por exemplo em zonas com aparelhos de mudança de via;

f) excitação associada a problemas no funcionamento das suspensões do veículo;

g) excitação devido à variação da rigidez das superfícies de contacto roda-carril, durante o processo de fabrico ou, mais frequentemente, durante a operação;

h) excitação resultante dos movimentos laterais do veículo, mais importantes em troços com raios de curvatura apertados;

i) excitação causada por variações na velocidade de circulação, nomeadamente ao nível do arranque ou da frenagem do veículo;

j) excitação associada a condições ambientais extremas, as quais podem afetar as propriedades dos elementos constituintes da via e do material circulante (a temperatura e a humidade, por exemplo, afetam o desgaste).

No âmbito do presente trabalho, os mecanismos de excitação mais relevantes são aqueles que se traduzem em forças verticais induzidas pelo veículo na via, os quais podem ser agrupados em duas componentes fundamentais: i) excitação quase-estática; ii) excitação dinâmica. A divisão apresentada baseia-se na identificação ou não de uma variação nas forças de interação entre o veículo e a via, conforme será explicado de seguida.

A excitação quase-estática está associada ao movimento das cargas correspondentes ao peso por eixo do comboio, observando-se uma constância da magnitude das forças transmitidas pelo veículo à via. Não há movimento vertical do comboio, pelo que não se verifica qualquer alteração das forças elásticas, de amortecimento e de inércia nessa mesma direção. Esta componente da excitação está associada a gamas de frequências consideravelmente baixas, sendo influenciada essencialmente pela velocidade de circulação do comboio, assim como pelo seu peso e geometria. A solicitação quase-estática é fundamental para a resposta na via e na sua proximidade, sendo que a sua importância decresce rapidamente com o aumento da distância à via (Auersch, 2005; Sheng et al., 2003).

Por outro lado, a excitação dinâmica resulta da interação dinâmica entre o veículo e a via, podendo estar associada a diversos dos mecanismos anteriormente enumerados. Neste contexto, por serem alguns dos mais relevantes, importa salientar: a excitação devido às irregularidades do carril e das rodas, a excitação induzida pela existência de descontinuidades da via e a excitação paramétrica resultante das variações de rigidez experimentadas pelas rodas ao longo da via (devido ao caráter discreto do apoio dos carris). Nestes casos, a interação dinâmica entre o veículo e a via traduz-se numa variação temporal das forças de interação. A magnitude e o conteúdo em frequência destas forças dependem das propriedades da via e do comboio, assim como da velocidade de circulação. Na presença de irregularidades no carril ou nas rodas, o veículo experimenta um movimento variável ao longo do tempo, o qual justifica a referida variação temporal das forças geradas. Mesmo na ausência de irregularidades

nas superfícies de contacto, o caráter discreto do apoio do carril conduz à geração de forças de interação dinâmica veículo-via, sendo a excitação associada normalmente designada como paramétrica. Finalmente, as descontinuidades da via, tais como juntas ou aparelhos de mudança de via, geram forças de impacto que se traduzem numa excitação transitória do sistema. A excitação dinâmica resultante dos diferentes mecanismos apresentados conduz à geração de ondas que se propagam ao longo do maciço adjacente à via até distâncias consideráveis. Desta forma, a resposta no maciço, a distâncias significativas da via, é fundamentalmente condicionada por esta componente da solicitação (Auersch, 2005).

2.1.2. Vibrações do sistema via-maciço associadas a fenómenos de velocidades críticas

Conforme referido anteriormente, a avaliação das vibrações do sistema via-maciço torna-se bastante relevante nos cenários em que o traçado da linha ferroviária atravessa zonas de maciços geotécnicos de fraca qualidade. Nestes cenários, pode verificar-se o surgimento de fenómenos ressonantes associados à velocidade de circulação do comboio, normalmente designados por fenómenos de velocidade crítica.

De seguida, procurar-se-á explicar o fenómeno com recurso a um caso extremamente simples, o qual consiste na consideração de uma carga vertical móvel, de magnitude constante, circulando sobre um maciço semi-indefinido homogéneo. Nestas condições, se a velocidade de circulação for significativamente inferior à velocidade de propagação das ondas de Rayleigh (ondas R) do meio, o campo de deslocamentos da superfície do maciço é semelhante ao resultante de um carregamento estático, acompanhando a posição da carga. No entanto, caso a velocidade de circulação da carga se aproxime da velocidade das ondas R do maciço, observa-se o desenvolvimento de uma grande amplificação da resposta dinâmica do maciço. Na verdade, no caso de um maciço semi-indefinido homogéneo, a velocidade crítica do meio corresponde à velocidade de propagação das ondas Rayleigh, a qual pode ser determinada analiticamente.

O fenómeno descrito apresenta alguma analogia com o fenómeno de ressonância, normalmente observado ao nível da dinâmica estrutural. De igual forma, uma estrutura experimenta uma amplificação considerável da sua resposta quando submetida a solicitações com frequências próximas das suas frequências naturais. A existência de

amortecimento faz com que a resposta da estrutura seja finita mesmo em condições de ressonância.

A realidade física encontra-se, contudo, algo distante do cenário anteriormente idealizado. De facto, os maciços geotécnicos podem ser aproximados de forma mais adequada como meios estratificados. Neste contexto, importa começar por estabelecer a distinção entre maciços normalmente dispersivos e maciços inversamente dispersivos. Num maciço normalmente dispersivo verifica-se um aumento da rigidez em profundidade, o qual resulta numa diminuição da velocidade de propagação de ondas com o aumento da frequência de excitação. No caso de um maciço inversamente dispersivo, ocorre uma situação contrária à descrita.

Ao contrário do que acontece no caso de um maciço semi-indefinido homogéneo, a velocidade crítica de um maciço estratificado não pode ser determinada analiticamente, sendo necessário o recurso às curvas de dispersão do maciço. A velocidade crítica de um maciço normalmente dispersivo é, de forma simplificada, ligeiramente superior à velocidade de propagação das ondas R da camada superficial. Por outro lado, no caso de um maciço inversamente dispersivo é possível identificar pelo menos duas velocidades críticas: a primeira, mais baixa, condicionada pelas propriedades da camada mais profunda e a segunda, mais elevada, condicionada pelas propriedades da camada superficial.

Até ao momento, a explanação do problema foi feita tendo em conta apenas o maciço geotécnico e as suas propriedades mecânicas. Como facilmente se compreende, a presença de um aterro e da própria via ferroviária pode conduzir a ligeiras alterações nas considerações apresentadas.

A presença da via-férrea resulta numa modificação do comportamento dinâmico do sistema (até ao momento constituído apenas pelo maciço geotécnico), a qual se reflete na velocidade crítica do mesmo. Estudos realizados neste âmbito (Alves Costa, 2011; Dieterman e Metrikine, 1996; Sheng et al., 2004b) permitiram chegar a conclusões relevantes, algumas das quais serão apresentadas e brevemente discutidas de seguida. No caso de um maciço homogéneo semi-indefinido é possível demonstrar que, por maior que seja a rigidez da via, a velocidade crítica é sempre igual ou ligeiramente

inferior à velocidade de propagação das ondas R do maciço. Por outro lado, no caso de maciços normalmente dispersivos, o aumento da rigidez da via pode permitir um aumento significativo da velocidade crítica do sistema. Finalmente, a velocidade crítica de um sistema constituído pela via apoiada num maciço inversamente dispersivo toma valores entre as velocidades de propagação das ondas R e S da camada inferior. No entanto, a presença da via tende a atenuar o aparecimento da segunda velocidade crítica.

A existência de um aterro traduz-se também numa alteração das características dinâmicas do sistema e, consequentemente, da sua velocidade crítica. O seu contributo pode ser estimado, de uma forma simplificada, como o de um estrato horizontal com desenvolvimento indefinido (à semelhança do que é feito para o maciço geotécnico). De salientar ainda que, como se compreende, a presença do aterro instalado torna-se mais relevante com o aumento das suas dimensões (altura e largura).

Com base na exposição apresentada, é possível verificar que este fenómeno é condicionado essencialmente pela componente quase-estática da excitação, sendo pouco relevante o contributo da componente dinâmica. Conclui-se ainda que os problemas relacionados com as velocidades críticas apenas podem ocorrer em cenários em que a velocidade de circulação seja bastante elevada ou então em que o traçado da linha ferroviária atravesse maciços geotécnicos com propriedades deficitárias. Caso contrário, a velocidade de circulação dos comboios será significativamente inferior à velocidade de propagação das ondas no maciço e, como tal, à velocidade crítica do sistema.

2.1.2.1. Caso de Ledsgärd

Neste contexto, Ledsgärd (na Suécia), tornou-se num dos casos mais conhecidos a nível internacional. A linha da costa ocidental sueca sofreu uma renovação ao longo da década de 90 do século passado, por forma a tornar possível a circulação de comboios X2000 com velocidades de aproximadamente 200 km/h. Logo após a sua reabertura, em 1997, a circulação do comboio X2000 originou um conjunto de problemas, os quais não tinham sido identificados anteriormente. A amplificação da resposta dinâmica do sistema conduziu a vibrações excessivas da via e do comboio, chegando a afetar a estrutura de suporte da catenária e colocando em causa a própria alimentação elétrica do veículo (Holm et al., 2002). O caso mais problemático foi identificado em Ledsgärd, 25 km a Sul de Gotemburgo.

Como consequência deste problema, o gestor da infraestrutura ferroviária (Banverket) viu-se obrigado a impor uma redução da velocidade de circulação do comboio X2000 para 160 km/h e, mais tarde, para 130 km/h. Em paralelo, conduziu uma investigação com o intuito de perceber as causas do problema e identificar soluções para o mesmo. A referida investigação contou com a colaboração de várias entidades, de entre as quais se destacam o SGI (*Swedish Geotechnical Institute*), o NGI (*Norwegian Geotechnical Institute*) e o KTH (*Royal Institute of Technology*). Os estudos desenvolvidos visaram, por um lado, a caracterização do maciço de fundação e, por outro, a quantificação experimental da resposta dinâmica da via para diferentes velocidades de circulação dos comboios.

A caracterização geotécnica permitiu identificar uma camada de lodo orgânico, muito mole, com uma possança de aproximadamente 3,0 m, estendendo-se ao longo de cerca de 300 m (na direção longitudinal da via). A referida camada encontrava-se subjacente a uma crosta superficial sobreconsolidada com cerca de 1,0 m de espessura e sobrejacente a uma formação de argila mole, a qual se estendia até uma formação rochosa presente a uma profundidade de cerca de 50 m. A Figura 2.1 ilustra o perfil geotécnico do local de Ledsgärd. A realização de ensaios laboratoriais e *in situ* para a determinação das propriedades dinâmicas do maciço em estudo conduziu à identificação de velocidades de propagação de ondas extremamente baixas (ver Figura 2.2), importando salientar a camada de lodo com velocidades de propagação das ondas S da ordem dos 40 m/s.

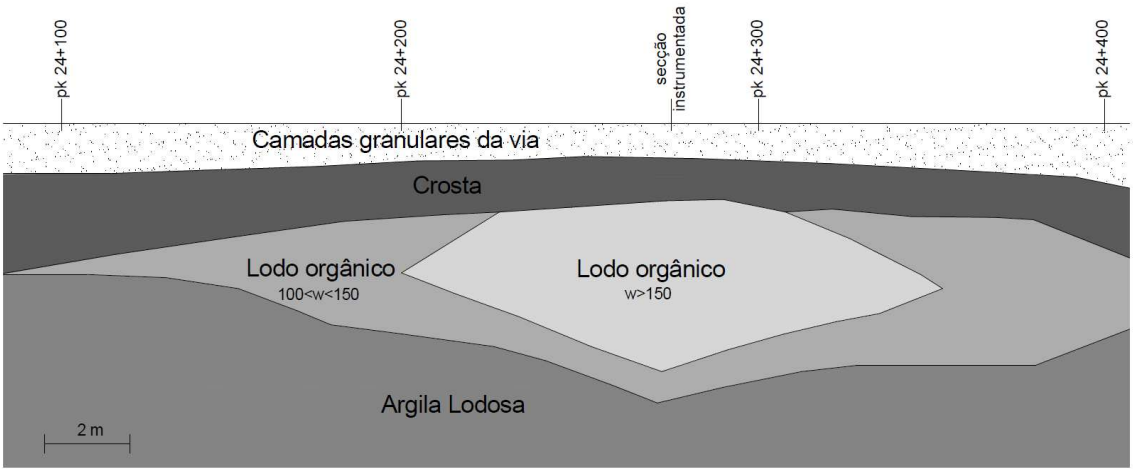


Figura 2.1 – Perfil geotécnico do local de Ledsgärd (Alves Costa, 2011).

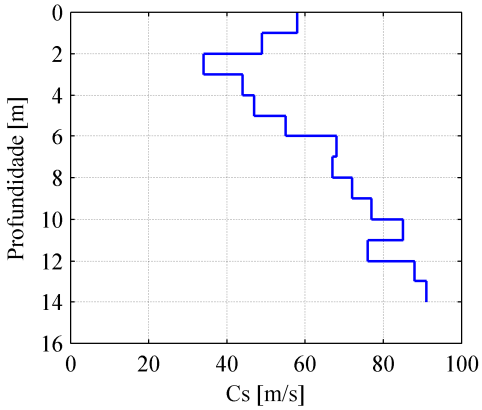


Figura 2.2 – Perfil de velocidades das ondas S no local de Ledsgärd [adaptado de Holm et al. (2002)].

A medição da resposta da via e do maciço de fundação, durante a passagem do comboio X2000 com diferentes velocidades, confirmou o aumento dos níveis de vibração à medida que a velocidade de circulação se aproximava da velocidade crítica do sistema via-maciço (Madshus e Kaynia, 2000). A Figura 2.3 mostra a evolução dos valores de pico (positivos e negativos) dos deslocamentos da via com a velocidade de circulação do comboio X2000, permitindo ilustrar o fenómeno descrito.

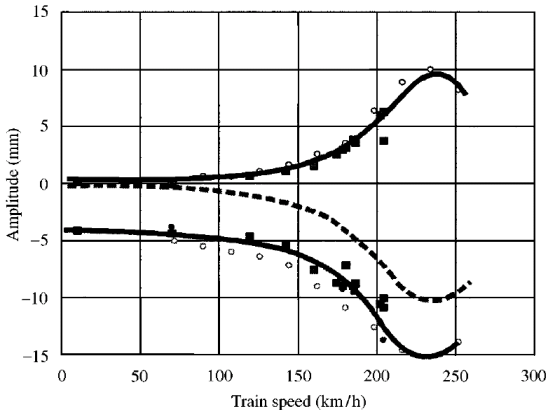


Figura 2.3 – Evolução dos valores de pico do deslocamento da via com a velocidade de circulação do comboio X2000 (Madshus e Kaynia, 2000).

Neste contexto, justifica-se ainda um comentário acerca das elevadas amplificações da resposta dinâmica da via, observadas quando a velocidade de circulação do comboio se aproxima da velocidade crítica do sistema. De facto, estas podem não ser compatíveis com a hipótese de pequenas deformações do solo, normalmente assumida no âmbito de problemas de vibrações induzidas por tráfego ferroviário. Alves Costa et al. (2010) evidenciam este fenómeno com base no caso de Ledsgärd, através da comparação dos valores medidos com os estimados numericamente. Dois tipos de análises numéricas foram realizadas pelos autores: análises elásticas lineares (assumindo um regime de

pequenas deformações e, como tal, um comportamento elástico linear para todos os materiais - *ELA*) e análises lineares equivalentes (tendo em conta o efeito da degradação de rigidez do maciço com o aumento do nível de deformação - *Elastic A.*). A Figura 2.4 ilustra a comparação de resultados obtidos pelas diferentes vias.

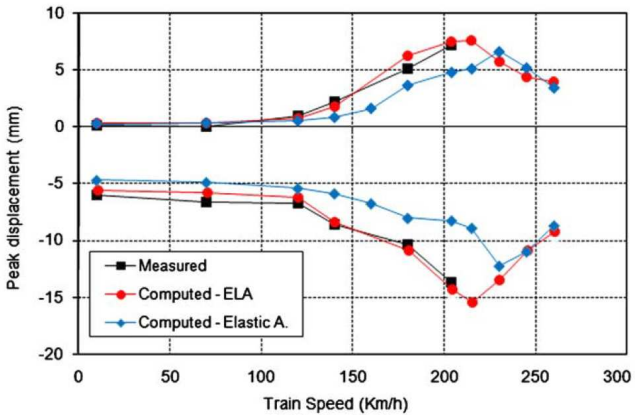


Figura 2.4 – Evolução dos valores de pico do deslocamento da travessa com a velocidade do comboio X2000: comparação entre valores medidos e calculados (Alves Costa et al., 2010).

Os resultados apresentados mostram claramente que as análises realizadas com recurso ao modelo linear equivalente (linha vermelha) permitem uma melhor estimativa da resposta da via. Por outro lado, verifica-se que o recurso a um modelo elástico linear do maciço (linha azul) conduz a valores subestimados do deslocamento, sendo as diferenças mais significativas para velocidades de circulação próximas da velocidade crítica. Estas observações podem ser facilmente explicadas pelos significativos níveis de deformação (compreendidos entre 10^{-4} e 10^{-2}) a que o maciço de fundação se encontra sujeito, os quais não são compatíveis com a consideração de um comportamento elástico linear.

O reforço do maciço de fundação, através de estacas de cal e cimento implementadas com recurso ao método DMM (*Deep Mixing Method*), possibilitou a mitigação do problema e permitiu um novo aumento da velocidade de circulação.

2.1.3. Efeitos dinâmicos na vizinhança da via

Nos cenários em que o traçado da linha ferroviária atravessa maciços geotécnicos de qualidade razoável ou boa, não é de prever a ocorrência de problemas associados a velocidades críticas, uma vez que a velocidade de circulação dos comboios será consideravelmente inferior à velocidade crítica do sistema. No entanto, a análise do

impacto ambiental das vibrações induzidas pela passagem do tráfego ferroviário pode revelar-se igualmente importante. Conforme ilustrado na Figura 2.5, as ondas geradas pelo tráfego propagam-se pelo terreno envolvente, podendo afetar estruturas existentes na vizinhança e provocar: desconforto dos ocupantes, mau funcionamento de equipamentos sensíveis ou danos (estruturais ou não) nos edifícios.

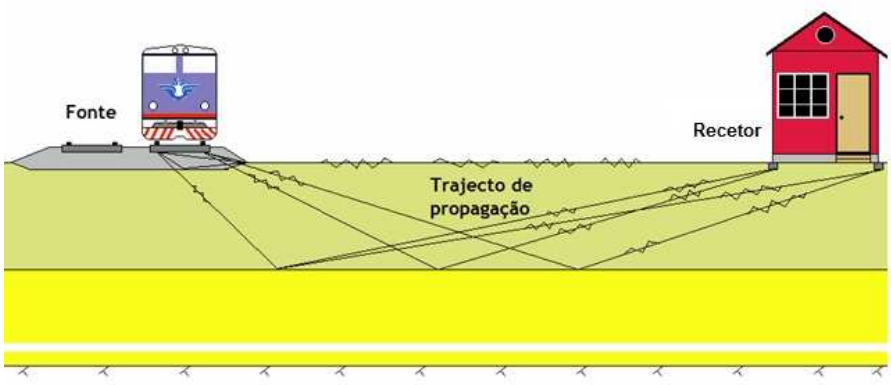


Figura 2.5 – Vibrações induzidas por tráfego ferroviário: fonte, trajeto de propagação e estruturas recetoras [adaptado de Bahrekazemi (2004)].

Nestes casos, a componente dinâmica revela-se fundamental na avaliação do impacto ambiental das vibrações. Embora a resposta da via possa continuar a ser condicionada pela componente quase-estática, a resposta na superfície do maciço adjacente resulta essencialmente das forças dinâmicas de interação geradas no sistema veículo-via e que podem resultar dos diversos mecanismos anteriormente apresentados. Considerando a existência de irregularidades nas superfícies de contacto como o exemplo de uma das situações mais comuns, a gama de frequências excitada pode compreender um intervalo consideravelmente alargado, o qual depende de fatores como a velocidade de circulação e o comprimento das irregularidades existentes.

As vibrações geradas ao nível da superfície roda-carril propagam-se através da via e do maciço por meio de ondas de superfície (ondas Rayleigh) e ondas de volume (ondas P e ondas S). A energia associada a essas mesmas ondas diminui à medida que se afastam da fonte, devido às componentes geométrica e material do amortecimento. No caso de linhas ferroviárias de superfície, o principal contributo para a resposta da superfície do maciço, a uma distância significativa da fonte, está associado às ondas de superfície. Esta situação deve-se ao facto destas transportarem a maior parte da energia transmitida ao sistema e, por outro lado, serem menos atenuadas geometricamente do que as ondas volúmicas. Observa-se ainda que, devido ao amortecimento material do maciço, as altas

frequências são significativamente mais amortecidas do que as baixas frequências. Deste facto resulta um espetro de frequências variável com a distância à via-férrea, predominando as frequências mais baixas para maiores distâncias.

As ondas que se propagam através do maciço atingem as fundações dos edifícios nas proximidades, podendo o campo de deformações ser atenuado ou amplificado em função das frequências naturais de cada edifício. O efeito desta solicitação pode manifestar-se nos edifícios atingidos sob duas formas: i) vibrações mecânicas, ii) ruído estrutural (ruído associado à vibração de elementos estruturais como resultado das vibrações transmitidas às fundações do edifício através do maciço de fundação).

Como foi referido anteriormente, as vibrações transmitidas aos edifícios podem originar desconforto dos ocupantes, mau funcionamento de equipamentos sensíveis ou, em casos extremos, danos (estruturais ou não estruturais) nos edifícios. No que diz respeito ao desconforto dos ocupantes dos edifícios, verifica-se que os seres humanos percebem as vibrações de diferentes formas, em função das gamas de frequência envolvidas. Para frequências compreendidas entre 1 Hz e 80 Hz, as vibrações estão associadas à vibração mecânica do corpo humano, sendo o limite inferior para a perceção dessas vibrações de cerca de 0,1 mm/s (François, 2008). Entre os 16 Hz e os 250 Hz, a vibração de alguns elementos da própria estrutura podem estar na origem do designado ruído secundário. No que concerne ao funcionamento de equipamentos sensíveis, a gama de frequências com interesse pode chegar até aos 200 Hz, dependendo do equipamento. Os edifícios apresentam, no entanto, frequências naturais inferiores a 100 Hz, o que resulta numa atenuação da resposta para frequências superiores a este valor. Os níveis de vibração com interesse estão habitualmente compreendidos entre os 0,001 mm/s e os 10 mm/s, dependendo das características do equipamento (ISO10811-1, 2000). Finalmente, no que diz respeito aos possíveis danos em edifícios, importa desde logo salientar que estes, caso ocorram, terão essencialmente um caráter não estrutural. Por um lado, verifica-se que estes danos só podem ocorrer na sequência de níveis de vibração extremamente elevados ou de um número bastante considerável de ciclos com magnitude elevada. Por outro lado, os níveis de vibração necessários para danificar um edifício são 10 a 100 vezes superiores aos associados à perceção humana, pelo que seriam intoleráveis para os seus ocupantes (ISO14837-1, 2005).

2.2. MODELOS DE PREVISÃO

A rápida expansão da rede ferroviária de alta velocidade nos últimos anos, essencialmente na Europa e na Ásia, conduziu ao desenvolvimento de diversos estudos com o intuito de avaliar o impacto das vibrações associadas a este sistema de transporte. De facto, e como já foi apresentado anteriormente, os problemas associados a vibrações excessivas da via e do comboio, vibrações do terreno adjacente à via e efeitos dinâmicos sobre estruturas situadas na sua proximidade ocorrem no caso do tráfego convencional, mas tornam-se mais importantes no caso do tráfego de alta velocidade. A este facto acresce a evolução conducente a uma sociedade cada vez mais exigente, no que ao impacto das vibrações diz respeito. Os fatores apresentados justificaram a necessidade de desenvolvimento de metodologias que permitissem proceder a uma previsão fiável das vibrações no sistema comboio-via-maciço, assim como do seu impacto em estruturas existentes na sua vizinhança. Os estudos realizados levaram ao desenvolvimento de diversos modelos, de caráter empírico, analítico ou numérico. De seguida, apresenta-se uma descrição de alguns trabalhos considerados relevantes, procurando-se evidenciar a evolução dos modelos de previsão ao longo do tempo e, simultaneamente, salientar as respetivas vantagens e limitações.

2.2.1. Modelos empíricos

Os modelos empíricos baseiam-se normalmente em resultados experimentais, por vezes complementados com a experiência resultante do estudo anterior de situações similares. Apesar da inegável utilidade dos resultados fornecidos por estes modelos, o seu campo de aplicação encontra-se normalmente limitado a situações semelhantes àquelas para as quais foram desenvolvidos. Neste contexto, dada a sua relevância, salientam-se alguns trabalhos, os quais são apresentados de seguida.

Madshus et al. (1996) apresentam um modelo semiempírico desenvolvido pelo NGI para a previsão de vibrações de baixa frequência resultantes do tráfego ferroviário em zonas de solos moles. O modelo desenvolvido assenta numa formulação estatística, baseada num considerável número de medições efetuadas na Noruega e na Suécia. O procedimento consiste na combinação de diversos parâmetros, de forma a definir uma cadeia de transmissão de vibrações, tendo em conta as diferentes fases do processo:

geração de vibrações, propagação e receção pelos edifícios. As medições efetuadas permitiram a definição dos parâmetros com maior relevância no processo, os quais serviram de base ao modelo proposto: i) propriedades do maciço geotécnico; ii) tipo de comboio; iii) tipo de via e de aterro; iv) velocidade de circulação do comboio; v) distância do edifício relativamente à via; vi) propriedades do edifício (tipo de fundação, estrutura, número de pisos). De acordo com o modelo proposto, o nível de vibração estimado, *V*, é dado por:

$$V = F_V \, F_R \, F_B = \left[V_T \, F_S \, F_D\right] F_R \, F_B \qquad [2.1]$$

em que F_V define a função base de vibração, enquanto F_R e F_B representam fatores corretivos associados ao tipo de via e à amplificação do edifício, respetivamente. Por sua vez, a função base de vibração, F_V, depende de três fatores: V_T, F_S e F_D. V_T representa o nível de vibração a uma distância de referência (15 m), para a passagem de um dado comboio, circulando com uma velocidade de referência (70 km/h), enquanto os parâmetros F_S e F_D definem fatores corretivos para diferentes velocidades de circulação e distâncias, respetivamente. Na formulação de base, as grandezas presentes na expressão [2.1] encontram-se definidas como função da frequência, em bandas de um terço de oitava. No entanto, a aplicação da ferramenta no planeamento de alguns troços da rede ferroviária na Noruega chegou a ser feita de forma simplificada, ou seja assumindo os diferentes parâmetros como independentes da frequência. A sua utilização revela-se adequada a uma fase preliminar do estudo, durante o qual se pretende limitar o número de zonas potencialmente problemáticas.

Por seu lado, Hanson et al. (2005) descreve uma metodologia empírica proposta pela FRA (*Federal Railroad Administration*), a qual consiste na previsão dos níveis de vibração induzidos por tráfego ferroviário num dado local, com base em registos de vibrações geradas pelo mesmo tipo de tráfego num outro local com características geológicas completamente diferentes. O procedimento baseia-se na medição de uma função mobilidade de transferência (*TM*) e na consideração de uma função de densidade de força (L_F) aplicável.

A função mobilidade de transferência estabelece a relação entre uma solicitação aplicada e a vibração resultante na superfície do maciço. A sua determinação resulta da aplicação de um impacto (queda de um peso, por exemplo) em diversas posições, ao

longo da via (ou de um alinhamento paralelo). Em simultâneo, procede-se à medição das vibrações na superfície do maciço, a diversas distâncias da via, segundo um alinhamento perpendicular à mesma (ver Figura 2.6). A mobilidade de transferência corresponde à função de transferência entre a solicitação aplicada e a resposta medida.

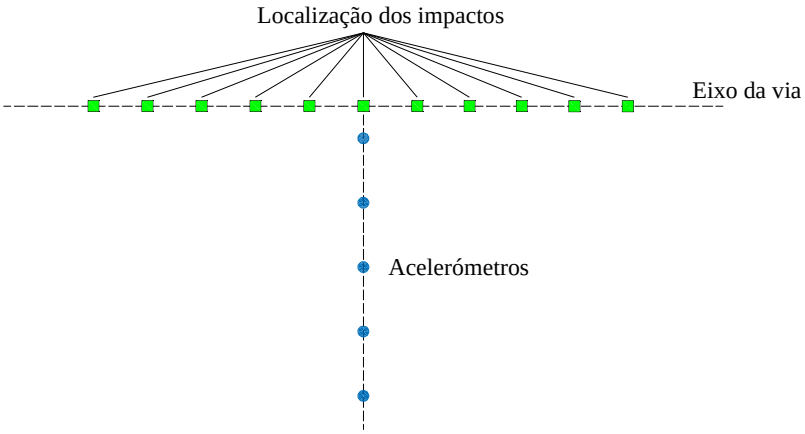


Figura 2.6 – Esquema sugerido para a determinação da função mobilidade de transferência.

Por outro lado, a função densidade de força representa os níveis de vibrações após uma remoção da influência do caminho de propagação. Esta função não é determinada de uma forma direta, resultando da medição da função mobilidade de transferência e das vibrações induzidas por tráfego ferroviário (L_V) num mesmo local:

$$L_F = L_V - TM \qquad [2.2]$$

A previsão dos níveis de vibração num novo local é feita através da combinação da função TM medida nesse local e da função L_F obtida anteriormente noutro local, considerando ainda a influência da interação entre o maciço e o edifício (C):

$$L_V = L_F + TM + C \qquad [2.3]$$

As diversas grandezas envolvidas são definidas como função da frequência, em bandas de um terço de oitava. Na metodologia proposta, assume-se uma independência entre os fatores apresentados. Na realidade, a função densidade de força depende das propriedades dos maciços geotécnicos, pelo que será de esperar uma aproximação tão mais grosseira, quanto maior for a diferença entre os maciços nos dois locais. Por outro lado, compreende-se que a utilização da referida metodologia será mais adequada em situações em que a geometria e as propriedades da via sejam semelhantes nos dois cenários considerados.

Num estudo mais recente, Verbraken et al. (2011) deduziram soluções analíticas para as funções densidade de força e mobilidade de transferência, tendo ainda sido utilizado um modelo numérico baseado no acoplamento do Método dos Elementos Finitos (MEF) ao Método dos Elementos de Contorno (MEC) na verificação das expressões definidas. Os resultados obtidos mostraram-se bastante promissores, sendo que uma boa estimativa dos níveis de vibração com recurso às expressões deduzidas se mostrou possível. No entanto, foram estudados poucos cenários e envolvendo apenas linhas ferroviárias subterrâneas. Como tal, parece justificar-se a realização de mais estudos, de forma a sustentar as conclusões obtidas. De qualquer forma, a combinação da metodologia empírica proposta por Hanson et al. (2005) com resultados obtidos através de modelos numéricos apresenta-se como extremamente atrativa, principalmente em situações em que não seja viável ou possível proceder à sua medição (como é o caso de vias não existentes, por exemplo).

2.2.2. Modelos analíticos e modelos numéricos

Dada a natureza do fenómeno, o estudo de problemas envolvendo vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário requer uma simulação tridimensional do problema, considerando a interação veículo-via e via-maciço. Os modelos desenvolvidos devem ter em conta as diferentes etapas do processo: i) geração das vibrações, a qual se dá como resultado dos diversos mecanismos apresentados anteriormente; ii) propagação das ondas através do maciço; iii) receção das vibrações pelas estruturas existentes na vizinhança da via.

A aplicação de modelos analíticos apresenta diversas limitações em termos práticos, dada a sua dificuldade em traduzir completamente um cenário real. No entanto, apesar das referidas limitações, estes modelos mostram-se extremamente úteis, permitindo muitas vezes a identificação dos principais parâmetros envolvidos no fenómeno e uma compreensão da sua influência.

Por seu lado, a versatilidade das metodologias numéricas permite, muitas vezes, ultrapassar algumas das limitações das formulações analíticas. Como tal, nos últimos anos observou-se um aumento bastante significativo do recurso a estas metodologias, tendo contribuído significativamente para este facto a crescente capacidade dos recursos

computacionais disponíveis. O acoplamento entre formulações analíticas e numéricas pode, em determinadas situações, permitir o aproveitamento das potencialidades de cada uma delas.

Um dos contributos extremamente relevante para o estudo deste fenómeno pertence a Krylov e seus colaboradores (Krylov, 1994, 1995; Krylov e Ferguson, 1994). Nestes trabalhos, os autores apresentam uma metodologia analítica para a determinação das vibrações transmitidas pelo comboio à via e à superfície do terreno adjacente. No entanto, o modelo proposto apenas considera a componente quase-estática da excitação, não tendo em conta a componente dinâmica da mesma. O carril é simulado com recurso a uma viga de Euler-Bernoulli, a qual é solicitada pelas cargas correspondentes ao peso por eixo do comboio. As travessas sobre a zona deformada do carril transmitem ao maciço as cargas devidas à passagem do comboio. O maciço é assumido como um meio semi-indefinido homogéneo ou estratificado, sendo a sua resposta determinada com recurso às funções de Green (tendo em conta apenas o contributo das ondas de Rayleigh). O modelo proposto por Krylov para a determinação das forças transmitidas ao maciço veio a ser adotado em vários trabalhos, sendo a sua utilidade evidente essencialmente nos cenários em que o contributo da componente quase-estática da solicitação é fundamental. Por seu lado, diversos autores adaptaram e melhoraram o referido modelo, nomeadamente no que diz respeito à interação entre via e maciço (Dieterman e Metrikine, 1996; Jones e Block, 1996; Sheng et al., 1999) e à consideração da componente dinâmica da excitação (Sheng et al., 2004a).

Mais recentemente, e não obstante algumas limitações inerentes à sua utilização, o recurso a modelos numéricos baseados no Método dos Elementos Finitos e no Método dos Elementos de Contorno tem-se mostrado cada vez mais frequente no estudo deste problema.

Dada a sua versatilidade, o MEF revela-se uma ferramenta bastante atrativa no estudo de problemas no âmbito da Engenharia Civil. No entanto, trata-se de um método especialmente apropriado para o estudo de meios limitados, com geometria e condições de fronteira claramente definidas. Dado o caráter semi-indefinido dos maciços, o MEF apresenta algumas limitações na simulação deste tipo de problemas. De facto, não sendo possível a discretização completa do maciço, torna-se necessário proceder a uma

truncatura do domínio. As fronteiras artificiais resultantes da referida truncatura estão na origem de reflexões espúrias, as quais perturbam a resposta da parte modelada. No estudo de problemas estáticos, este inconveniente pode ser resolvido de forma eficiente através da colocação das fronteiras a uma distância significativa da parte do domínio com interesse para a análise. Já no estudo de problemas dinâmicos, a sua resolução mostra-se mais complicada, sendo que a necessidade de colocação das fronteiras a uma distância adequada pode conduzir à perda de acuidade dos resultados ou à definição de modelos computacionalmente incomportáveis. Nestes casos, as fronteiras artificiais podem ser tratadas com recurso a procedimentos locais ou globais. Os procedimentos locais correspondem a metodologias simplificadas, desenvolvidas com o objetivo de evitar as reflexões na fronteira artificial e que conduzem a resultados aproximados. Os procedimentos globais tratam o problema de uma forma exata, apresentando, em contrapartida, uma maior complexidade teórica e, como tal, de implementação.

Conforme referido, é possível minimizar os problemas associados às reflexões espúrias através de metodologias locais. De entre as metodologias locais existentes, importa salientar as fronteiras absorventes, os elementos infinitos e os estratos absorventes. As fronteiras absorventes, inicialmente propostas por Lysmer e Kuhlemeyer (1969) e posteriormente generalizadas por White et al. (1977), são frequentemente utilizadas, dada a simplicidade e facilidade da sua implementação. Por seu lado, a introdução de elementos infinitos (Bettess, 1992), visando simular um prolongamento do domínio discretizado, foi já adotada com sucesso neste contexto (Yang e Hung, 2001). Ainda assim, estudos encontrados na bibliografia apontam para uma maior eficiência dos elementos infinitos em formulações no domínio da frequência do que em formulações no domínio do tempo. Por fim, uma referência para a aplicação de metodologias baseadas em camadas absorventes, cujo procedimento assenta na reprodução do meio semi-indefinido não modelado através de estratos cujas propriedades permitem uma absorção das ondas que os atingem. De entre as metodologias existentes, importa salientar as que são baseadas nos estratos de correspondência perfeita, *Perfectly Matched Layers* (PML), inicialmente propostas por Berenger (1994), no âmbito de problemas associados a campos eletromagnéticos, e mais tarde aplicadas a problemas elastodinâmicos (Basu e Chopra, 2003, 2004; Kausel e Barbosa, 2012).

Como alternativa, surgem os procedimentos globais, dos quais é possível destacar o MEC, outros métodos baseados nas funções de Green e o método dos elementos finitos de contorno escalados - *scaled boundary finite element method* - SBFEM (Wolf, 2003). Conforme referido anteriormente, estas metodologias podem ser utilizadas na simulação do comportamento de meios indefinidos, tratando o problema de uma forma exata. O seu acoplamento a modelos de elementos finitos pode também revelar-se extremamente vantajoso, permitindo um aproveitamento das potencialidades de cada um dos métodos.

Neste contexto, Hall (2000) efetua uma análise tridimensional do problema, formulada no domínio do tempo e baseada apenas no MEF. O tratamento das fronteiras é feito através da colocação de amortecedores viscosos, com os quais se pretende reproduzir a presença de fronteiras absorventes. Neste estudo, apenas a componente quase-estática da excitação é considerada, sendo a passagem dos veículos simulada com recurso à atuação de um conjunto de cargas móveis correspondentes aos seus pesos por eixo.

Como facilmente se compreende, o custo computacional associado à realização de análises dinâmicas com base no modelo utilizado por Hall (ilustrado na Figura 2.7), com um número bastante elevado de graus de liberdade, torna-se muito elevado.

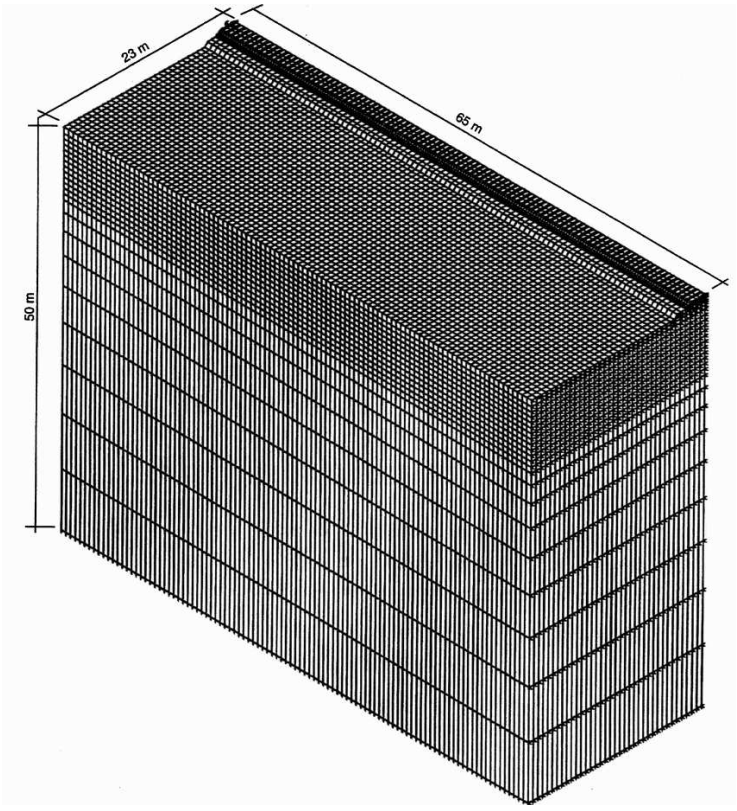
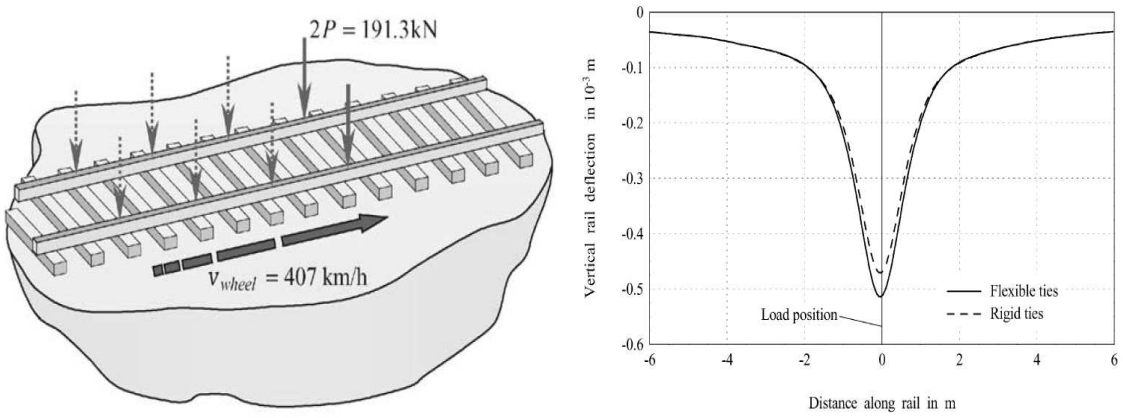


Figura 2.7 – Malha de elementos finitos do modelo tridimensional usado por Hall (2003).

De facto, o recurso a este tipo de abordagens encontra-se bastante condicionado. Por um lado, as dimensões dos elementos finitos utilizados apenas possibilitam a obtenção de resultados fiáveis na gama das baixas frequências. Por outro, o modelo adotado não permite a determinação da resposta do maciço a distâncias mais significativas da via. Mesmo nestas condições, os cálculos efetuados representaram um custo elevado, quer em termos de recursos computacionais quer em termos do tempo de cálculo.

Ainda no domínio das análises tridimensionais, Ekevid e Wiberg (2002) apresentam também uma formulação no domínio do tempo, mas baseada no acoplamento do MEF convencional ao método dos elementos finitos de contorno escalado. A principal diferença relativamente ao modelo proposto por Hall (2000) reside, portanto, na forma como é feito o tratamento das fronteiras artificiais. Embora o procedimento adotado se tenha revelado bastante promissor, a utilização de malhas tridimensionais continuou a apresentar limitações resultantes do elevado esforço computacional exigido.

Na linha dos trabalhos anteriores, Bode et al. (2002) levam também a cabo uma análise tridimensional do problema, baseada numa formulação no domínio do tempo. Neste caso, os autores propõem o acoplamento do MEF às soluções fundamentais de Green de um meio semi-indefinido: enquanto os elementos finitos são utilizados na modelação da via, as funções de Green reproduzem de uma forma exata o comportamento dinâmico do maciço. Na realidade, trata-se do caso particular de um acoplamento MEF/MEC em que a estrutura modelada com elementos finitos se encontra na superfície do maciço.



a) b)

Figura 2.8 – Estudo da resposta dinâmica de uma via-férrea sujeita à passagem de uma carga móvel: a) esquema do problema estudado; b) evolução do deslocamento vertical do carril (Bode et al., 2002).

A adoção de soluções fundamentais do maciço semi-indefinido implica apenas a necessidade de discretização do maciço nas superfícies de interação com elementos finitos. O acoplamento é estabelecido através da imposição do equilíbrio de forças e da compatibilidade de deslocamentos ao nível da superfície de interação. Neste trabalho, os autores mostram a aplicação da metodologia proposta ao estudo da resposta dinâmica de uma via-férrea devido à passagem de um conjunto de cargas móveis. Embora o desenvolvimento dado à aplicação não seja suficiente para permitir conclusões mais sustentadas, os resultados apresentados parecem promissores (Figura 2.8).

Apenas são apresentados, no entanto, resultados relativos à resposta da via. Na verdade, o mais provável é que este procedimento não se deva a questões de índole teórica inerentes à metodologia, mas sim a limitações computacionais. De facto, o cálculo da resposta da superfície do maciço na vizinhança da via seria, do ponto de vista teórico, bastante simples. No entanto, a obtenção de resultados fiáveis a distâncias significativas da via requereria a utilização de modelos de via com um desenvolvimento longitudinal considerável, o que na altura seria pouco viável (ou mesmo impossível) do ponto de vista computacional.

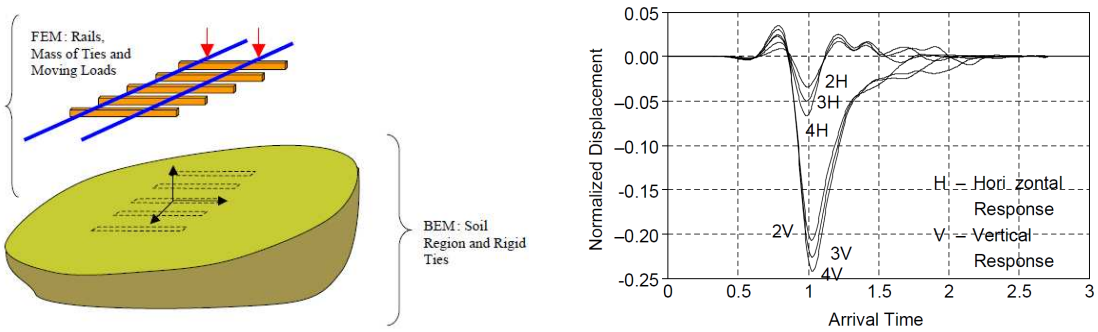
A metodologia proposta por Bode et al. (2002) apresenta um potencial inquestionável. Ainda assim, uma análise cuidada do trabalho desenvolvido pelos referidos autores permite a identificação de dois aspetos relevantes, os quais justificariam ainda algum desenvolvimento e melhoramento. O primeiro deles está relacionado com o facto da metodologia proposta apenas permitir a consideração da componente quase-estática da solicitação, quando foi já evidenciada a importância da sua componente dinâmica. O segundo aspeto tem a ver com a pouca atenção dada à estratificação do maciço, a qual poderá apresentar alguma relevância na simulação de cenários reais.

No contexto dos modelos numéricos com caráter tridimensional e formulados no domínio do tempo, importa ainda salientar a importância dos trabalhos baseados no acoplamento do MEF com o MEC. A principal diferença entre estas formulações e o modelo proposto por Bode et al. (2002) reside na utilização das soluções fundamentais do meio indefinido, as quais estão na base da formulação do MEC. No caso de vias férreas de superfície, o recurso às funções de Green do meio indefinido apresenta como desvantagem a necessidade de discretização da porção do maciço em que não existe

interação, por forma a impor a condição de superfície livre de tensões. Já no estudo de vias enterradas, quando tal condição não se verifica, a simulação do comportamento dinâmico do maciço com base nestas soluções revela-se bastante atrativa.

Pela relevância do seu contributo neste domínio, referem-se aqui os trabalhos desenvolvidos por O'Brien e Rizos (2005) e Galvín (2007), os quais apresentam alguns pontos em comum. Como ponto de partida, convém referir a opção de ambos os autores pela resolução de cada um dos subdomínios do problema de uma forma independente, em detrimento de um acoplamento direto. Esta opção pode ser sustentada essencialmente por dois fatores. O primeiro deles está relacionado com a definição do intervalo de tempo de integração mais adequado para uma dada análise, o qual pode ser distinto nos dois métodos. Na realidade, a obtenção de resultados rigorosos com o MEF pode requerer a adoção de intervalos de tempo mais pequenos do que os recomendados para garantir a estabilidade do MEC. A resolução de uma forma independente permite assim a definição de diferentes intervalos de tempo para cada método. O segundo fator tem a ver com a simetria dos sistemas de equações a resolver em cada um dos casos. Enquanto o sistema de equações correspondente à parte simulada com o MEF é simétrico, o mesmo pode não acontecer relativamente ao sistema resultante do MEC. O acoplamento direto poderia, portanto, exigir a resolução de um sistema de equações global não simétrico, bastante mais exigente do ponto de vista computacional. Por seu lado, a consideração dos dois subdomínios de uma forma independente conduz sempre à resolução de um sistema de equações simétrico correspondente ao subdomínio modelado com elementos finitos, a qual pode ser facilmente otimizada com recurso a diversas ferramentas existentes. Tal como acontece no modelo de Bode et al. (2002), o acoplamento é estabelecido através da imposição do equilíbrio de forças e da compatibilidade de deslocamentos ao nível da superfície de interação.

O trabalho de O'Brien e Rizos (2005) apresenta um menor desenvolvimento, sendo que o modelo proposto apenas é utilizado no estudo do comportamento dinâmico da via devido à passagem de cargas móveis. A título exemplificativo, a Figura 2.9 ilustra alguns resultados obtidos, mostrando a evolução do deslocamento horizontal e vertical da travessa durante a passagem de uma carga. A ausência de desenvolvimentos posteriores pode ser justificada, provavelmente, pelo elevado custo computacional associado às análises realizadas.



a) b)

Figura 2.9 – Estudo da resposta dinâmica de uma via-férrea sujeita à passagem de uma carga móvel: a) esquema do problema estudado; b) evolução do deslocamento da travessa (O'Brien e Rizos, 2005).

Por seu lado, o trabalho de Galvín e seus colaboradores representa um avanço bastante significativo nesta área. Tal como acontecia com O'Brien e Rizos (2005), a formulação inicialmente proposta (Galvín e Domínguez, 2007) apenas permitia ter em conta a componente quase-estática da solicitação, conforme proposto por Krylov. Os resultados obtidos numericamente foram posteriormente comparados com os resultantes de uma campanha experimental realizada num troço da linha de alta velocidade espanhola, entre Málaga e Córdoba (Galvín e Domínguez, 2009). A comparação efetuada evidenciou as potencialidades do modelo adotado na previsão da resposta da superfície do solo na proximidade da via, assim como da estrutura de suporte da catenária.

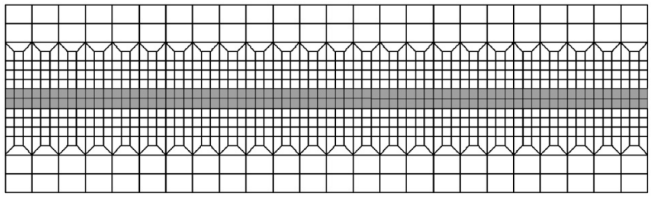
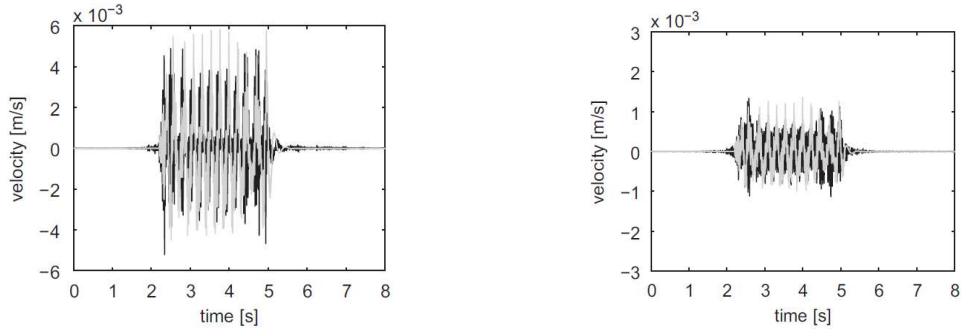


Figura 2.10 – Discretização da via e da superfície do solo na sua vizinhança (Galvín e Domínguez, 2009).



a) b)

Figura 2.11 – Comparação entre resultados numéricos (cinzento) e experimentais (preto). Registo temporal da velocidade vertical em pontos da superfície do solo a diferentes distâncias do eixo da via: a) 3,0 m; b) 11,8 m (Galvín e Domínguez, 2009).

A Figura 2.10 mostra a discretização adotada na modelação do problema, enquanto a Figura 2.11 compara os resultados obtidos pelas vias numérica e experimental.

Posteriormente, o autor procedeu a um melhoramento do modelo inicialmente proposto, passando este a permitir ter em conta também a componente dinâmica da solicitação, associada por exemplo às irregularidades da via (Galvín et al., 2010b). Tal como no modelo proposto por Auersch (2005), o veículo é estudado como um sistema multicorpo (Figura 2.12), enquanto a via é modelada com elementos finitos e o maciço é estudado como um meio semi-indefinido homogéneo (Método dos Elementos de Contorno). O acoplamento entre o MEF e o MEC passa nesta fase a ser estabelecido com recurso a um procedimento direto.

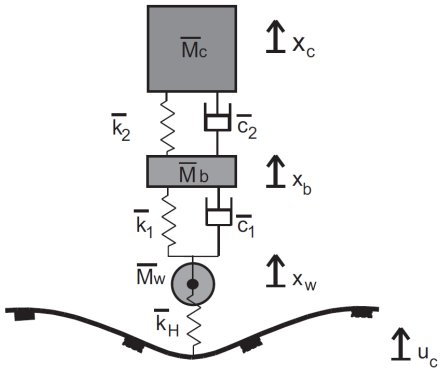


Figura 2.12 – Modelo multicorpo adotado para um eixo do comboio (Galvín et al., 2010b).

O modelo desenvolvido possibilita o estudo de problemas envolvendo a interação dinâmica do sistema veículo-via-maciço, seguindo uma abordagem completamente tridimensional. De entre o vasto leque de trabalhos levados a cabo pelos autores, importa salientar a utilização do modelo no estudo das vibrações induzidas por tráfego ferroviário em vias balastradas, vias não balastradas (Galvín et al., 2010c) e nas zonas de transição entre as mesmas.

Em resposta às já enumeradas limitações resultantes da modelação do problema com recurso a modelos tridimensionais, formulados no domínio do tempo, alguns autores propõem a utilização de modelos que consideram uma invariância ou periodicidade na direção longitudinal da via.

A consideração da via infinita e com geometria invariante ao longo da sua direção longitudinal, permite a aplicação de uma transformada de Fourier da variável na referida direção. A consideração desta hipótese conduziu ao desenvolvimento de um conjunto de

metodologias, formuladas no domínio da frequência e do número de onda, normalmente designadas 2.5D. O desenvolvimento de ferramentas baseadas neste conceito cresceu significativamente ao longo dos últimos anos. Destacam-se as metodologias associadas à utilização do MEF 2.5D, considerando o tratamento das fronteiras artificiais através da introdução de elementos infinitos (Alves Costa et al., 2010; Yang e Hung, 2001) ou então do acoplamento ao MEC (François et al., 2010; Galvín et al., 2010a). A diferença entre os modelos 2.5D e os modelos totalmente tridimensionais está essencialmente associada ao campo de validade dos primeiros, o qual se encontra limitado ao estudo de problemas em que seja razoável assumir a via como infinita e invariante segundo a sua direção longitudinal (Figura 2.13). De referir ainda o facto dos modelos 2.5D, formulados no domínio da frequência e do número de onda, permitirem apenas a realização de análises lineares ou lineares equivalentes. No âmbito do seu campo de aplicação, as metodologias 2.5D revelam-se, no entanto, extremamente eficientes do ponto de vista computacional.

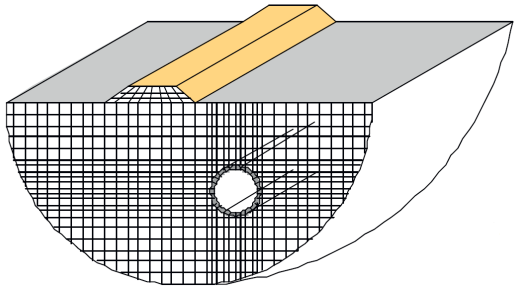


Figura 2.13 – Estrutura infinita e invariante ao longo de uma direção (Alves Costa et al., 2010).

Alguns autores consideram ainda uma periodicidade do sistema em estudo na direção do desenvolvimento longitudinal da via. Estas abordagens baseiam-se na aplicação de transformadas de Floquet às equações gerais do problema, permitindo desta forma o estudo do meio tridimensional através de uma célula de referência. O desenvolvimento e aplicação de metodologias baseadas neste conceito têm sido objeto de estudo de diversos autores, nomeadamente em modelos baseados no acoplamento MEF-MEC. Neste contexto, é possível salientar-se os trabalhos levados a cabo, com sucesso, por Sheng et al. (2005), Chebli et al. (2008) e Gupta et al. (2009). Embora o método conduza a uma redução significativa do esforço (quando comparado com a consideração de um modelo totalmente tridimensional), continua a revelar-se bastante exigente em termos de recursos computacionais, nomeadamente no que à memória e à capacidade de armazenamento diz respeito.

Os diversos modelos apresentados anteriormente focam-se essencialmente na análise das vibrações induzidas na via e na superfície do maciço adjacente. Embora seja possível encontrar na bibliografia alguns trabalhos a este nível (Fiala et al., 2007; François, 2008), a análise da resposta do edifício, através da consideração adequada da interação com o maciço, requer ainda alguns desenvolvimentos.

2.2.3. Avaliação experimental

A avaliação experimental das vibrações induzidas por tráfego ferroviário revela-se extremamente importante, quer para uma melhor compreensão do fenómeno, quer para a validação de ferramentas numéricas de previsão. A realização de campanhas experimentais completas torna-se bastante dispendiosa, o que por vezes dificulta a sua concretização. Na bibliografia é possível encontrar a descrição de alguns casos de estudo, de entre os quais se procurará salientar aqueles cujo contributo se considera mais relevante no âmbito do presente trabalho.

Em 1997, na linha da costa ocidental da rede ferroviária sueca, entre Gotemburgo e Malmö, foram identificados elevados níveis de vibrações aquando da passagem do comboio X2000 com velocidades próximas dos 200 km/h, pouco tempo após a entrada em serviço da linha renovada. O processo de identificação e resolução do problema requereu a realização de diversos testes baseados na medição da resposta da via e do solo adjacente durante a passagem do comboio X2000 circulando com diferentes velocidades (Madshus e Kaynia, 2000). Embora o objetivo inicial desta campanha de medições fosse a compreensão do problema identificado, os resultados obtidos vieram a servir também de base à validação de diversos modelos de previsão desenvolvidos neste âmbito. A situação mais problemática verificou-se em Ledsgärd, conforme foi já apresentado e discutido, tendo o caso sido objeto de estudo intensivo por parte da comunidade científica.

Mais tarde, Degrande e Schillemans (2001) apresentaram os resultados duma campanha desenvolvida perto de Ath, durante os testes de homologação da linha de alta velocidade L1 entre Bruxelas e Paris, em dezembro de 1997. Na sequência das medições efetuadas, os autores divulgaram os registos correspondentes à medição da resposta da via e da superfície do solo adjacente (Figura 2.14) durante a passagem do comboio Thalys

circulando com velocidades compreendidas entre 223 e 314 km/h. Para além do contributo óbvio para a compreensão do fenómeno físico, pretendia-se que os dados obtidos pudessem ser também usados no processo de validação dos modelos numéricos desenvolvidos. Algumas limitações ao nível da caracterização da via e do maciço de fundação impediram, no entanto, que este segundo objetivo fosse plenamente atingido.

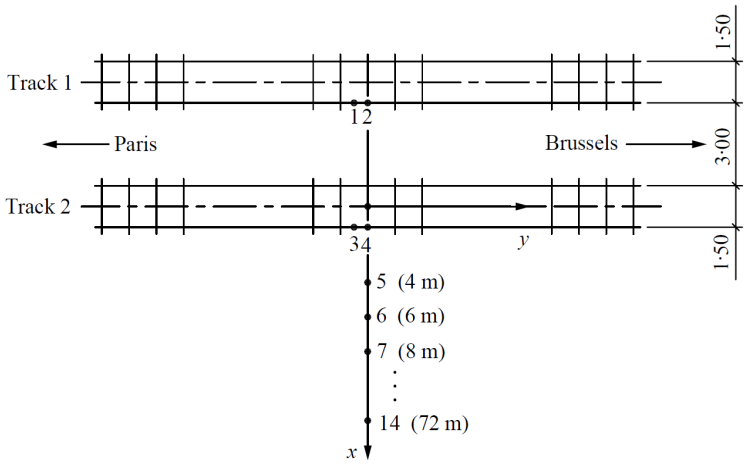


Figura 2.14 – Localização dos pontos de medição em Ath (Degrande e Schillemans, 2001).

De facto, a caracterização mecânica e geométrica da via foi extremamente limitada. Por um lado, não foi realizado nenhum teste de vibração forçada (ensaio de receptância, por exemplo) tendo em vista o estudo das propriedades dinâmicas da via. Por outro, não foi também possível proceder à medição do perfil de irregularidades do carril. Esta terá sido, provavelmente, uma das limitações mais importantes, dada a relevância da componente dinâmica da solicitação para a resposta na vizinhança da via.

No que diz respeito à caracterização das propriedades dinâmicas do maciço, e por limitações de tempo e orçamento, apenas foram realizados ensaios de prospeção geofísica não intrusivos. A estimativa da variação da rigidez dinâmica e do coeficiente de amortecimento material foi, desta forma, realizada apenas com recurso a ensaios de análise espectral de ondas de superfície (SASW).

Algum tempo depois, em 2002, numa tentativa bem-sucedida de melhorar o trabalho desenvolvido na linha L1, foi levada a cabo nova campanha durante os testes de homologação da linha de alta velocidade L2 entre Bruxelas e Colónia. A medição de vibrações foi realizada em dois locais, Lincent e Waremme, durante diversas passagens dos comboios Thalys (com velocidades compreendidas entre 218 km/h e 326 km/h) e InterCities (com velocidades entre 156 km/h e 226 km/h). Em Lincent, procedeu-se à

medição da resposta da via e da superfície do maciço adjacente (Figura 2.15), enquanto em Waremme foram ainda realizadas medições numa moradia localizada a cerca de 50 m da via-férrea (Kogut, 2003). Os resultados desta campanha permitiram a validação do modelo numérico desenvolvido por Lombaert et al. (2006a).

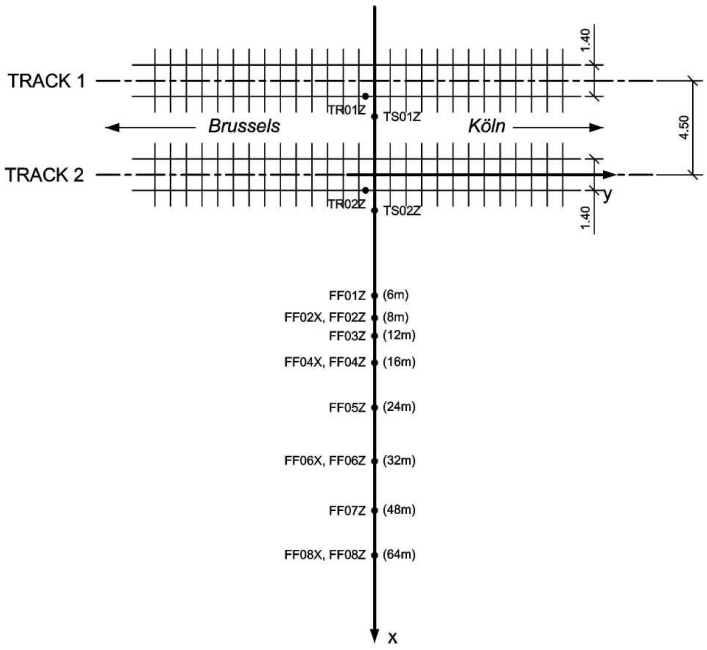


Figura 2.15 – Localização dos pontos de medição em Lincent (Kogut e Degrande, 2002).

A validação baseou-se na comparação dos resultados obtidos pelas vias numérica e experimental, a qual apenas foi possível graças aos avanços conseguidos ao nível da caracterização do sistema via-maciço. A determinação das propriedades dinâmicas do maciço resultou da informação proveniente de ensaios de cone sísmico (SCPT) e ensaios SASW. A realização de ensaios de recetância da via, carregada e não carregada, permitiu uma estimativa das suas propriedades mecânicas.

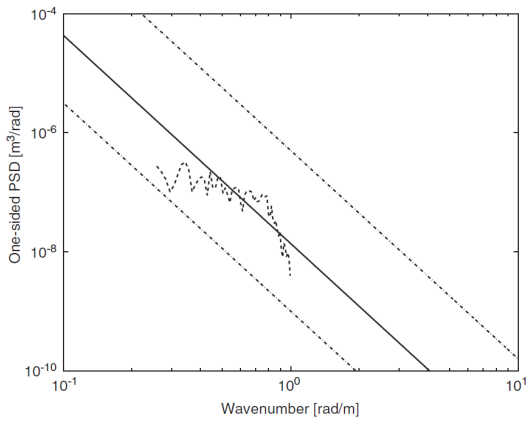


Figura 2.16 – Função de densidade espectral de potência do perfil de irregularidades do carril direito: experimental a traço interrompido e ajustado a traço contínuo (Lombaert et al., 2006a).

Finalmente, e no que diz respeito à caracterização geométrica da via, foi medido o perfil de irregularidades dos carris, embora apenas na gama de comprimentos de onda entre 6 m e 24 m (Figura 2.16).

Entretanto, Auersch (2005) divulga também resultados de medições realizadas na Alemanha durante a passagem do comboio ICE perto de Würzburg na recém-construída linha de alta velocidade. Entre outros aspetos, importa destacar a elevada quantidade de informação obtida. O autor mediu a resposta da via e do solo adjacente durante um grande número de eventos, correspondentes a diferentes configurações e velocidades de circulação (entre 100 e 300 km/h) e em três diferentes condições de via: via à superfície, via em ponte e via em túnel. Esta informação possibilitou uma detalhada discussão tendo em vista toda uma interpretação do fenómeno físico. A medição da resposta do veículo em algumas situações permitiu também uma melhor compreensão da relação entre a excitação induzida e a resposta obtida. Finalmente, o autor propõe um modelo para o estudo do comportamento dinâmico do sistema comboio-via-maciço, o qual é validado com recurso aos resultados obtidos por via experimental.

Para terminar, importa referir o trabalho desenvolvido por Galvín e Domínguez (2009), em Espanha, durante os testes de certificação da linha de alta velocidade entre Córdoba e Málaga. Tal como noutros trabalhos anteriores, um dos principais objetivos da campanha realizada estava relacionado com a validação experimental do modelo numérico previamente desenvolvido por Galvín e Domínguez (2007). Ainda assim, nesta fase, justificam-se alguns comentários relativos a essa mesma comparação. O primeiro deles tem a ver com o facto do referido modelo apenas permitir ter em conta a componente quase-estática da excitação, pelo que não houve a preocupação de proceder à medição das irregularidades geométricas da via. Por outro lado, embora tenha sido medida a resposta na superfície do terreno até aproximadamente 32 m da via, apenas é feita a comparação dos registos obtidos até uma distância de cerca de 11 m. Um dos motivos que pode, eventualmente, justificar a opção tomada é o facto da obtenção de resultados fiáveis a distâncias superiores requerer a consideração dum modelo com desenvolvimento longitudinal superior ao que seria viável na altura. Por outro lado, sabe-se também que a resposta da superfície do maciço a distâncias significativas da via é fortemente condicionada pela componente dinâmica da solicitação, a qual não poderia ser reproduzida pelo modelo numérico.

2.3. NORMAS E RECOMENDAÇÕES

2.3.1. Efeito das vibrações sobre os ocupantes dos edifícios

A resposta humana às vibrações depende de diversos fatores. Alguns desses fatores são característicos da própria vibração e passíveis de uma caracterização objetiva, tais como a amplitude, duração e conteúdo em frequência da vibração. Por outro lado, existem fatores subjetivos (essencialmente de natureza pessoal, social ou económica), os quais conduzem a uma perceção das vibrações variável de pessoa para pessoa. Como tal, a melhor abordagem para o problema passa, na opinião do autor, por uma abordagem estatística baseada nas curvas exposição-efeito. Esta abordagem permite avaliar os diferentes graus de incómodo revelados pelos ocupantes de edifícios quando sujeitos a determinados níveis de vibração e quantificar a percentagem de pessoas a enquadrar em cada um dos graus identificados.

Neste contexto, a norma ISO 2631 define procedimentos genéricos para a medição e avaliação de vibrações do corpo humano (ISO 2631-1, 1997) e, de uma forma mais específica, para a avaliação das vibrações que afetem o conforto de pessoas no interior de edifícios (ISO 2631-2, 2003). No entanto, não são apresentados limites que permitam avaliar a admissibilidade dos níveis de vibração. A nível nacional, encontra-se em vigor a NP-ISO 2631-1 (2007), que corresponde à tradução do documento internacional. Finalmente, uma referência para a norma norueguesa NS 8176 (2005) e para a alemã DIN 4150-2 (1999), cujos princípios são em parte semelhantes aos das normas ISO. Os referidos regulamentos apresentam, no entanto, critérios e limites para a aferição da admissibilidade dos níveis de vibração.

2.3.1.1. Norma ISO 2631

A primeira parte desta norma define metodologias genéricas para a medição e avaliação de vibrações do corpo humano, enquanto a segunda parte tem como objeto o estudo específico das vibrações que afetam pessoas no interior de edifícios.

A gama de frequências a considerar encontra-se compreendida no intervalo entre 0,1 Hz e 80 Hz. As frequências entre 0,1 Hz e 0,5 Hz afetam o órgão do equilíbrio, enquanto entre 0,5 Hz e 80 Hz influenciam a saúde e o conforto.

A grandeza utilizada na avaliação da magnitude de vibração deve ser a aceleração. No caso de frequências muito baixas associadas a baixas magnitudes de vibração, podem ser medidas velocidades de vibração, procedendo-se posteriormente à determinação das acelerações por derivação.

O corpo humano reage de forma diferente conforme as frequências de vibração a que se encontra sujeito. Desta forma, as vibrações medidas devem ser objeto de uma ponderação em frequência. Na primeira parte do documento são apresentadas diversas curvas de ponderação, as quais dependem da posição do ocupante (deitado, sentado ou em pé). Na segunda parte, encontra-se definida uma curva combinada de ponderação para acelerações, a qual é independente da posição do ocupante (Figura 2.17).

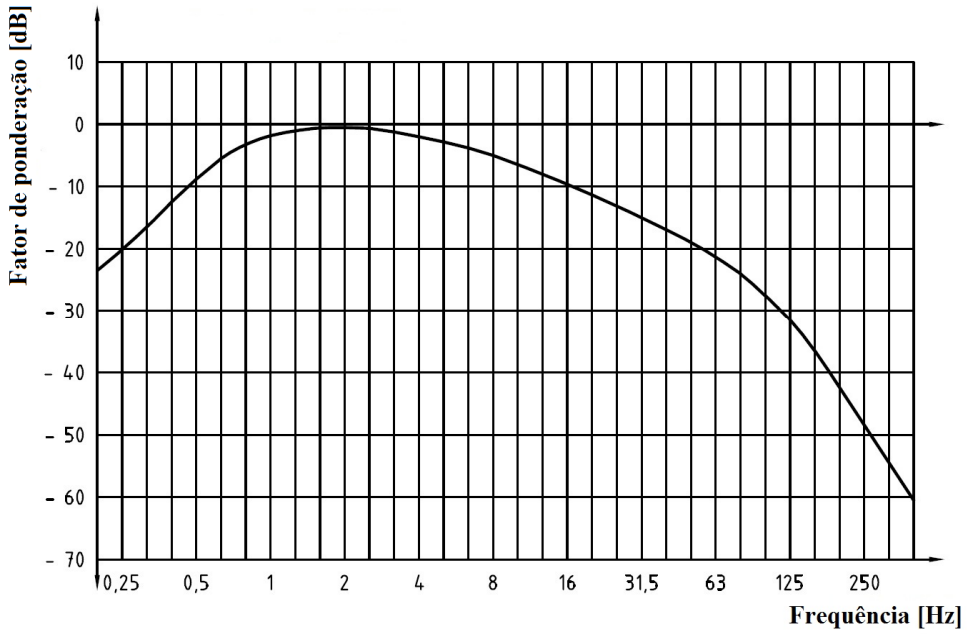


Figura 2.17 – Curva combinada de ponderação para acelerações [adaptado de ISO 2631-2 (2003)].

Após a referida ponderação, a quantificação das vibrações pode ser feita com base no valor eficaz da aceleração, a_w, também frequentemente designado como RMS (*root mean square*):

$$a_w = \left[\frac{1}{T} \int_0^T a_w^2(t)\, dt \right]^{1/2} \qquad [2.4]$$

onde $a_w(t)$ é o registo temporal da aceleração ponderada, T é a duração da medição e t é o tempo (variável de integração).

Segundo esta norma, a necessidade de recorrer à quantificação de parâmetros adicionais depende do valor do fator de crista, o qual é dado pelo módulo do quociente entre o valor de pico do registo da aceleração ponderada e o seu valor eficaz. Para valores do fator de crista iguais ou inferiores a 9, a determinação do valor eficaz é suficiente. Nos casos em que tal não se verifique, torna-se necessária a determinação de parâmetros adicionais, os quais são apresentados de seguida.

A determinação do valor eficaz em contínuo (*running RMS*) permite ter em conta o efeito de choques ocasionais e vibrações transitórias, através da utilização de um tempo de integração bastante curto. O valor eficaz em contínuo da aceleração ponderada, $a_w(t_0)$, é dado por:

$$a_w(t_0) = \left[\frac{1}{\tau} \int_{t_0-\tau}^{t_0} \left[a_w(t) \right]^2 dt \right]^{1/2} \qquad [2.5]$$

em que

$a_w(t)$ é o registo temporal da aceleração ponderada;

t_0 é o tempo de observação (tempo instantâneo);

τ é o tempo de integração (recomenda-se a utilização de um valor igual a 1 segundo);

t é o tempo (variável de integração).

Neste caso, a magnitude de vibração é quantificada com base no valor máximo da vibração transiente, *MTVV* (*maximum transient vibration value*), definido como:

$$MTVV = \max\left[a_w(t_0) \right] \qquad [2.6]$$

Finalmente, surge o valor da dose de vibração de quarta potência, *VDV* (*vibration dose value*), o qual é dado por:

$$VDV = \left[\int_0^T \left[a_w(t) \right]^4 dt \right]^{1/4} \qquad [2.7]$$

onde $a_w(t)$ é a aceleração ponderada em função do tempo e T é a duração do evento.

A principal vantagem associada a este parâmetro reside na maior sensibilidade aos picos existentes, a qual resulta do recurso à quarta potência do registo temporal da aceleração.

A norma refere ainda, com base na experiência, que a consideração dos parâmetros adicionais se revela importante caso os seguintes quocientes sejam ultrapassados:

$$\frac{MTVV}{a_w} = 1.5 \qquad [2.8]$$

$$\frac{VDV}{a_w \, T^{1/4}} = 1.75 \qquad [2.9]$$

Embora não sejam apresentados limites da exposição às vibrações, os métodos propostos foram definidos de forma a serem usados como base para a definição desses mesmos limites. Na realidade, a resposta humana às vibrações depende de um elevado número fatores subjetivos (de natureza social, cultural e económica), pelo que a definição de limites que possam ser generalizados justifica por si só um estudo exaustivo e independente.

2.3.1.2. Norma NS 8176

A norma norueguesa NS 8176 (2005) especifica uma metodologia para a avaliação do efeito no conforto humano das vibrações em edifícios resultantes do tráfego ferroviário, definindo um critério que permite a avaliação da sua admissibilidade.

Uma vez que parte dos procedimentos descritos são semelhantes aos preconizados pela norma ISO 2631, importa referir essencialmente os aspetos que as distinguem. Destaque deverá ser dado a um dos principais contributos deste documento, relativo à definição de critérios para avaliação da admissibilidade dos níveis de vibração. O critério apresentado resulta de uma abordagem estatística baseada em curvas exposição-efeito, conforme explicado nesta secção.

De acordo com a NS 8176 (2005), a gama de frequências com interesse é um pouco mais alargada, estando definida no intervalo entre os 0,5 Hz e os 160 Hz. Por outro lado, a norma norueguesa contempla a possibilidade de proceder à caracterização das vibrações quer através de acelerações quer de velocidades. A quantificação da vibração nos edifícios é feita com base numa variável estatística definida como $v_{w,95}$ ou $a_{w,95}$

conforme seja relativa a velocidades ou acelerações, respetivamente. A forma como estas grandezas são determinadas será brevemente descrita de seguida, tomando como exemplo um registo de velocidades.

A partir dos registos temporais obtidos durante a passagem de um dado comboio é possível a determinação dos espetros de frequência em bandas de terço de oitava, cujos valores são posteriormente multiplicados pelos fatores de pesagem correspondentes. À semelhança do que acontece na segunda parte da norma ISO 2631, a ponderação é feita através de curvas de ponderação combinadas e independentes da posição do ocupante. A Figura 2.18 ilustra as referidas curvas de ponderação em frequência para velocidades e acelerações.

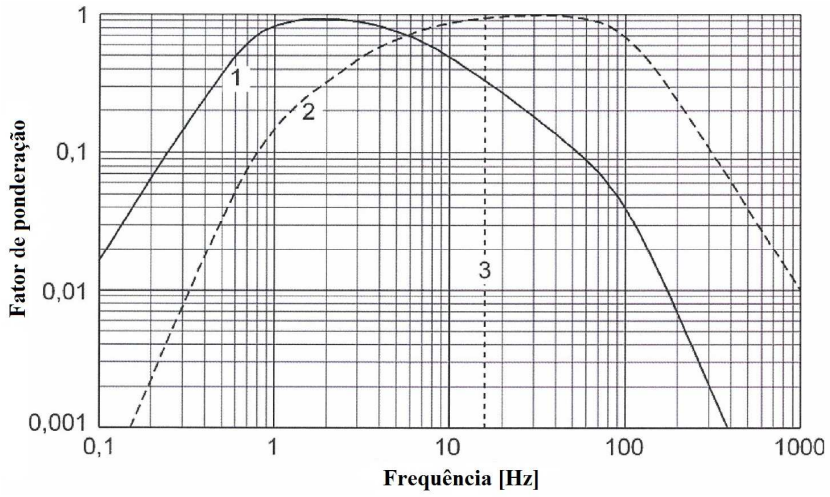


Figura 2.18 – Curvas combinadas de ponderação em frequência para velocidades (--) ou acelerações (─) de vibração [adaptado de NS 8176 (2005)].

Para uma dada passagem *j*, o valor eficaz em contínuo da velocidade de propagação ponderada é referido como $v_{w,j}$, sendo o seu valor máximo designado por $v_{w,max,j}$. O estudo deve ser feito com base em, pelo menos, 15 passagens individuais de comboios sendo que, no mínimo, 30% das passagens medidas devem corresponder ao tipo de comboio que conduz aos níveis de vibração mais elevados. A restante distribuição das passagens registadas deve ser representativa do tráfego ferroviário no local em estudo.

A média dos valores máximos das velocidades ponderadas, $\overline{v_{w,\max}}$, é dada por:

$$\overline{v_{w,\max}} = \frac{\sum_{j=1}^{N} v_{w,\max,j}}{N} \qquad [2.10]$$

onde

$v_{w,max,j}$ representa o valor máximo da velocidade ponderada para a passagem *j*;

N é o número de passagens consideradas.

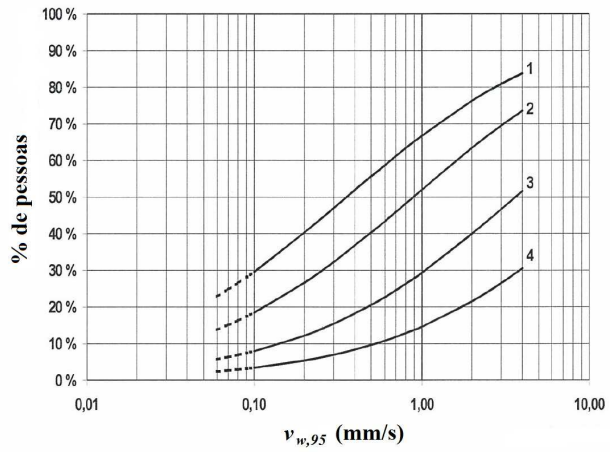
O desvio padrão da média dos valores máximos das velocidades ponderadas é dado por:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{N-1}\sum_{j=1}^{N}\left(v_{w,\max,j} - \overline{v_{w,\max}}\right)^2} \qquad [2.11]$$

Assumindo uma distribuição log-normal, o valor estatístico correspondente ao quantilho de 95%, $v_{w,95}$, é dado por:

$$v_{w,95} = \overline{v_{w,\max}} + 1{,}8\,\sigma \qquad [2.12]$$

O critério usado na avaliação da admissibilidade dos níveis de vibração resulta de um estudo baseado na reação humana às vibrações nos edifícios que ocupam. Por diversas vezes, procedeu-se à medição dos níveis de vibração em edifícios próximos de vias férreas durante a passagem de um elevado número de comboios. Os registos obtidos permitiram a posterior determinação dos valores $v_{w,95}$ correspondentes. Em paralelo, os ocupantes desses mesmos edifícios foram questionados acerca da sua perceção das vibrações e do nível de desconforto sentido. A combinação de toda a informação disponível permitiu a definição de curvas exposição-efeito, como a que é apresentada na Figura 2.19.



1- perceção da vibração
2- elevado, moderado e ligeiro incómodo provocado pela vibração
3- elevado e moderado incómodo provocado pela vibração
4- elevado incómodo provocado pela vibração

Figura 2.19 – Curvas exposição-efeito relativas ao grau de incómodo associado a vibrações em edifícios [adaptado de NS 8176 (2005)].

A análise das curvas de exposição-efeito permitiu a definição de limites para os valores de $v_{w,95}$ e $a_{w,95}$, conforme apresentado no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Limites para $v_{w,95}$ e $a_{w,95}$ em função da classe de vibração [adaptado de NS 8176 (2005)].

Classe	$v_{w,95}$ [mm/s]	$a_{w,95}$ [mm/s^2]
A	0,10	3,6
B	0,15	5,4
C	0,30	11
D	0,60	21

Estes limites encontram-se estabelecidos assumindo uma classificação dos edifícios em quatro categorias, em função das suas exigências em termos de vibrações:

a) classe A - corresponde a muito boas condições, em que as pessoas apenas excecionalmente têm perceção das vibrações;

b) classe B - corresponde a condições relativamente boas, embora as pessoas possam ser incomodadas pelas vibrações;

c) classe C - corresponde aos limites recomendados para vibrações em novos edifícios residenciais próximos de linhas ferroviárias planeadas ou já existentes;

d) classe D - corresponde a condições mínimas que devem ser garantidas em edifícios residenciais já existentes.

A comparação do valor $v_{w,95}$ ou $a_{w,95}$ com o limite correspondente permite verificar se os níveis de vibração em causa são admissíveis ou não.

Como foi já referido, a resposta humana às vibrações depende de diversos fatores subjetivos (de natureza social, cultural e económica), pelo que a aplicação dos limites apresentados em diferentes contextos deve ser feita sempre com as devidas reservas.

2.3.1.3. Norma DIN 4150-2

A utilização corrente da norma DIN 4150-2 (1999) em diversos países europeus motiva a sua apresentação nesta secção. A norma referida especifica uma metodologia para a avaliação da exposição humana a vibrações no interior de edifícios, nomeadamente as originadas por tráfego ferroviário.

Conforme será possível verificar ao longo desta exposição, os princípios básicos da avaliação estão de acordo com os referidos na ISO 2631-2 (2003). Assim, a gama de frequências a considerar encontra-se compreendida entre os 1 Hz e os 80 Hz. Da mesma forma, a ponderação em frequência dos registos medidos é feita com recurso às curvas anteriormente apresentadas. A grandeza caracterizadora das vibrações a utilizar na avaliação deve ser, no entanto, a velocidade.

A avaliação consiste na determinação de dois parâmetros, KB_{Fmax} e KB_{FTr}, os quais são posteriormente comparados com os limites definidos pela norma.

De uma forma resumida, KB_{Fmax} corresponde ao máximo do registo correspondente ao valor eficaz em contínuo do registo temporal filtrado e ponderado, $KB_F(t)$:

$$KB_{F\max} = \max\left(KB_F(t)\right) \qquad [2.13]$$

Para o cálculo de $KB_F(t)$, a norma recomenda a consideração de um tempo de integração τ = 0,125 segundos.

Por outro lado, o cálculo de KB_{FTr} baseia-se na separação dos registos em períodos com duração de 30 segundos e no seu agrupamento em classes. Entende-se por classe um conjunto de eventos em que as vibrações geradas podem ser consideradas semelhantes, sendo a definição feita, por exemplo, com base no tipo de comboio e na velocidade de circulação. Uma vez que o tráfego ferroviário se traduz em períodos curtos de vibrações interrompidos por longos períodos sem vibrações, o início de cada período de 30 segundos corresponde ao início do evento respetivo. De um modo geral, cada evento está associado a um único período, mas em alguns casos (comboios mais longos ou mais lentos) pode corresponder a dois ou, no limite, três períodos.

Com base no raciocínio anteriormente exposto, a determinação de KB_{FTr} pode ser feita com base nas seguintes expressões:

$$KB_{FTm,j} = \sqrt{\frac{1}{M_j}\sum_{i=1}^{M_j} KB_{FTi,j}^2} \qquad [2.14]$$

$$KB_{FTr} = \sqrt{\frac{1}{N_r}\sum_{i=1}^{L} M_j \, KB_{FTm,j}^2} \qquad [2.15]$$

onde

$KB_{FTm,j}$ é o nível de vibração efetivo;

M_j é o número de períodos durante os quais passam comboios da classe j ao longo do período de avaliação;

$KB_{FTi,j}$ é o valor máximo de $KB_F(t)$ no período i associado a um evento da classe j;

N_r é o número de períodos durante o período de avaliação;

L é o número de classes definidas.

Após a determinação dos dois parâmetros, a verificação dos critérios da norma é feita com recurso ao fluxograma apresentado na Figura 2.20. O procedimento adotado para a avaliação da admissibilidade dos níveis de vibração evidencia a importância da frequência de exposição às vibrações, traduzida pelo número de eventos diários.

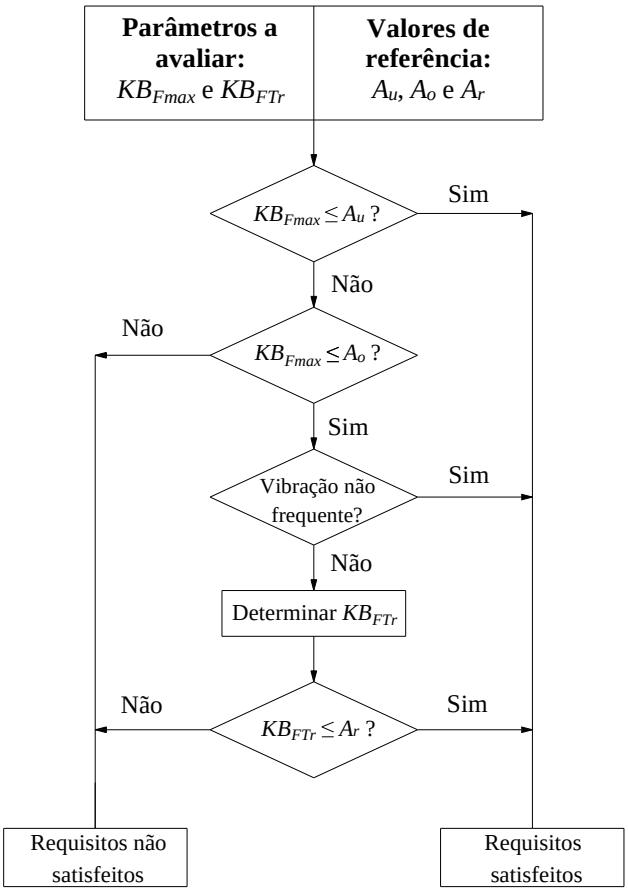


Figura 2.20 – Fluxograma para avaliação da exposição humana a vibrações no interior de edifícios [adaptado de DIN 4150-2 (1999)].

Para cada período de avaliação (dia/noite) a norma define três valores limite: A_u (limite inferior), A_o (limite superior) e A_r (limite para comparação com os valores de KB_{FTr}), em função do tipo e localização do edifício, conforme apresentado no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Limites para avaliação da exposição humana a vibrações em edifícios de habitação e espaços similares [adaptado de DIN 4150-2 (1999)].

Classe	Descrição	Dia			Noite		
		A_u	A_o	A_r	A_u	A_o	A_r
1	Edifícios situados em áreas industriais, habitados pelos proprietários ou por funcionários de serviço.	0,4	6	0,2	0,3	0,6	0,15
2	Edifícios em áreas predominantemente comerciais.	0,3	6	0,15	0,2	0,4	0,1
3	Edifícios localizados em zonas que não sejam predominantemente comerciais nem predominantemente residenciais.	0,2	5	0,1	0,15	0,3	0,07
4	Edifícios em zonas predominantemente ou estritamente residenciais.	0,15	3	0,07	0,1	0,20	0,05
5	Edifícios com necessidades de proteção especiais, como hospitais ou outros complexos de saúde.	0,1	3	0,05	0,1	0,15	0,05

2.3.2. Efeito das vibrações em equipamentos sensíveis

No que diz respeito à avaliação dos efeitos das vibrações no funcionamento de equipamentos sensíveis, o autor não tem conhecimento da existência de qualquer norma ou recomendação a nível nacional. A norma ISO 10811 propõe um método para a medição e classificação do nível de vibrações em edifícios onde funcionem ou possam vir a funcionar equipamentos sensíveis. Dado o seu frequente uso neste contexto, apresenta-se ainda um critério desenvolvido e apresentado por Gordon (1991, 1999). O referido critério baseia-se num conjunto de curvas genéricas definidas para diferentes classes de equipamentos, as quais estabelecem limites para a velocidade de vibração em função da frequência.

2.3.2.1. Norma ISO 10811

A primeira parte da norma (ISO 10811-1, 2000) sugere uma metodologia para medição das vibrações em edifícios onde funcionem equipamentos sensíveis. São consideradas vibrações geradas por diversos tipos de fontes, nomeadamente por tráfego ferroviário.

Este documento representa um primeiro esforço na tentativa de encorajar os fabricantes, e até os utilizadores, deste tipo de equipamentos à recolha de dados que permitam a troca de informação e viabilizem uma utilização intensiva da metodologia proposta.

De acordo com a primeira parte desta norma, a gama de frequências com interesse encontra-se compreendida entre os 2 Hz e os 200 Hz, embora as frequências dominantes sejam normalmente inferiores a 100 Hz. No que diz respeito à amplitude das vibrações, os valores a considerar encontram-se compreendidos entre os 0,001 mm/s e os 10 mm/s. É possível também encontrar algumas recomendações acerca dos sistemas e sensores a usar, assim como procedimentos a adotar na aquisição e tratamento de dados.

A segunda parte da norma (ISO 10811-2, 2000) apresenta um procedimento para a determinação de um espetro de velocidade de pico de resposta equivalente, a partir das medições efetuadas num determinado edifício (Figura 2.21).

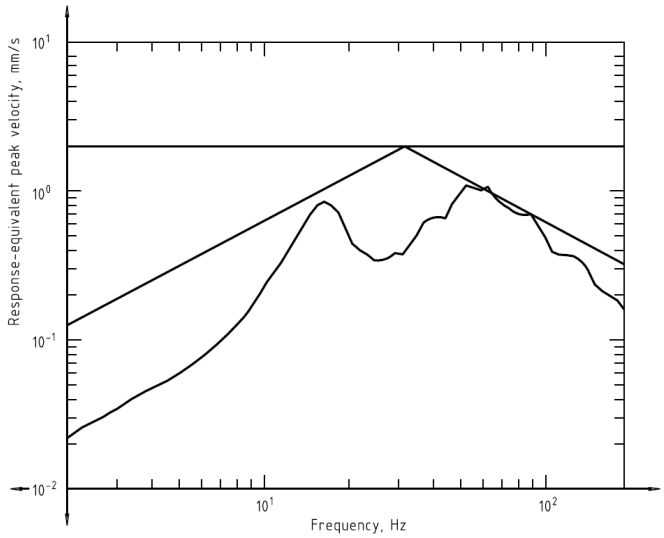


Figura 2.21 – Espetro de velocidade de pico de resposta equivalente e correspondentes curvas de classificação (ISO 10811-2, 2000).

A definição deste espetro permite a classificação do local com base em parâmetros caracterizadores da amplitude e da frequência de vibração. Esta classificação deve servir como referência para os fabricantes de equipamentos entendidos como sensíveis.

No entanto, pelo menos de acordo com a pesquisa efetuada pelo autor, a utilização deste procedimento no âmbito do problema em estudo não é tão frequente quanto seria expectável, ao contrário do que acontece com os limites definidos pelas curvas VC apresentadas de seguida com mais pormenor.

2.3.2.2. Curvas VC

Gordon (1991, 1999) desenvolveu um critério para a avaliação do efeito das vibrações no funcionamento de equipamentos sensíveis, baseado num conjunto de curvas genéricas, normalmente designadas por curvas VC (*vibration criterion*). A Figura 2.22 mostra as referidas curvas, assim como as relativas ao conforto de pessoas em edifícios definidas na antiga versão da norma ISO.

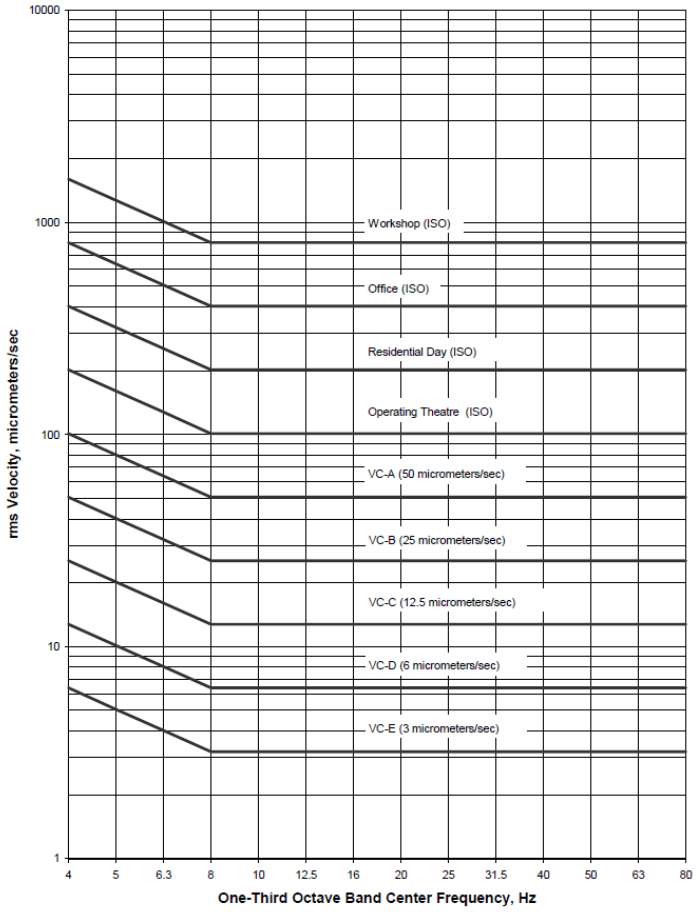


Figura 2.22 – Curvas genéricas VC para equipamentos sensíveis e curvas relativas a conforto de pessoas em edifícios definidas na antiga versão da norma ISO (Gordon, 1999).

De acordo com este critério, a vibração é quantificada com base no valor RMS da velocidade. Dada a variação da resposta dos diferentes componentes dos equipamentos com a frequência de vibração, as curvas encontram-se definidas em função da frequência, sob a forma de um espetro de frequências em bandas de um terço de oitava. As curvas VC permitem níveis de vibração superiores para frequências inferiores a 8 Hz. Segundo o autor, a experiência mostra que este valor se encontra, na generalidade dos casos, abaixo da menor frequência de ressonância.

As curvas são genéricas, uma vez que são aplicadas a um conjunto de cinco classes, cada uma das quais abrangendo uma vasta gama de equipamentos. O Quadro 2.3 apresenta uma definição das diferentes categorias de equipamentos e portanto do campo de aplicação de cada uma das curvas.

Para que um local respeite o critério relativo a uma qualquer classe, o espetro de velocidade, em bandas de um terço de oitava medido (ou previsto) deve encontrar-se abaixo da curva respetiva. As curvas foram pensadas de forma a serem válidas para o equipamento mais sensível de cada classe.

Quadro 2.3 – Classes de equipamentos associadas às curvas VC [adaptado de Gordon (1999)].

Curva	Amplitude RMS [μm/s] (1)	Dimensão de detalhe [μm] (2)	Descrição de uso
VC-A	50	8	Adequado para microscópios óticos até 400X, microbalanças, balanças óticas, alinhadores de projeção, etc.
VC-B	25	3	Apropriado para microscópios óticos até 1000X, equipamentos de inspeção e litografia (incluindo processadores) até 3 μm de largura da linha.
VC-C	12,5	1	Ajustado para a maioria dos equipamentos de inspeção e litografia (incluindo microscópios eletrónicos) até 1 μm de dimensão de detalhe.
VC-D	6	0,3	Apropriado em muitos casos para a generalidade dos equipamentos sensíveis, incluindo microscópios eletrónicos (TEM's e SEM's) e sistemas de feixes de eletrões, trabalhando no limite das suas capacidades.
VC-E	3	0,1	Critério difícil de atingir em muitas situações. Assumido como sendo adequado para a generalidade das exigências dos equipamentos sensíveis, abrangendo sistemas de alvo (comando à distância, laser, etc) e outros sistemas que requerem uma estabilidade dinâmica extraordinária.
(1) Medida em bandas de frequência de terço de oitava, no intervalo entre 8 Hz e 100 Hz. (2) As dimensões de detalhe correspondem à largura da linha no caso de fabrico de sistemas micro eletrónicos e ao tamanho das partículas no caso de investigação médica ou farmacêutica.			

Com o passar dos anos, várias alterações às curvas apresentadas foram sugeridas, nomeadamente no que diz respeito à inclusão de novas categorias de equipamentos e à necessidade de prolongar as curvas correspondentes a algumas categorias até frequências inferiores a 8 Hz. A título exemplificativo, a Figura 2.23 mostra as curvas genéricas propostas por Busch et al. (2005), contemplando as referidas modificações.

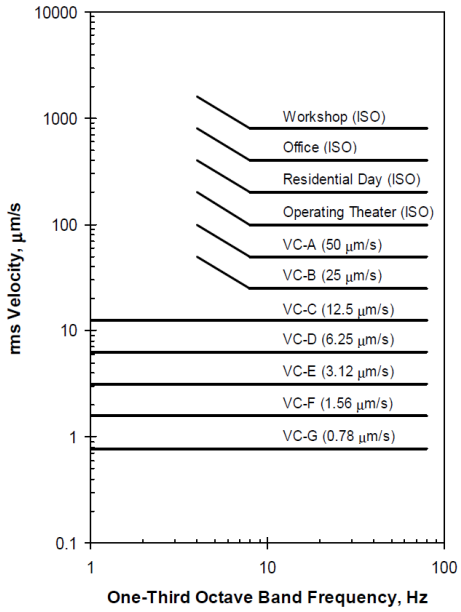


Figura 2.23 – Curvas genéricas VC para equipamentos sensíveis e curvas relativas a conforto de pessoas em edifícios, definidas na antiga versão da norma ISO (Busch et al., 2005).

Desde que foram propostas, as curvas VC têm sido utilizadas frequentemente e têm-se revelado muito úteis, principalmente nas situações em que não abunda informação relativa aos equipamentos em causa.

2.3.3. Impacto das vibrações em edifícios

Conforme foi já referido, os danos em edifícios resultam obrigatoriamente de níveis de vibração bastante elevados ou de um número considerável de ciclos com magnitude elevada. Embora em muitos casos a perceção humana de vibrações elevadas possa gerar algum receio em relação ao seu impacto no edifício, normalmente tal receio não é justificado. De facto, os níveis de vibração capazes de danificar os edifícios são significativamente superiores aos níveis associados à perceção humana, pelo que, caso sejam atingidos, se tornam intoleráveis para os seus ocupantes (ISO14837-1, 2005).

Desta forma, não são de prever danos estruturais em edifícios provocados por vibrações resultantes de tráfego ferroviário. De referir ainda que a avaliação de danos estruturais é, neste contexto, bastante mais complexa do que avaliação dos efeitos nos ocupantes dos edifícios e em equipamentos sensíveis (descritos anteriormente). Na realidade, os limites para a velocidade de vibração apresentados nas normas são, de um modo geral, obtidos empiricamente. Como tal, não resultam de uma tentativa de compreensão do

comportamento dinâmico das estruturas e da sua interação com o maciço. Deste facto resulta ainda que os limites apresentados correspondam a valores da velocidade de vibração para os quais não ocorrem danos. Caso estes sejam ultrapassados, estudos mais pormenorizados são recomendados, pois tal não significa que o edifício sofrerá danos. É ainda fundamental notar que, ao longo do seu período de vida, os edifícios estão sujeitos a uma grande diversidade de ações. Assim, mesmo em situações em que se observem danos nos edifícios (sejam estes estruturais ou não), torna-se complicado aferir qual a sua verdadeira causa ou, pelo menos, afirmar que se devem apenas às vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário (François, 2008).

Apesar do conjunto de limitações referidas, existem algumas normas aplicáveis na avaliação dos efeitos das vibrações em edifícios, algumas das quais são apresentadas de seguida.

2.3.3.1. Norma ISO 4866

A norma ISO 4866 (1990) estabelece os princípios básicos para a medição de vibrações e tratamento dessa informação, tendo em vista a avaliação dos seus efeitos em edifícios. Embora a informação apresentada possa ser utilizada na avaliação da severidade dos níveis de vibração estrutural, não são fornecidas indicações sobre o que são níveis aceitáveis ou não aceitáveis da mesma.

No que diz respeito às características da fonte, a norma indica que devem ser tidos em conta os seguintes aspetos: tipo de excitação (determinística ou aleatória); duração de atuação da excitação (permanente ou transitória); gamas de frequências e amplitudes das vibrações. Relativamente aos edifícios, os aspetos fundamentais a considerar serão o tipo de edifício e de fundações, as frequências naturais e o amortecimento do edifício, as dimensões da base do edifício e o tipo de maciço de fundação.

No caso de vibrações induzidas por tráfego ferroviário, a vibração deve ser quantificada através do registo de velocidades. A medição pode ser feita com recurso a geofones ou acelerómetros, em função do estudo a realizar. A escolha do transdutor a utilizar deve ser feita com a consciência da gama de frequências em que cada um deles é mais eficiente.

2.3.3.2. Norma DIN 4150-3

A norma alemã DIN 4150-3 (1999) sugere uma metodologia para a medição e avaliação do efeito das vibrações em estruturas que tenham sido projetadas apenas para ações estáticas, não tendo sido alvo de estudos especiais considerando ações dinâmicas.

A avaliação é feita com base nos valores máximos da velocidade de vibração registados junto às fundações do edifício e no piso mais alto do mesmo (ou, eventualmente, num outro piso onde se verifiquem níveis superiores de vibração).

Na referida norma são apresentados valores limite para a velocidade de vibração, tendo em vista a avaliação dos efeitos das vibrações:

a) no comportamento da estrutura como um todo;

b) no comportamento dos diferentes pisos da estrutura;

c) nas canalizações embebidas.

É feita a distinção entre dois tipos de vibrações: vibrações de curta duração e vibrações de longa duração. Entende-se por vibrações de curta duração aquelas que não ocorrem com uma regularidade suficiente que possa provocar fadiga estrutural e que não produzem ressonâncias na estrutura em estudo. As vibrações de longa duração são todas as que não se enquadram na definição anterior, como é o caso do tráfego ferroviário.

Os limites indicados na norma foram determinados empiricamente, sendo que a experiência mostrou que, caso sejam respeitados, não ocorrerão danos que coloquem em causa a funcionalidade do edifício. Os valores definidos dependem de fatores como o tipo de estrutura em estudo, as frequências dominantes da vibração e o material utilizado nos tubos (no caso da análise dos efeitos nas canalizações).

O facto dos limites serem ultrapassados ligeiramente não deve, segundo a norma, conduzir a danos. No entanto, caso estes sejam ultrapassados significativamente, estudos mais detalhados devem ser realizados. Um procedimento sugerido baseia-se na medição ou determinação das tensões nos diversos componentes do edifício e sua comparação com as tensões admissíveis, definidas na normalização aplicável.

2.3.3.3. Norma NP 2074

A nível nacional, não existe qualquer norma adequada ao contexto apresentado. Justifica-se, no entanto, uma breve referência à norma NP 2074 (1983), a qual fixa um limite para a velocidade de vibração em construções, como resultado de explosões, cravação de estacas ou outras solicitações similares. Segundo a referida norma, deve ser obtido um registo temporal das três componentes da velocidade de vibração: uma componente vertical e duas horizontais, sendo que uma delas é definida pela linha que une o ponto de medição à origem da solicitação (componente radial). O valor máximo que caracteriza a vibração, v_R, é dado pela expressão:

$$v_R = \max \left| \sqrt{v_x^2(t) + v_y^2(t) + v_z^2(t)} \right| \qquad [2.16]$$

em que $v_x(t)$, $v_y(t)$ e $v_z(t)$ são os registos temporais das componentes da velocidade de vibração.

O valor máximo v_R não deve exceder o valor limite v_L, sob pena de poder ocorrer fendilhação:

$$v_L = \alpha \beta \gamma 10^{-2} \qquad [2.17]$$

onde

v_L é o valor limite da velocidade de vibração, expresso em [m/s];

α é um coeficiente que tem em conta as características do terreno de fundação;

β é um coeficiente que toma em consideração o tipo de construção;

γ é um coeficiente que faz intervir o número médio diário de solicitações.

2.4. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO

Conforme descrito anteriormente, as vibrações geradas ao nível do sistema comboio-via podem resultar em problemas ao nível do funcionamento do próprio sistema ou propagar-se através do terreno adjacente e afetar estruturas existentes. O impacto de níveis elevados de vibração nas referidas estruturas pode traduzir-se em desconforto dos

ocupantes, mau funcionamento de equipamentos sensíveis ou, em casos extremos, danos (estruturais ou não estruturais) nos edifícios. Desta forma, a previsão de algum destes problemas durante a fase de projeto ou a sua identificação durante a fase de operação torna necessária a definição de medidas com vista à redução ou eliminação dos efeitos das vibrações.

As medidas de mitigação das vibrações geradas pelo tráfego ferroviário podem ser agrupadas nas três categorias seguintes: medidas de mitigação na fonte, medidas de mitigação no trajeto de propagação e medidas de mitigação nos edifícios. De seguida, procede-se à apresentação de algumas dessas medidas e discute-se brevemente o seu campo de aplicação e a sua eficiência, com base nos resultados da sua aplicação em casos anteriores ou em simulações numéricas do problema.

2.4.1. Medidas de mitigação na fonte

2.4.1.1. Manutenção da via e do comboio

A degradação das superfícies do carril e das rodas do comboio conduz a um aumento dos níveis de vibração gerados, pelo que a adoção de procedimentos de manutenção da via e do comboio é importante, de forma a evitar que esse aumento seja progressivo ao longo do período de funcionamento da linha.

Desta forma, torna-se vantajoso proceder à esmerilagem do carril, de forma a eliminar ou atenuar as irregularidades que vão surgindo ao longo do seu período de funcionamento. É igualmente importante a calibração das rodas do comboio, procurando regularizar o seu contorno circular, suavizar a superfície e eliminar zonas com lisos.

Segundo Bahrekazemi (2004), os procedimentos enumerados são eficazes para gamas de frequências mais elevadas, superiores a 100 Hz.

2.4.1.2. Reforço do solo de fundação

O aumento da velocidade de circulação dos comboios tem levado a que esta se aproxime da velocidade crítica do sistema via-maciço, nas situações em que o traçado da via atravessa zonas de maciços com fracas propriedades mecânicas. Deste cenário

resulta uma amplificação significativa da resposta dinâmica da via e do comboio, a qual poderá colocar em causa o funcionamento do sistema. Este problema está associado a baixas frequências (normalmente inferiores a 20 Hz) e depende essencialmente da relação entre a velocidade de circulação do comboio e a velocidade crítica do sistema via-maciço. A resolução do problema pode passar pela redução da velocidade de circulação ou pela limitação do peso do comboio. No entanto, estas possibilidades não são normalmente desejáveis, pelo que a solução mais adequada passa pelo reforço do solo de fundação da via, o qual permite um aumento da velocidade crítica do sistema. Nalguns casos, pode ser interessante a definição de uma solução que permita resolver simultaneamente os problemas estáticos associados aos assentamentos por consolidação e os problemas dinâmicos resultantes dos fenómenos de velocidades críticas.

Conforme foi já referido, Ledsgärd é provavelmente o caso mais conhecido quando são discutidos os problemas existentes em linhas ferroviárias fundadas em solos muito moles (Holm et al., 2002). Neste caso, a resolução do problema passou em grande parte pelo reforço da fundação com estacas de cimento e cal (Figura 2.24), realizadas com recurso ao método DMM (*deep mixing method*).

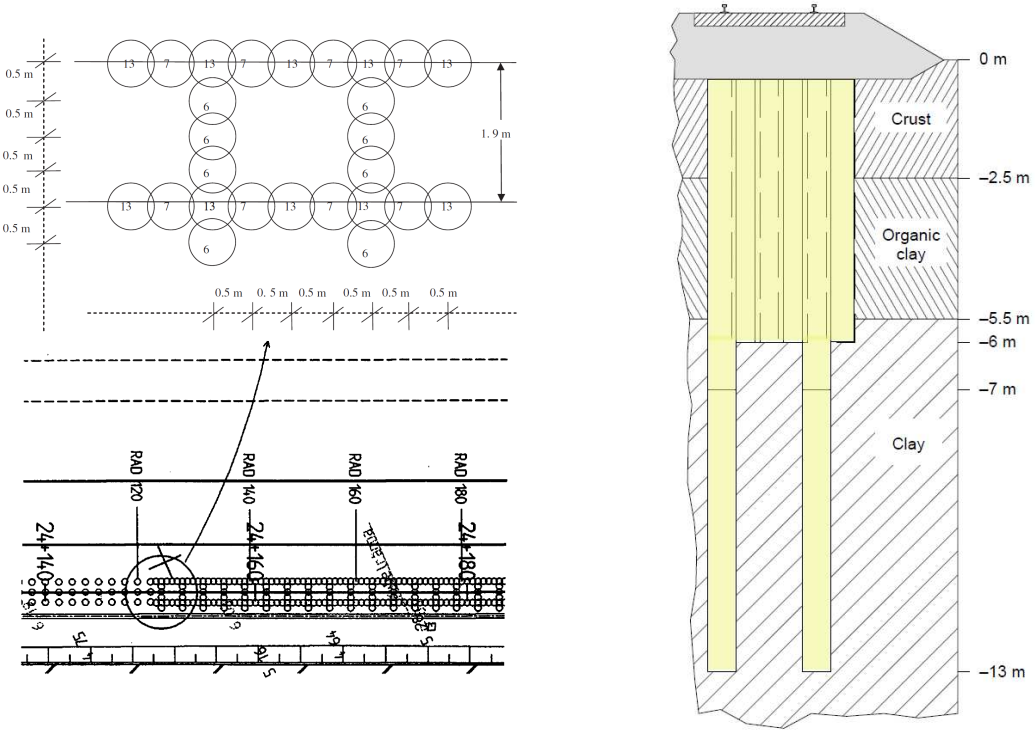


Figura 2.24 – Esquema de colocação de estacas de cal-cimento para o reforço do solo de fundação da via ferroviária em Ledsgärd, Suécia [adaptado de Holm et al. (2002) e Peplow e Kaynia (2007)].

A realização de medições permitiu verificar a eficiência da medida adotada, a qual pode ser observada na Figura 2.25 através da comparação entre o deslocamento da via durante a passagem do comboio X2000, antes e depois do reforço do solo de fundação.

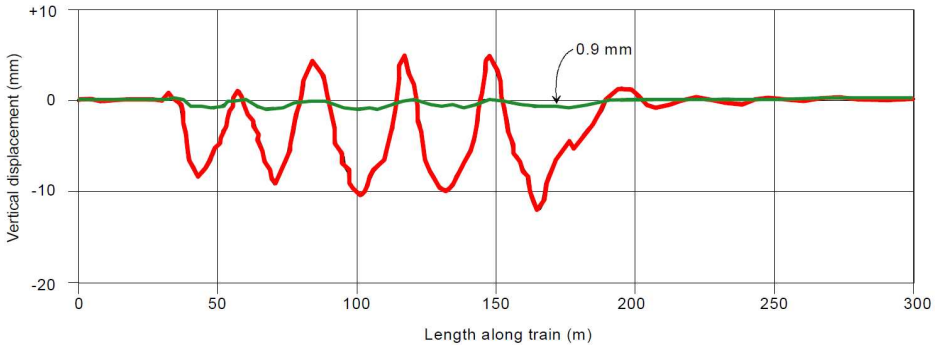
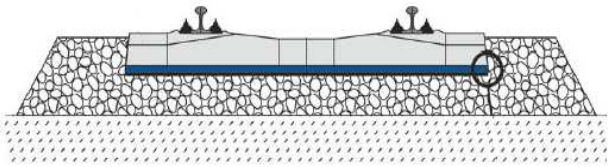


Figura 2.25 – Deslocamento vertical da via durante a passagem do comboio X2000 circulando a 200 km/h, antes (vermelho) e depois (verde) do reforço (Madshus, 2007).

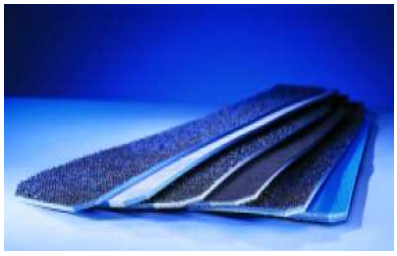
2.4.1.3. Introdução de elementos resilientes na via

A redução dos níveis de vibração pode também ser conseguida através da colocação de elementos resilientes na via. Estes elementos podem ser introduzidos em diversos níveis da via, sendo estas as situações mais frequentes: i) palmilhas sob as travessas, vulgarmente conhecidas por USP - *Under Sleeper Pads*; ii) mantas de balastro; iii) lajes flutuantes, no caso de vias em laje.

A colocação de USP, como mostra a Figura 2.26, pode permitir a redução das vibrações transmitidas ao maciço de fundação.



a)



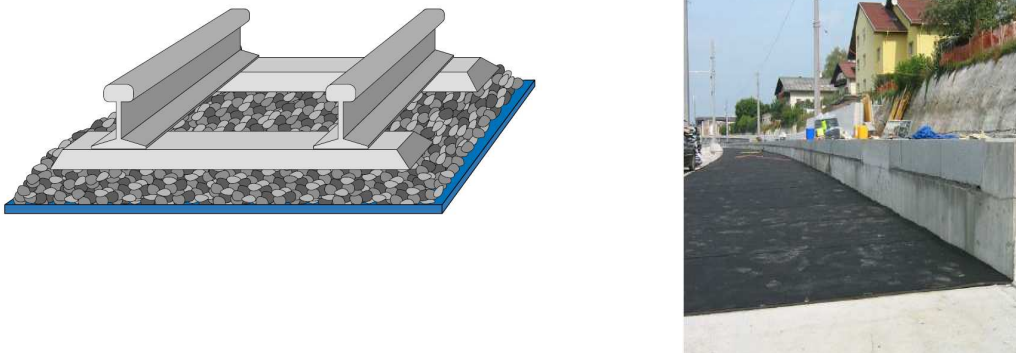
b)



c)

Figura 2.26 – Palmilhas sob as travessas: a) esquema; b) palmilhas; c) instalação (Unterberger, 2006).

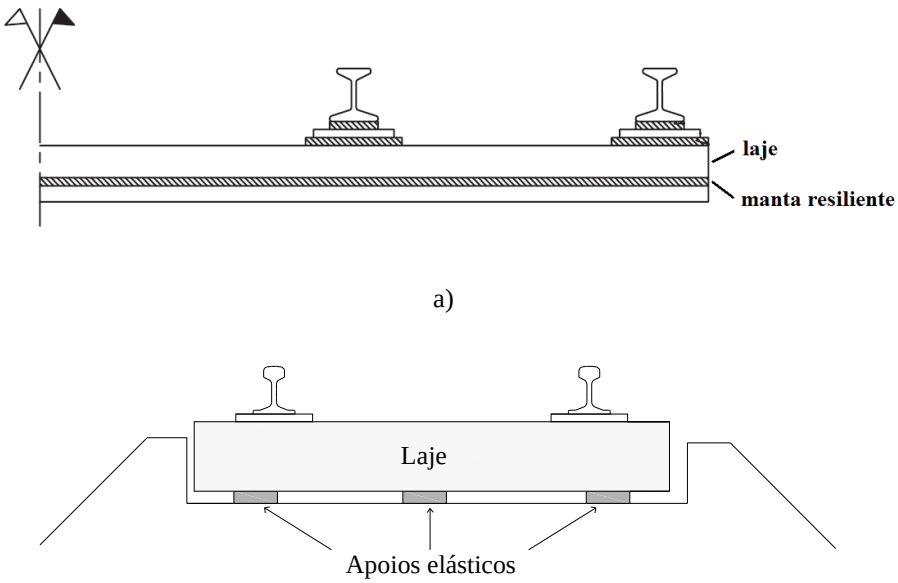
As mantas de balastro são elementos elastómeros colocados imediatamente por baixo da camada de balastro, conforme ilustrado na Figura 2.27.



a) b)

Figura 2.27 – Mantas de balastro: a) esquema; b) aplicação (Unterberger, 2006).

No caso das vias em laje recorre-se, com alguma frequência, ao apoio da laje de betão em elementos com propriedades resilientes, dando origem às normalmente chamadas lajes flutuantes. Estes elementos são normalmente aplicados sob a forma de uma manta, a qual pode ser distribuída de forma contínua ou discreta (ver Figura 2.28). A Figura 2.29 ilustra a instalação de uma laje flutuante.



a)

b)

Figura 2.28 – Esquema de funcionamento em laje flutuante: a) elastómero sob a forma de manta contínua [adaptado de Lombaert et al. (2006b)]; b) elastómero sob a forma de faixas discretas [adaptado de Mateus da Silva (2005)].



Figura 2.29 – Instalação de uma laje flutuante (Hussein, 2004).

De uma forma simplificada, a introdução de elementos resilientes na via pode ser estudada assumindo um sistema massa-mola de um grau de liberdade. De um modo geral, a frequência natural deste sistema, f_n, dependerá essencialmente da rigidez do elemento resiliente (a qual é significativamente inferior à dos restantes elementos) e da massa que se encontra sobre ele. Por outro lado, sabe-se que a amplificação dinâmica da resposta dum sistema como o descrito, V, pode ser definida como:

$$V = \frac{1}{\left|1-\left(\frac{f}{f_n}\right)^2\right|} \qquad [2.18]$$

onde f corresponde à frequência da solicitação.

A Figura 2.30 apresenta esquematicamente o princípio de redução de vibrações através da introdução de elementos elásticos na via, interpretada como um sistema massa-mola de um grau de liberdade.

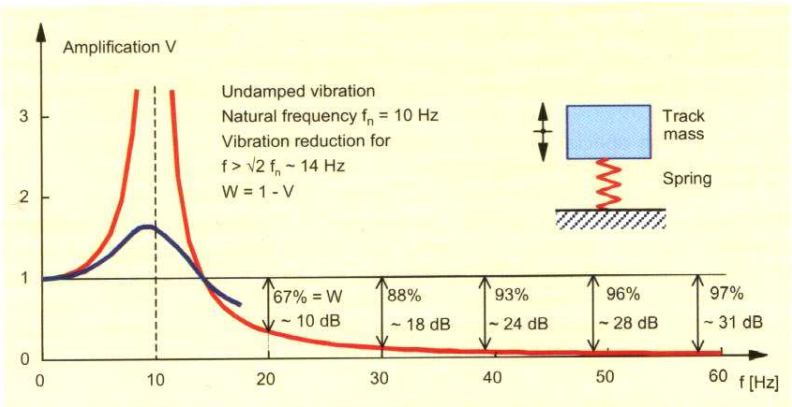


Figura 2.30 – Redução de vibrações através da introdução de elementos elásticos na via (Esveld, 2001).

Como é possível observar, verifica-se uma amplificação das vibrações na gama de frequências próximas da frequência natural do sistema resultante (frequência de ressonância) e uma redução das mesmas para frequências superiores a cerca de $\sqrt{2}$ vezes a referida frequência natural.

A introdução de elementos elásticos tem normalmente como principal objetivo a redução da rigidez da via, por forma a conseguir a eficiência adequada na gama de frequências pretendida. No entanto, a obtenção de sistemas eficazes em gamas de frequências muito baixas pode revelar-se, em muitos casos, extremamente difícil ou conduzir a custos elevados. Por outro lado, é importante garantir sempre uma rigidez mínima da via, a qual permita assegurar níveis de deformação aceitáveis. A solução mais adequada para o problema resulta, portanto, dum compromisso entre a desejada redução dos níveis de vibração transmitidos e a garantia do comportamento pretendido para a própria via (Johansson et al., 2008).

A exposição anterior evidenciou a relação entre a eficiência desta medida e a frequência de ressonância. Desta forma, percebe-se que a introdução de elementos imediatamente por baixo das travessas (USP) conduz a frequências de ressonância mais elevadas, dada a reduzida massa envolvida. Por seu lado, a colocação de mantas sob o balastro permite atingir frequências de ressonância mais baixas (na gama entre 20 Hz e 50 Hz) e, consequentemente, mais interessantes. Este último comentário é também válido para o caso das lajes flutuantes.

Os diversos comentários apresentados anteriormente resultam da análise da via como um sistema massa-mola, o que se mostra bastante aceitável para uma primeira análise do problema. A compreensão do problema de uma forma completa e sustentada requer, no entanto, uma abordagem baseada em modelos mais elaborados quer da via quer da fundação. A título exemplificativo, e por serem considerados relevantes, apresenta-se de seguida alguns estudos descritos na bibliografia.

Bongini et al. (2011) apresentam um estudo paramétrico do impacto da introdução de USP na redução das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, com base em simulações numéricas. O modelo numérico adotado resulta dum acoplamento entre o MEF e o MEC e baseia-se no conceito 2.5D: a via é modelada com elementos finitos

enquanto o solo é simulado com recurso a elementos de contorno. O comboio é simulado através de um sistema multicorpo: os bogies e as caixas são representados por massas, enquanto as suspensões são representadas por sistemas mola-amortecedor. No estudo realizado, a introdução de USP conduziu a uma redução dos níveis de vibração na superfície do solo (na proximidade da via) na gama de frequências mais elevadas e um aumento dos mesmos na gama de frequências mais baixas. Os autores sugerem, por isso, que a introdução de USP poderá permitir uma redução do ruído secundário em edifícios, conduzindo por outro lado a um aumento do desconforto devido às vibrações no seu interior. A validade destes comentários dependerá, no entanto, das propriedades modais do edifício em causa. Os autores verificaram, ainda, que as propriedades dinâmicas do maciço apresentam um papel relevante no processo: o efeito da introdução de USP aumenta com o aumento da rigidez dinâmica do maciço.

Por seu lado, Lombaert et al. (2006b) estudaram o comportamento das lajes flutuantes no contexto das vibrações induzidas por tráfego ferroviário, com base num modelo numérico tridimensional. Os autores verificaram que, para frequências superiores à frequência de ressonância, a laje de betão funciona de forma desacoplada do solo, sendo reduzida a transferência de vibrações. O estudo efetuado permitiu, também, confirmar a importância das propriedades dinâmicas do solo na redução das vibrações transmitidas ao maciço adjacente.

Recentemente, Alves Costa et al. (2012a) apresentaram os resultados de um estudo numérico desenvolvido tendo em vista a compreensão do comportamento dinâmico de vias balastradas com mantas. O estudo incide não só sobre as vibrações transmitidas ao maciço, mas também sobre o comportamento dinâmico do sistema comboio-via. Os autores analisaram a influência da rigidez da manta e, também, da sua localização. Como seria expectável, concluíram que a eficiência desta medida depende claramente da rigidez da manta de balastro. No entanto, e conforme referido anteriormente, uma exagerada redução da rigidez dos elementos elásticos não é viável, podendo conduzir a deslocamentos muito elevados da via. Por este motivo, e para além do cenário habitual em que a manta se encontra abaixo da camada de balastro, estudaram a possibilidade de colocação da manta sob a camada de subbalastro (Figura 2.31).

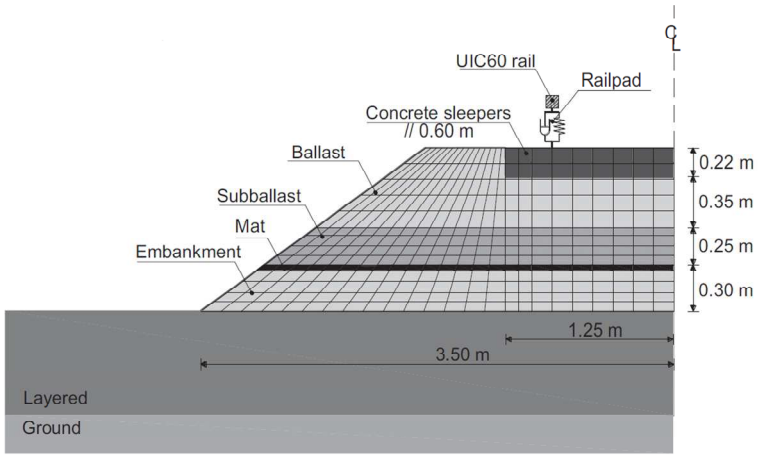


Figura 2.31 – Cenário estudado considerando a colocação de uma manta sob a camada de subbalastro: secção transversal da via (Alves Costa et al., 2012a).

O estudo efetuado permitiu verificar que a colocação da manta abaixo da camada de subbalastro se pode revelar algo vantajosa. Por um lado, esta solução tornou possível uma redução da frequência de corte, contribuindo desta forma para o aumento da sua eficiência como medida de mitigação. Por outro lado, permitiu também a diminuição dos deslocamentos da via, associados a baixas frequências.

Uma outra conclusão relevante do estudo está relacionada com o facto da colocação deste tipo de mantas influenciar não só as vibrações transmitidas ao maciço, mas também o comportamento dinâmico do sistema comboio-via e as correspondentes forças dinâmicas de interação.

2.4.2. Medidas de mitigação no trajeto de propagação

2.4.2.1. Barreiras

A colocação de barreiras entre a fonte de vibrações (ou seja, a via-férrea) e as construções pode permitir uma redução considerável dos níveis de vibração que as atingem. As barreiras/trincheiras funcionam como obstáculos à propagação das ondas junto à superfície (ondas Rayleigh), controlando deste modo a sua propagação. Com a introdução destes obstáculos pretende-se refletir, amortecer e dispersar as ondas incidentes, reduzindo a intensidade das vibrações e a dimensão da área afetada.

Em síntese, o dimensionamento de uma trincheira requer a definição da sua geometria (profundidade e largura), material de preenchimento e posição (relativamente à via e também às estruturas).

Do ponto de vista teórico (Adam e von Estorff, 2005; Ahmad e Al-Hussaini, 1991; Hung et al., 2004), as trincheiras vazias apresentam uma maior eficiência do que as trincheiras preenchidas. No entanto, a opção pelas primeiras conduz a dificuldades em termos práticos, as quais estão associadas quer à sua execução quer à garantir da sua estabilidade. Por seu lado, o comportamento das trincheiras preenchidas depende claramente do material de preenchimento, o qual deve apresentar uma rigidez dinâmica acentuadamente contrastante com a do maciço onde são inseridas.

A profundidade das trincheiras é um dos aspetos com maior influência na sua eficiência, devendo ser da ordem de grandeza do comprimento das ondas de superfície. A mitigação de vibrações com frequências baixas requer, portanto, a construção de trincheiras com profundidades elevadas, o que em muitos casos pode não ser razoável. Deste facto resulta que as trincheiras só sejam eficientes na mitigação de vibrações correspondentes a gamas de frequências moderadas a elevadas. No caso das trincheiras preenchidas, um aumento da largura pode conduzir a uma melhoria da sua eficiência, ainda que a influência deste parâmetro continue a ser bastante inferior à da profundidade (Adam e von Estorff, 2005).

No que diz respeito à sua posição, as trincheiras podem ser utilizadas como medida de isolamento ativo (quando localizadas junto à fonte) ou de isolamento passivo (quando localizadas junto à estrutura recetora). De um modo geral, a utilização de trincheiras junto à via pode revelar-se mais interessante, permitindo reduzir significativamente a área afetada. No entanto, torna-se necessário algum controlo adicional na verificação do efeito das ondas refletidas no comportamento da mesma.

With et al. (2009) descreve a utilização com sucesso, em Kähog (Suécia), de barreiras constituídas por alinhamentos de estacas de cal e cimento. Na situação descrita procedeu-se à instalação de uma barreira entre a via ferroviária e os edifícios afetados pelas vibrações, conforme esquematizado na Figura 2.32.

Os alinhamentos de estacas foram colocados paralelamente à via, ao longo da extensão correspondente aos edifícios a proteger. Adotou-se para as estacas um comprimento de 12 m, prevendo que os benefícios resultantes da utilização de estacas até uma maior profundidade não justificariam os custos associados. A título de comentário, refira-se

ainda a colocação de um aterro no topo das estacas (o qual pode ser observado na Figura 2.32), apenas com o objetivo de servir da barreira à propagação de ruído gerado pelo tráfego.

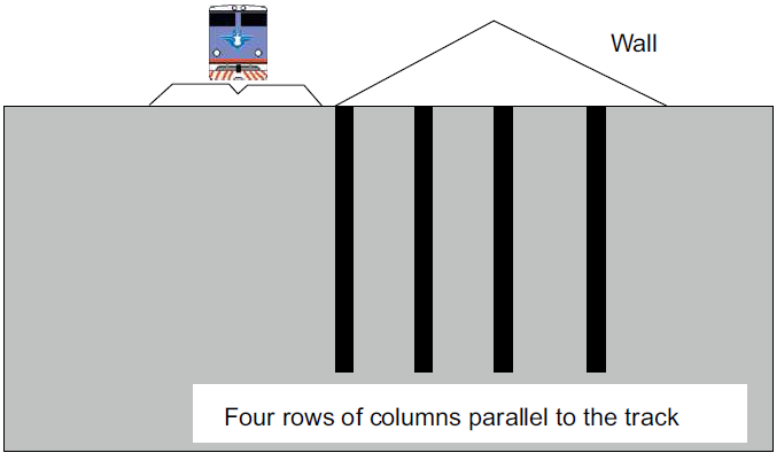


Figura 2.32 – Esquema da colocação de barreiras constituídas por estacas de cal e cimento para redução das vibrações junto à linha ferroviária em Kähog, na Suécia (With et al., 2009).

A medição dos níveis de vibração antes e depois da colocação das estacas foi acompanhada por uma simulação numérica do problema. De um modo global, os resultados obtidos foram positivos. Verificou-se, no entanto, que a atenuação das vibrações é mais evidente na proximidade da barreira e que, para determinadas distâncias, a eficiência desta medida necessita de ser reavaliada. Observou-se, ainda, que a redução é mais significativa na gama de frequências acima dos 6 Hz (correspondendo a comprimentos de onda inferiores a 12 m), o que confirma a importância da relação entre a profundidade das estacas e o comprimento das ondas na eficiência desta solução.

Conforme referido anteriormente, apesar da sua maior eficiência na mitigação das vibrações, as trincheiras vazias apresentam algumas limitações em termos de execução e viabilidade. Como tal, têm sido efetuados esforços no sentido de identificar materiais de preenchimento que conduzam a um comportamento semelhante ao das trincheiras vazias. Uma das soluções, desenvolvida na Suécia, passa pelo preenchimento com painéis semelhantes a colchões preenchidos com um material gasoso, designados *gas cushion slots* (Figura 2.33). Desde o seu aparecimento, o método foi sofrendo otimizações sucessivas e a sua utilização no âmbito da mitigação das vibrações induzidas por tráfego ferroviário tem sido bem sucedida (Massarsch, 2005).



Figura 2.33 – Utilização de trincheiras preenchidas com *gas cushion slots* para mitigação de vibrações (Massarsch, 2005).

Para concluir, importa referir estudos recentes no sentido da utilização de materiais à base de espuma, como poliestireno expandido (Itoh et al., 2005; Murillo et al., 2009). No entanto, estas soluções não foram ainda, pelo menos no conhecimento do autor, objeto de aplicação prática.

2.4.2.2. Blocos de controlo de vibrações

A utilização de blocos de controlo de vibrações, normalmente designados por WIB (*Wave Impeding Blocks*), baseia-se no estudo do comportamento dinâmico de um estrato de solo apoiado num meio rígido.

O comportamento dinâmico de um estrato de solo apoiado num meio rígido depende das suas propriedades elásticas e da profundidade a que se encontra o firme. A menor frequência natural de um estrato homogéneo nas referidas condições, f_n, usualmente designada por frequência de corte, é dada por:

$$f_n = \frac{C}{4H} \qquad [2.19]$$

em que H representa a altura do estrato e C a velocidade de propagação das ondas de compressão ou de corte, conforme o estudo em causa.

Desta forma, verifica-se que o estrato em causa não transmite vibrações com frequências inferiores a f_n. A utilização destes blocos teve origem na tentativa de aumentar artificialmente a referida frequência de corte, através da redução da altura do estrato (Takemiya, 2001). Desta forma, o procedimento passa pela introdução de barreiras rígidas artificiais no estrato, a uma dada profundidade.

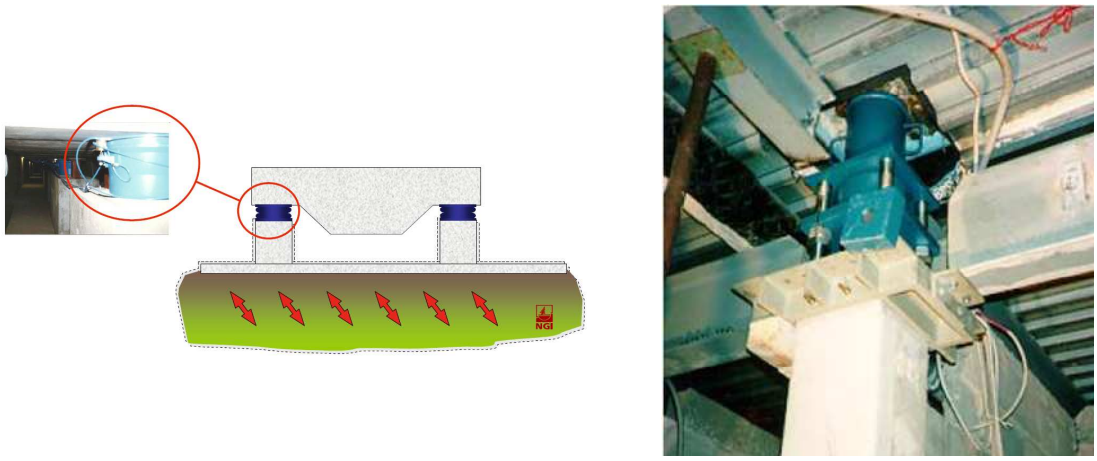
Da exposição anterior, é possível concluir que esta medida apenas permite reduzir a transmissão de vibrações com elevados comprimentos de onda (baixas frequências), não sendo adequada para a mitigação de vibrações com elevadas frequências.

A colocação de WIB conduz a uma redução das vibrações transmitidas, sendo a sua eficiência limitada pelo facto dos próprios blocos apresentarem alguma vibração. Ainda assim, é possível conseguir um incremento da referida eficiência através do aumento da rigidez dos blocos utilizados (Hung e Yang, 2001). No entanto, a presença de WIB pode, em alguns casos, conduzir a um incremento das vibrações (Hung et al., 2004).

O uso de blocos retangulares requer a realização de escavações bastante significativas, de forma a permitir a sua colocação. Takemiya (2003) sugere a utilização de sistemas dispostos em forma de X (X-WIB), os quais permitem uma execução mais simples, através da injeção para o solo de, por exemplo, calda de cimento.

2.4.3. Medidas de mitigação nos edifícios

A atuação a este nível pode ser interessante essencialmente nos casos em que apenas seja afetado um edifício ou um pequeno conjunto de edifícios.



a) b)

Figura 2.34 – Redução dos níveis de vibração num edifício através da introdução de apoios elásticos: a) esquema (Madshus, 2007); b) aplicação (Unterberger, 2006).

A opção por soluções baseadas no isolamento das fundações do edifício através de um sistema de apoios elásticos foi já adotada em algumas situações (Figura 2.34). Nestes casos, procura-se projetar um sistema cuja frequência natural seja significativamente inferior à menor frequência de vibração a mitigar (Bahrekazemi, 2004).

De referir ainda as situações em que os elevados níveis de vibração são problemáticos em zonas específicas do edifício, colocando em causa o bom funcionamento de apenas alguns equipamentos. Nestes cenários, a solução pode passar pelo isolamento apenas dessas zonas ou, no limite, das regiões de apoio dos equipamentos relativamente ao restante edifício (Bahrekazemi, 2004; Fiala et al., 2007; Hanson et al., 2005).

Bahrekazemi (2004) apresenta o isolamento de um auditório através da introdução de apoios elásticos (Figura 2.35a). A frequência natural do sistema (na direção vertical) é referida como sendo igual a 4 Hz. A Figura 2.35b apresenta o conteúdo em frequência da velocidade de vibração no auditório sobre os apoios, enquanto a Figura 2.35c mostra a mesma grandeza medida na base dos apoios. A comparação dos dois registos permite identificar uma redução significativa das vibrações para frequências superiores a 10 Hz.

É importante salientar, no entanto, a necessidade de proceder com bastante precaução quando se adotam estas soluções. A alteração das condições de apoio do edifício conduz a uma modificação do seu comportamento modal, pelo que uma inadequada previsão da nova frequência pode resultar num aumento dos níveis de vibração. Por outro lado, é fundamental garantir que as modificações implementadas não originam problemas de assentamentos elevados, nem colocam em causa a estabilidade do próprio edifício.

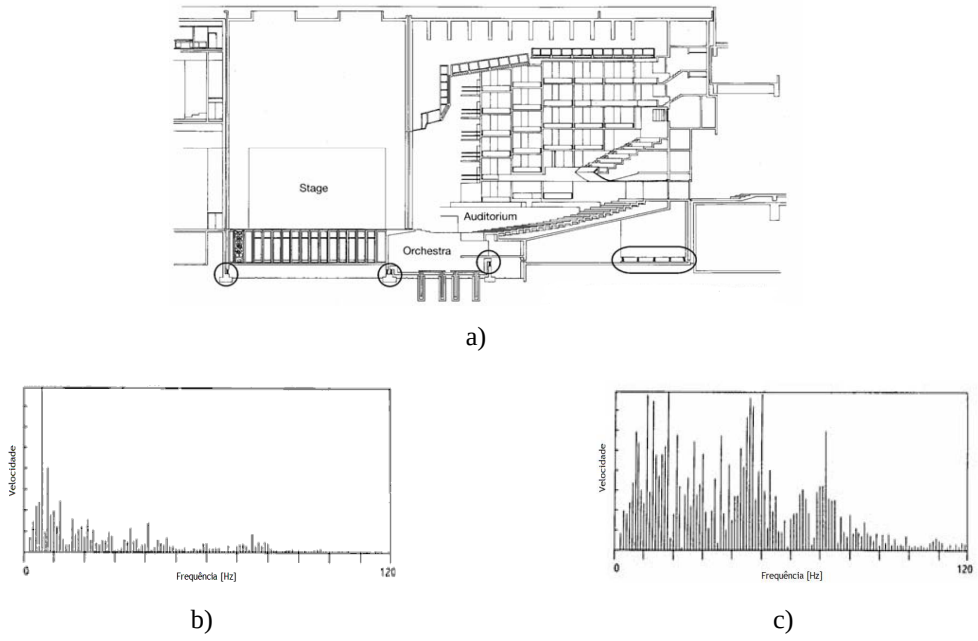


Figura 2.35 – Redução dos níveis de vibração num auditório através da introdução de apoios elásticos: a) esquema do auditório e dos apoios elásticos introduzidos; b) conteúdo em frequência da velocidade de vibração no auditório, sobre os apoios; c) conteúdo em frequência da velocidade de vibração no auditório, na base dos apoios (Bahrekazemi, 2004).

2.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O capítulo que agora termina pode ser considerado um capítulo introdutório, ao longo do qual se procurou contextualizar a temática em estudo. Para além de uma breve descrição da problemática associada às vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, procurou-se também chamar a atenção para aspetos que estão na base do trabalho desenvolvido e ajudam a justificar algumas das opções tomadas. Nesse sentido, surge ainda a necessidade de tecer um pequeno conjunto de considerações, as quais se julga ajudarem a compreender os capítulos subsequentes desta dissertação.

Dada a complexidade da problemática em estudo, justificou-se a necessidade do desenvolvimento de metodologias que possibilitem uma previsão fiável das vibrações no sistema comboio-via-maciço, assim como do seu impacto em construções existentes na vizinhança. Nos últimos anos, a crescente capacidade dos computadores disponíveis contribui claramente para um aumento bastante significativo do recurso a metodologias numéricas. Neste contexto, evidenciou-se a eficiência de modelos baseados no conceito 2.5D, cuja utilização se revela bastante atrativa nos cenários em que seja aceitável assumir a via como invariante na sua direção longitudinal. No entanto, o uso destas ferramentas já não parece tão adequado quando se pretende estudar variações longitudinais da geometria ou das propriedades mecânicas da via. A análise de cenários em que as referidas variações ocorrem motiva o recurso a ferramentas com caráter realmente tridimensional.

Por outro lado, mostrou-se também a importância da avaliação experimental das vibrações induzidas por tráfego ferroviário. Na realidade, este procedimento possibilita não só uma melhor compreensão do fenómeno, mas também a validação experimental de ferramentas numéricas de previsão. No que diz respeito ao primeiro ponto, nota-se ainda a necessidade de informação que permita uma análise da variação dos resultados obtidos com fatores como a secção instrumentada, o tipo de comboio, a velocidade de circulação, entre outros. No que concerne à validação experimental das ferramentas desenvolvidas, importa chamar a atenção para a importância de uma completa caracterização do sistema (comboio, via-férrea e maciço) para uma adequada simulação do fenómeno.

Justifica-se ainda um comentário relativamente à avaliação dos efeitos das vibrações induzidas por tráfego na vizinhança da via. Conforme foi já discutido, não é expectável que os níveis de vibração gerados pelo tráfego causem danos estruturais nas construções existentes na proximidade da via. Estas vibrações podem, no entanto, provocar desconforto nos seus ocupantes ou colocar em causa o funcionamento de equipamentos sensíveis. No que diz respeito ao conforto dos ocupantes, importa uma vez mais salientar o elevado número de fatores com influência na resposta humana às vibrações, o qual está na origem da dificuldade existente na definição de limites que possam ser generalizados e usados a nível internacional. Na opinião do autor, parece necessária a realização de um esforço que permita ultrapassar a referida dificuldade. Relativamente ao funcionamento dos equipamentos sensíveis, a utilização das curvas propostas por Gordon (1991) tem-se mostrado bastante frequente. Neste contexto, o contributo dos fabricantes e utilizadores de equipamentos entendidos como sensíveis revela-se também fundamental para a definição dos níveis de vibração compatíveis com o seu funcionamento. Na presente dissertação, os níveis de vibração previstos não são, por regra, comparados com os limites regulamentares. Na realidade, para que tal fosse totalmente coerente, essa comparação implicaria uma avaliação das vibrações no interior das construções, o que não é efetuado no âmbito deste trabalho. No entanto, e servindo apenas como referência, opta-se em algumas situações pela sobreposição das curvas VC, propostas por Gordon (1991), aos resultados obtidos.

Por fim, foram apresentadas algumas medidas usadas na mitigação das vibrações, as quais podem ser aplicadas na fonte, no trajeto de propagação ou nos próprios edifícios. Na categoria das medidas aplicadas na fonte, destacou-se o reforço do solo de fundação e a introdução de elementos resilientes na via. No trajeto de propagação podem ser colocadas barreiras ou blocos de controlo de vibrações (WIB). A atuação ao nível dos edifícios é mais apropriada nas situações em que apenas um edifício ou um pequeno conjunto de edifícios é afetado e consiste no seu isolamento através sistemas de apoios elásticos. Embora o estudo destas medidas esteja fora dos objetivos deste trabalho, foi feita uma ligeira discussão acerca das vantagens e limitações de cada uma das medidas apresentadas. Importa, no entanto, lembrar que algumas das soluções apresentadas constituem ainda atualmente objeto de estudo por parte de vários investigadores. Perante um caso real, a identificação da solução a adotar a cada caso requer uma análise prévia, a qual pode basear-se na utilização de modelos com caráter analítico, empírico, numérico, experimental ou na combinação de vários.

3. MODELAÇÃO TRIDIMENSIONAL DA INTERAÇÃO DINÂMICA VEÍCULO-ESTRUTURA-MACIÇO

3.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior desta dissertação procurou-se familiarizar o leitor com a temática das vibrações induzidas por tráfego ferroviário. Da descrição apresentada resultou, entre outros aspetos, a identificação de duas importantes problemáticas: a circulação com velocidades próximas das velocidades críticas do sistema via-maciço; as vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário na envolvente da via. Dada a sua complexidade, o estudo destas problemáticas requer a utilização de ferramentas adequadas. Por este motivo, durante a exposição efetuada, apresentaram-se e discutiram-se algumas das principais ferramentas (empíricas, numéricas e experimentais) adotadas no seu estudo. Neste contexto, salientou-se a utilidade dos modelos numéricos com caráter 2.5 D no estudo de problemas envolvendo estruturas invariantes em pelo menos uma direção. De facto, a utilização destas ferramentas revela-se bastante atrativa na análise de situações em que seja aceitável assumir que a via-férrea é invariante na direção longitudinal. No entanto, o seu uso já não se mostra tão adequado ao estudo de cenários em que se observem variações longitudinais quer da geometria quer das propriedades mecânicas da via, como acontece por exemplo nas zonas de transição entre via balastrada e via em laje. O estudo de problemas que se encontrem fora do campo de aplicação destes modelos requer, portanto, o recurso a ferramentas com caráter realmente tridimensional.

A limitação anteriormente referida serviu de motivação para o desenvolvimento de uma ferramenta numérica que permitisse a análise tridimensional de problemas de vibrações induzidas por tráfego ferroviário na via e na sua envolvente, tendo em conta a interação dinâmica do sistema veículo-estrutura-maciço (Figura 3.1). No presente capítulo é

apresentada uma descrição bastante pormenorizada da formulação em que assenta a ferramenta desenvolvida (Correia dos Santos et al., 2010b, 2010c).

De modo a dar início à exposição, e de uma forma muito resumida, importa referir que a ferramenta desenvolvida se baseia na descrição do comportamento do maciço através das suas funções de Green e na simulação da estrutura e do veículo com recurso a elementos finitos (Bode et al., 2002). Na realidade, trata-se de um caso particular de acoplamento MEF/MEC, formulado no domínio do tempo, em que a estrutura modelada com elementos finitos se encontra assente na superfície do maciço.

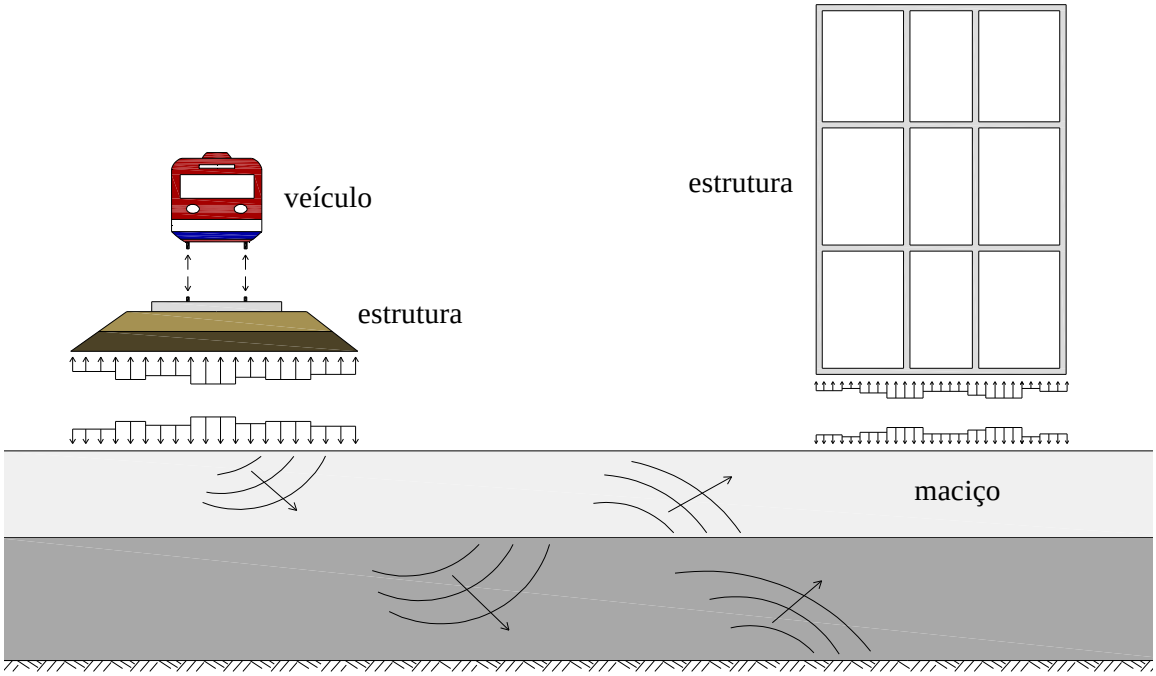


Figura 3.1 – Sistema veículo-estrutura-maciço.

Como se sabe, o MEF é extremamente versátil, revelando-se muito útil na modelação de sistemas com geometrias complexas. No entanto, mostra-se especialmente adequado ao estudo de sistemas confinados e com condições de fronteira bem definidas. Nos problemas envolvendo uma interação estrutura-maciço, e dado o caráter semi-indefinido do maciço, a utilização de elementos finitos implica a truncatura do domínio em estudo. No caso de análises estáticas, o problema pode ser mais facilmente resolúvel, por exemplo através da consideração das fronteiras artificiais a distâncias suficientemente afastadas da zona com interesse para o estudo. O mesmo não acontece no caso de análises dinâmicas, tornando-se essencial o tratamento das fronteiras com recurso a

procedimentos mais elaborados. Esta dificuldade justifica então a opção por uma formulação baseada no acoplamento entre o MEF e o MEC. De facto, enquanto a utilização das funções de Green permite uma correta simulação do comportamento dinâmico do maciço, o recurso aos elementos finitos viabiliza a modelação do veículo e da estrutura com níveis de complexidade adequados a cada caso.

Conforme se procura evidenciar no esquema da Figura 3.1, o termo estrutura utilizado neste contexto representa qualquer sistema imóvel, assente na superfície do maciço. Desta forma, no âmbito da temática estudada na presente dissertação, pode corresponder à via-férrea, mas também a edifícios ou outras quaisquer estruturas existentes na sua vizinhança.

Nesta fase, importa ainda realçar o caráter genérico da ferramenta, a qual permite a análise de problemas diversos de interação dinâmica veículo-estrutura-maciço. Tendo a ferramenta sido desenvolvida com esse intuito, o estudo das vibrações induzidas por tráfego ferroviário surge apenas como uma possível aplicação da mesma.

No procedimento apresentado, o sistema global é subestruturado em três subsistemas: o veículo, a estrutura e o maciço. A interação dinâmica vertical entre veículo e estrutura resulta da imposição do equilíbrio de forças dos dois subsistemas, complementada por uma compatibilização dos respetivos deslocamentos. A existência de irregularidades na superfície de contacto pode facilmente ser tida em conta na definição das equações de compatibilidade. Não é admitida, no entanto, a possibilidade de ocorrer qualquer perda de contacto entre o veículo e a estrutura. De forma algo semelhante, estrutura e maciço são acoplados garantindo o equilíbrio de forças e a compatibilização dos deslocamentos ao nível das superfícies de interação. Das considerações anteriores resulta o estudo do problema com recurso a um sistema de equações determinado, o qual pode ser resolvido de uma forma direta.

Como será possível notar ao longo do presente capítulo, especial ênfase será dado aos procedimentos adotados na reprodução do comportamento dinâmico do maciço e na definição do seu acoplamento com a estrutura. A opção tomada justifica-se pelo facto destes aspetos corresponderem aos principais contributos do trabalho realizado.

Desta forma, o capítulo começa com uma breve descrição da formulação que está na base da ferramenta desenvolvida. Esta descrição consiste, numa primeira fase, na identificação e explicação dos métodos adotados na reprodução do comportamento dos diversos componentes do sistema (veículo, estrutura e maciço) e, numa segunda fase, na definição da interação entre eles. De seguida, é dada especial atenção à apresentação dos procedimentos, analíticos e numéricos, utilizados na determinação das funções de Green do maciço. Por fim, são tecidos alguns comentários considerados relevantes acerca da metodologia apresentada.

3.2. DESCRIÇÃO GERAL DA METODOLOGIA

3.2.1. Introdução

Na metodologia apresentada, o sistema global é subestruturado em três subsistemas: o veículo, a estrutura e o maciço. Enquanto o veículo e a estrutura são modelados com elementos finitos, o comportamento dinâmico do maciço é traduzido com recurso a funções de Green.

A resolução de um problema dinâmico com recurso a métodos de integração direta, no âmbito do MEF, implica uma discretização espacial e temporal. As equações de equilíbrio dinâmico de um sistema traduzem o equilíbrio das diversas forças atuantes e podem, num instante *t*, ser escritas com a seguinte forma (Chopra, 1995):

$$\mathbf{M}\,\ddot{\mathbf{u}}(t)+\mathbf{C}\,\dot{\mathbf{u}}(t)+\mathbf{K}\,\mathbf{u}(t)=\mathbf{p}(t) \qquad [3.1]$$

em que $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$ e $\mathbf{K}$ são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do sistema, $\mathbf{u}$ é o vetor dos deslocamentos e $\mathbf{p}$ é o vetor das forças exteriores. O ponto sobre a variável representa diferenciação em ordem ao tempo, pelo que $\dot{\mathbf{u}}$ e $\ddot{\mathbf{u}}$ são os vetores das velocidades e das acelerações, respetivamente. As dimensões dos vetores e matrizes que surgem na expressão [3.1] resultam, de uma forma natural, da formulação dinâmica do MEF, correspondendo ao número de graus de liberdade do sistema.

A resolução deste sistema de equações pode ser conseguida através de métodos de integração direta ou de sobreposição modal. Por sua vez, a resolução através de métodos de integração direta pode ser conseguida com recurso a algoritmos implícitos ou

explícitos. O método de Newmark (Newmark, 1959), utilizado no presente trabalho, enquadra-se na classe dos primeiros. Nos algoritmos implícitos, a determinação do deslocamento num instante de tempo i requer o conhecimento de informação relativa a esse mesmo instante e também aos instantes anteriores. De acordo com o método de Newmark, é possível expressar da seguinte forma a velocidade e o deslocamento num dado instante i:

$$\dot{\mathbf{u}}^{i} = \dot{\mathbf{u}}^{i-1} + \left[(1-\gamma)\ddot{\mathbf{u}}^{i-1} + \gamma \ddot{\mathbf{u}}^{i} \right] \Delta t \qquad [3.2]$$

$$\mathbf{u}^{i} = \mathbf{u}^{i-1} + \dot{\mathbf{u}}^{i-1}\Delta t + \left[\left(\frac{1}{2} - \beta \right) \ddot{\mathbf{u}}^{i-1} + \beta \ddot{\mathbf{u}}^{i} \right] \Delta t^{2} \qquad [3.3]$$

Nas expressões [3.2] e [3.3], γ e β são os parâmetros de Newmark que permitem controlar a estabilidade e a precisão do método, enquanto Δt representa o intervalo de tempo de integração. Neste contexto justifica-se aliás um pequeno parêntesis para referir uma das principais mais valias deste algoritmo. De facto, mediante uma escolha criteriosa dos referidos parâmetros ($\gamma = 0{,}50$ e $\beta = 0{,}25$), o método de Newmark resulta incondicionalmente estável. Desta forma, apesar da importância do intervalo de tempo adotado na precisão dos resultados obtidos, a estabilidade do processo não depende deste parâmetro.

A resolução do problema dinâmico com recurso ao método de Newmark conduz, para cada instante de tempo *i*, ao seguinte sistema de equações:

$$\bar{\mathbf{K}}\,\mathbf{u}^{i} = \bar{\mathbf{p}}^{i} \qquad [3.4]$$

em que $\bar{\mathbf{K}}$ e $\bar{\mathbf{p}}$ representam, respetivamente, a matriz de rigidez efetiva e o vetor das forças efetivas, os quais são dados por:

$$\bar{\mathbf{K}} = a_0\mathbf{M} + a_1\mathbf{C} + \mathbf{K}$$

$$\bar{\mathbf{p}}^{i} = \mathbf{p}^{i} + \mathbf{M}\left(a_0\mathbf{u}^{i-1} + a_2\dot{\mathbf{u}}^{i-1} + a_3\ddot{\mathbf{u}}^{i-1} \right) + \mathbf{C}\left(a_1\mathbf{u}^{i-1} + a_4\dot{\mathbf{u}}^{i-1} + a_5\ddot{\mathbf{u}}^{i-1} \right)$$

$$a_0 = \frac{1}{\beta \Delta t^{2}} \qquad a_1 = \frac{\gamma}{\beta \Delta t} \qquad a_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} \qquad [3.5]$$

$$a_3 = \frac{1}{2\beta} - 1 \qquad a_4 = \frac{\gamma}{\beta} - 1 \qquad a_5 = \Delta t\left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right)$$

O veículo e a estrutura são modelados com recurso a elementos finitos, podendo o seu equilíbrio dinâmico ser facilmente definido de acordo com a expressão [3.4]. Por seu lado, o comportamento dinâmico do maciço é descrito com base nas suas funções de Green, conforme explicado mais à frente com pormenor. Nessa fase, será também possível compreender como o procedimento adotado no acoplamento com a estrutura permite que o contributo do maciço seja facilmente tido em conta no sistema de equações global que traduz o problema.

3.2.2. Descrição do veículo

A simulação do veículo com recurso a elementos finitos justifica-se pela facilidade com que se torna possível a sua modelação com um nível de complexidade adequado ao problema em estudo.

No âmbito do problema em estudo, e perspetivando já a interação entre o veículo e a estrutura, revela-se vantajosa a divisão dos graus de liberdade do veículo em graus de liberdade com (V,1) e sem (V,2) interação com a estrutura.

De acordo com [3.4], é possível escrever o sistema de equações de equilíbrio dinâmico do veículo de forma expandida, com base na divisão nos sub-blocos correspondentes aos diferentes tipos de graus de liberdade e num desdobramento do vetor solicitação (distinguindo forças de interação doutras forças aplicadas no veículo):

$$\begin{bmatrix} \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},11} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},12} \\ \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},21} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_{\mathrm{V},1}^{i} \\ \mathbf{u}_{\mathrm{V},2}^{i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{V},1}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{V},2}^{i} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{f}_{\mathrm{V}}^{i} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \qquad [3.6]$$

onde $\mathbf{f}_{\mathrm{V}}^{i}$ representa o vetor das forças aplicadas no veículo, no instante de tempo *i*, devidas à interação com a estrutura.

3.2.3. Descrição da estrutura

Tal como acontece com o veículo, a modelação da estrutura é efetuada com recurso a elementos finitos, o que facilita a modelação de geometrias mais complexas.

Antecipando desde já a interação da estrutura quer com o veículo quer com o maciço, justifica-se a divisão em graus de liberdade com interação com o maciço (S,1), sem

interação (S,2) e com interação com o veículo (S,3). Neste contexto, considera-se grau de liberdade de interação com o veículo qualquer grau de liberdade da estrutura que, pelo menos num instante de tempo, interage com o veículo. Não é admitida, no entanto, a possibilidade de existirem graus de liberdade simultaneamente em interação com o maciço e com o veículo.

Deste modo, e de acordo com [3.4], o sistema de equações de equilíbrio dinâmico da estrutura pode ser escrito da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} \bar{\mathbf{K}}_{S,11} & \bar{\mathbf{K}}_{S,12} & \bar{\mathbf{K}}_{S,13} \\ \bar{\mathbf{K}}_{S,21} & \bar{\mathbf{K}}_{S,22} & \bar{\mathbf{K}}_{S,23} \\ \bar{\mathbf{K}}_{S,31} & \bar{\mathbf{K}}_{S,32} & \bar{\mathbf{K}}_{S,33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_{S,1}^{i} \\ \mathbf{u}_{S,2}^{i} \\ \mathbf{u}_{S,3}^{i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{p}}_{S,1}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{S,2}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{S,3}^{i} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{f}_{G}^{i} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{f}_{S}^{i} \end{bmatrix} \qquad [3.7]$$

Na expressão [3.7], procedeu-se novamente a um desdobramento do vetor solicitação, distinguindo forças de interação e outras forças exteriores aplicadas. Nessa mesma expressão, $\mathbf{f}_{G}^{i}$ representa o vetor das forças aplicadas na estrutura, no instante *i*, devidas à interação com o maciço, enquanto $\mathbf{f}_{S}^{i}$ representa o vetor das forças que o veículo aplica na estrutura nesse mesmo instante.

3.2.4. Descrição do maciço

O comportamento dinâmico do maciço é descrito por intermédio das suas soluções fundamentais, habitualmente designadas por funções de Green, as quais definem a resposta dinâmica do maciço devido à ação de uma carga unitária aplicada num qualquer dos seus pontos.

Como principal vantagem do procedimento adotado, importa salientar a possibilidade de traduzir a resposta do maciço de uma forma adequada, tendo em conta as condições de radiação no infinito definidas pela condição de Sommerfeld (Achenbach, 1973).

Como se percebe, o acoplamento do maciço com a estrutura implica uma amostragem discreta da resposta em termos temporais, assim como a discretização da superfície de interação em áreas com dimensões adequadas. Os pressupostos que estiveram na base dos procedimentos adotados justificam algumas considerações adicionais, as quais são apresentadas de seguida.

Na formulação aqui apresentada, a evolução temporal das tensões na superfície do maciço é aproximada por uma sequência de impulsos retangulares de valor igual à média dos valores inicial e final das tensões no intervalo de tempo (Figura 3.2).

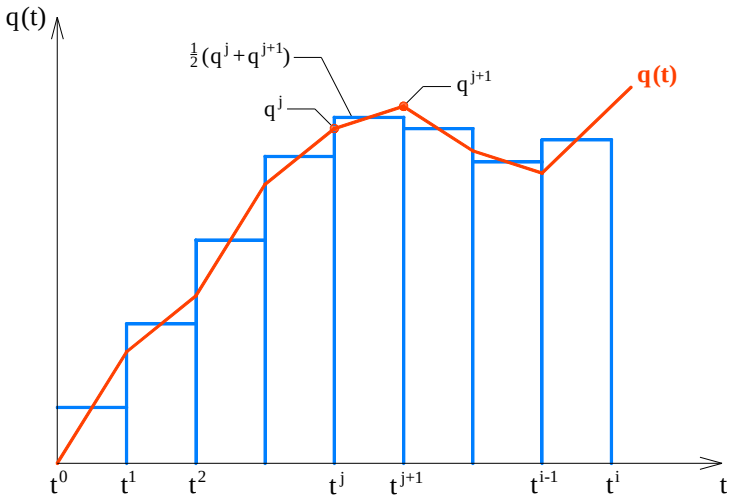


Figura 3.2 – Aproximação das tensões de contacto contínuas por uma sequência de impulsos retangulares [adaptado de Bode et al. (2002)].

A superfície de interação é dividida em elementos de interação, assumindo-se tensões uniformes no interior de cada elemento, conforme ilustrado na Figura 3.3. Por uma questão de conveniência, a divisão da superfície de interação é feita em função da malha de elementos finitos, de modo que a cada elemento de interação corresponda a face de um elemento finito em contacto com o maciço.

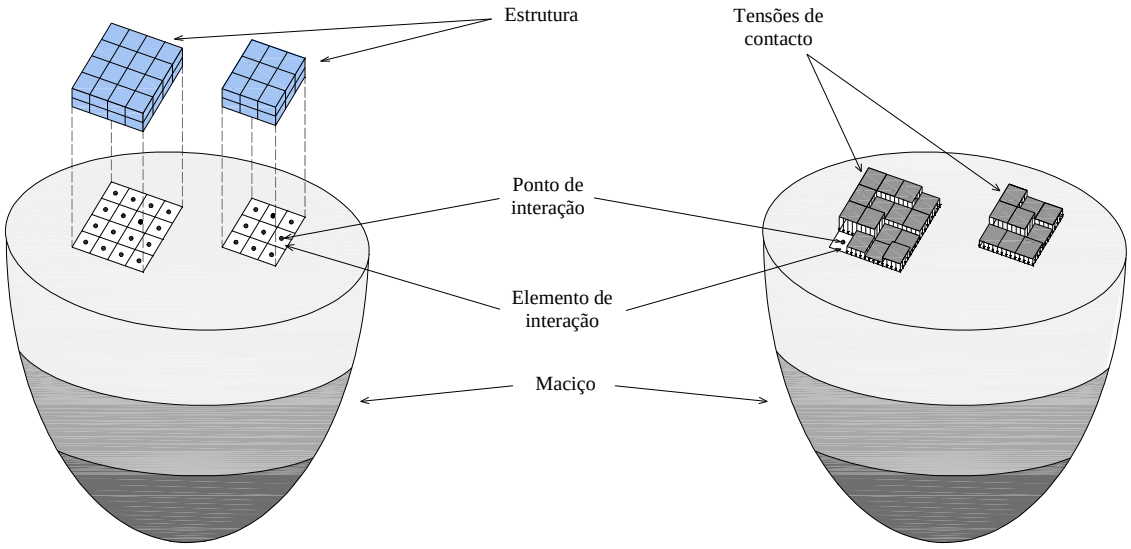


Figura 3.3 – Divisão da superfície de interação em elementos e distribuição uniforme das tensões [adaptado de Bode et al. (2002)].

Dos pressupostos apresentados relativamente às discretizações temporal e espacial, emerge a necessidade de conhecer a resposta dinâmica do maciço quando solicitado por uma carga uniformemente distribuída numa superfície e com evolução temporal retangular. Como a Figura 3.2 ajuda a compreender, a resposta pretendida pode ser determinada através da subtração das respostas devidas a duas cargas do tipo Heaviside desfasadas de um intervalo de tempo Δt.

Designe-se então por $\mathbf{H}_{\xi,\Omega}^{j}$ $(\mathbf{H}^{j<1}=0)$ a matriz que relaciona o deslocamento $\mathbf{w}_{\xi}^{j}$ no instante de tempo $t^j = j\,\Delta t$ num qualquer ponto do maciço de coordenadas $\boldsymbol{\xi}$, devido a uma tensão $\mathbf{q}_{\Omega}$, uniformemente distribuída na superfície $\boldsymbol{\Omega}$ do maciço, aplicada no instante $t = 0$ e mantida constante desde então, tal que

$$\mathbf{w}_{\xi}^{j} = \mathbf{H}_{\xi,\Omega}^{j} \cdot \mathbf{q}_{\Omega} \qquad [3.8]$$

A expressão [3.8] pode ser escrita de forma expandida como

$$\begin{Bmatrix} w_{\mathrm{x}}^{j}(\boldsymbol{\xi}) \\ w_{\mathrm{y}}^{j}(\boldsymbol{\xi}) \\ w_{\mathrm{z}}^{j}(\boldsymbol{\xi}) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} H_{\mathrm{xx}}^{j}(\boldsymbol{\xi},\boldsymbol{\Omega}) & H_{\mathrm{xy}}^{j}(\boldsymbol{\xi},\boldsymbol{\Omega}) & H_{\mathrm{xz}}^{j}(\boldsymbol{\xi},\boldsymbol{\Omega}) \\ H_{\mathrm{yx}}^{j}(\boldsymbol{\xi},\boldsymbol{\Omega}) & H_{\mathrm{yy}}^{j}(\boldsymbol{\xi},\boldsymbol{\Omega}) & H_{\mathrm{yz}}^{j}(\boldsymbol{\xi},\boldsymbol{\Omega}) \\ H_{\mathrm{zx}}^{j}(\boldsymbol{\xi},\boldsymbol{\Omega}) & H_{\mathrm{zy}}^{j}(\boldsymbol{\xi},\boldsymbol{\Omega}) & H_{\mathrm{zz}}^{j}(\boldsymbol{\xi},\boldsymbol{\Omega}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_{\mathrm{x}}(\boldsymbol{\Omega}) \\ q_{\mathrm{y}}(\boldsymbol{\Omega}) \\ q_{\mathrm{z}}(\boldsymbol{\Omega}) \end{Bmatrix} \qquad [3.9]$$

Considerando para a evolução temporal das tensões na superfície $\boldsymbol{\Omega}$ a aproximação indicada na Figura 3.2 e admitindo $\mathbf{q}_{\boldsymbol{\Omega}}^{0} = \mathbf{0}$, o deslocamento $\mathbf{w}_{\xi}^{i}$ no instante genérico t^i pode ser calculado com recurso ao somatório

$$\mathbf{w}_{\xi}^{i} = \sum_{j=1}^{i} \left(\left(\mathbf{H}_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}^{j} - \mathbf{H}_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}^{j\text{-}1} \right) \frac{\mathbf{q}_{\boldsymbol{\Omega}}^{i-j+1} + \mathbf{q}_{\boldsymbol{\Omega}}^{i-j}}{2} \right) \qquad [3.10]$$

A equação [3.10] é equivalente a

$$\mathbf{w}_{\xi}^{i} = \sum_{j=1}^{i} \left(\frac{\left(\mathbf{H}_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}^{j} - \mathbf{H}_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}^{j\text{-}2} \right)}{2} \mathbf{q}_{\boldsymbol{\Omega}}^{i-j+1} \right) \qquad [3.11]$$

Definindo a matriz

$$\mathbf{F}_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}^{k} = \frac{\left(\mathbf{H}_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}^{k+1} - \mathbf{H}_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}^{k-1} \right)}{2} \qquad [3.12]$$

a expressão [3.11] fica

$$\mathbf{w}_{\xi}^{i} = \sum_{j=1}^{i} \left(\mathbf{F}_{\xi,\Omega}^{j-1} \, \mathbf{q}_{\Omega}^{i-j+1} \right) \qquad [3.13]$$

A equação [3.13] pode ser dividida em duas parcelas

$$\mathbf{w}_{\xi}^{i} = \sum_{j=2}^{i} \left(\mathbf{F}_{\xi,\Omega}^{j-1} \, \mathbf{q}_{\Omega}^{i-j+1} \right) + \mathbf{F}_{\xi,\Omega}^{0} \, \mathbf{q}_{\Omega}^{i} \qquad [3.14]$$

mostrando que o deslocamento no instante t^i pode ser obtido em função das tensões nesse mesmo instante e do histórico das tensões nos instantes anteriores.

Assemblando adequadamente as matrizes $\mathbf{F}_{\xi,\Omega}^{k}$, de modo que $\boldsymbol{\Omega}$ assuma todas as áreas dos elementos de interação e $\boldsymbol{\xi}$ todos os pontos de interação (um por elemento de interação), é possível escrever a expressão

$$\mathbf{w}^{i} = \sum_{j=2}^{i} \left(\mathbf{F}^{j-1} \, \mathbf{q}^{i-j+1} \right) + \mathbf{F}^{0} \, \mathbf{q}^{i} \qquad [3.15]$$

Em [3.15], cada matriz $\mathbf{F}^{k}$ obtém-se da assemblagem das matrizes $\mathbf{F}_{\xi,\Omega}^{k}$, resultando numa matriz quadrada de dimensões $3n \times 3n$, em que n corresponde ao número de elementos de interação. Por sua vez, cada vetor $\mathbf{q}^{k}$ resulta da assemblagem dos vetores das tensões e tem portanto $3n$ componentes. Finalmente, o vetor $\mathbf{w}^{i}$ armazena os deslocamentos nos pontos de interação, contendo também $3n$ componentes.

3.2.5. Interação vertical veículo-estrutura

A interação dinâmica vertical entre o veículo e a estrutura (Figura 3.4) resulta da imposição do equilíbrio de forças nos subsistemas, a qual é complementada por uma compatibilização dos respetivos deslocamentos. Conforme será explicado mais à frente, a existência de irregularidades na superfície de contacto pode facilmente ser tida em conta na definição das referidas equações de compatibilidade. Não é admitida, no entanto, a possibilidade de ocorrer qualquer perda de contacto entre os dois subsistemas.

Nesta fase, importa referir que a abordagem seguida na simulação da interação vertical veículo-estrutura foi desenvolvida por outros autores e previamente implementada no programa FEMIX. Por este motivo, na presente secção apenas será explicada a sua

integração na metodologia proposta, sendo possível encontrar uma descrição mais detalhada da mesma em Neves et al. (2012).

Supondo conhecidas as forças transmitidas pelo maciço à estrutura em cada instante de tempo *i*, surgem como incógnitas do sistema veículo-estrutura os deslocamentos do veículo ($\mathbf{u}_{V,1}^{i}$ e $\mathbf{u}_{V,2}^{i}$), os deslocamento da estrutura ($\mathbf{u}_{S,1}^{i}$, $\mathbf{u}_{S,2}^{i}$ e $\mathbf{u}_{S,3}^{i}$) e ainda as forças de interação entre o veículo e a estrutura ($\mathbf{f}_{V}^{i}$ e $\mathbf{f}_{S}^{i}$), que constituem um par ação-reação.

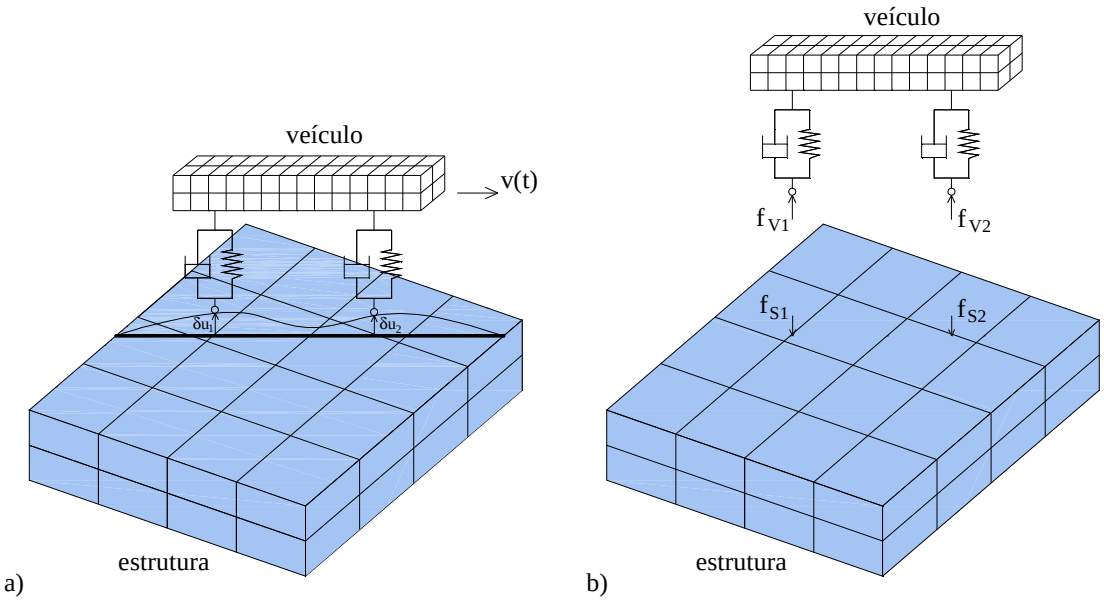


Figura 3.4 – Sistema veículo-estrutura: a) esquema global do sistema; b) diagrama do corpo livre [adaptado de Neves et al. (2012)].

Por forma a respeitar as condições de compatibilidade entre os dois subsistemas, é necessário garantir que em cada instante de tempo *i*, os graus de liberdade do veículo V,1 e os graus de liberdade da estrutura S,3 relacionados com os primeiros tenham o mesmo deslocamento, a menos da irregularidade observada nos respetivos pontos da estrutura, ou seja:

$$\mathbf{u}_{V,1}^{i} = \mathbf{N}_{V}^{i}\left(\mathbf{u}_{S,3}^{i} + \delta\mathbf{u}_{S,3}^{i}\right) \qquad [3.16]$$

em que $\delta\mathbf{u}_{S,3}^{i}$ representa o vetor das irregularidades. A matriz $\mathbf{N}_{V}^{i}$ tem tantas linhas quantos os graus de liberdade V,1 e tantas colunas quantos os graus de liberdade S,3. Em cada linha, a coluna correspondente ao grau de liberdade S,3 em interação com o grau de liberdade V,1 associado à linha em questão no instante de tempo *i* toma o valor unitário, enquanto as restantes colunas tomam o valor nulo. Como o veículo se

movimenta ao longo da estrutura, os graus de liberdade V,1 relacionam-se nos diversos instantes *i* com diferentes graus de liberdade S,3, o que faz com que esta matriz seja variável ao longo do tempo.

De modo a respeitar as condições de equilíbrio entre os dois subsistemas, é necessário garantir que, em cada instante de tempo *i*, as forças aplicadas no veículo devidas à interação com a estrutura, pelos graus de liberdade V,1 e as forças aplicadas pelo veículo à estrutura através dos graus de liberdade S,3 constituam um par ação-reação

$$\mathbf{f}_{\mathrm{S}}^{i} = -\left(\mathbf{N}_{\mathrm{V}}^{i}\right)^{\mathrm{T}} \mathbf{f}_{\mathrm{V}}^{i} \qquad [3.17]$$

Após juntar os sistemas de equações [3.6], [3.7], [3.16] e [3.17] num único sistema (e passar a incógnita $\mathbf{f}_{\mathrm{V}}^{i}$ para o termo da esquerda) obtém-se

$$\begin{bmatrix} \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},11} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},12} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},13} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},21} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},22} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},23} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},31} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},32} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},33} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \left(\mathbf{N}_{\mathrm{V}}^{i}\right)^{\mathrm{T}} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},11} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},12} & -\mathbf{I} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},21} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},22} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{N}_{\mathrm{V}}^{i} & -\mathbf{I} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_{\mathrm{S},1}^{i} \\ \mathbf{u}_{\mathrm{S},2}^{i} \\ \mathbf{u}_{\mathrm{S},3}^{i} \\ \mathbf{u}_{\mathrm{V},1}^{i} \\ \mathbf{u}_{\mathrm{V},2}^{i} \\ \mathbf{f}_{\mathrm{V}}^{i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{S},1}^{i} + \mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{S},2}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{S},3}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{V},1}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{V},2}^{i} \\ -\mathbf{N}_{\mathrm{V}}^{i}\, \delta\mathbf{u}_{\mathrm{S},3} \end{bmatrix} \qquad [3.18]$$

onde **I** é a matriz identidade.

3.2.6. Acoplamento veículo-estrutura-maciço

O acoplamento da estrutura com o maciço é conseguido através da compatibilização dos deslocamentos e do equilíbrio de forças ao nível da superfície de interação. A compatibilização de deslocamentos é garantida entre um ponto de cada elemento de interação (ponto médio da superfície do elemento em causa) e o ponto correspondente no modelo de elementos finitos. Uma vez conhecidos os deslocamentos dos p nós do elemento finito ($\mathbf{u}_{\mathrm{elem}}$) a que o ponto de interação ξ diz respeito, os deslocamentos $\mathbf{v}_{\xi}$ neste ponto são dados por

$$\mathbf{v}_{\xi} = \mathbf{T}_{\mathrm{U},\xi}\, \mathbf{u}_{\mathrm{elem}} \qquad [3.19]$$

em que a matriz $\mathbf{T}_{\mathrm{U},\xi}$ tem a forma

$$\mathbf{T}_{\mathrm{U},\xi} = \begin{bmatrix} N_1(\xi) & \mathbf{0} & \mathbf{0} & N_2(\xi) & \mathbf{0} & \mathbf{0} & & N_p(\xi) & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & N_1(\xi) & \mathbf{0} & \mathbf{0} & N_2(\xi) & \mathbf{0} & \mathbf{...} & \mathbf{0} & N_p(\xi) & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & N_1(\xi) & \mathbf{0} & \mathbf{0} & N_2(\xi) & & \mathbf{0} & \mathbf{0} & N_p(\xi) \end{bmatrix} \qquad [3.20]$$

e o vetor $\mathbf{u}_{\mathrm{elem}}$ assume a forma

$$\mathbf{u}_{\mathrm{elem}} = \left\{ u_x^1 \quad u_y^1 \quad u_z^1 \quad u_x^2 \quad u_y^2 \quad u_z^2 \quad ... \quad u_x^p \quad u_y^p \quad u_z^p \right\}^{\mathrm{T}} \qquad [3.21]$$

Os escalares $N_i(\xi)$ correspondem às funções de forma do elemento finito, avaliadas no ponto de interação ξ. Assemblando de forma adequada as matrizes $\mathbf{T}_{\mathrm{U},\xi}$, é possível relacionar os deslocamentos dos pontos de interação ξ com os deslocamentos dos nós dos elementos finitos através da expressão

$$\mathbf{v}^i = \mathbf{T}_{\mathrm{U}}\, \mathbf{u}_{\mathrm{S},1}^i \qquad [3.22]$$

Na expressão [3.22], o vetor $\mathbf{v}$ tem $3n$ componentes enquanto a matriz $\mathbf{T}_{\mathrm{U}}$ tem $3n$ linhas e $3m$ colunas, sendo m o número total de nós de elementos finitos em contacto com o maciço.

A compatibilização de deslocamentos é obtida impondo

$$\mathbf{w}^i = \mathbf{v}^i \qquad [3.23]$$

No que diz respeito ao equilíbrio de forças na superfície de interação, este implica que a reação do maciço sobre a estrutura seja igual e de sentido contrário à ação da estrutura sobre o maciço. Desta forma, as pressões atuantes no maciço são transformadas em forças nodais equivalentes, as quais são consideradas (com sinal contrário) no modelo de elementos finitos como forças externas.

Uma vez que a cada elemento de interação corresponde a face de um elemento finito, cada elemento de interação exerce forças sobre um único elemento finito. Como tal, as correspondentes forças nodais encontram-se definidas por

$$\mathbf{f}_{\mathrm{G,elem}} = -\,\mathbf{T}_{\mathrm{Q,elem}}\, \mathbf{q}_{\Omega} \qquad [3.24]$$

em que o vetor $\mathbf{f}_{\mathrm{G,elem}}$ tem a forma

$$\mathbf{f}_{\mathrm{G,elem}} = \left\{ f_x^1 \quad f_y^1 \quad f_z^1 \quad f_x^2 \quad f_y^2 \quad f_z^2 \quad \ldots \quad f_x^{\mathrm{p}} \quad f_y^{\mathrm{p}} \quad f_z^{\mathrm{p}} \right\}^{\mathrm{T}} \qquad [3.25]$$

e a matriz $\mathbf{T}_{\mathrm{Q,elem}}$ é definida por

$$\mathbf{T}_{\mathrm{Q,elem}} = \int_{\Omega} \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & & N_p & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & \ldots & 0 & N_p & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & & 0 & 0 & N_p \end{bmatrix}^{\mathrm{T}} \mathrm{d}\Omega \qquad [3.26]$$

Assemblando corretamente as matrizes $\mathbf{T}_{\mathrm{Q,elem}}$, torna-se possível estabelecer a relação entre a reação do maciço sobre os nós da estrutura e as pressões na superfície do maciço através da expressão

$$\mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{i} = - \mathbf{T}_{\mathrm{Q}} \, \mathbf{q}^{i} \qquad [3.27]$$

A matriz $\mathbf{T}_{\mathrm{Q}}$ representa a matriz de transformação resultante da integração das funções de forma dos elementos finitos ao longo da superfície dos elementos de interação e tem dimensões $3m \times 3n$. O vetor das forças nodais $\mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{i}$ tem $3m$ componentes, enquanto o vetor das pressões $\mathbf{q}^{i}$ tem $3n$ componentes.

De acordo com a expressão [3.15], o vetor $\mathbf{q}^{i}$ é dado por

$$\mathbf{q}^{i} = \left(\mathbf{F}^{0}\right)^{-1} \mathbf{w}^{i} - \left(\mathbf{F}^{0}\right)^{-1} \sum_{j=2}^{i} \left(\mathbf{F}^{j-1} \, \mathbf{q}^{i-j+1}\right) \qquad [3.28]$$

Após definir a grandeza $\mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{\mathrm{hist}}$

$$\mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{\mathrm{hist}} = \mathbf{T}_{\mathrm{Q}} \left(\mathbf{F}^{0}\right)^{-1} \sum_{j=2}^{i} \left(\mathbf{F}^{j-1} \, \mathbf{q}^{i-j+1}\right) \qquad [3.29]$$

e substituindo [3.22] a [3.23] e [3.27] a [3.29] na expressão [3.18] resulta

$$\begin{bmatrix} \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},11} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},12} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},13} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},21} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},22} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},23} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},31} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},32} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},33} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \left(\mathbf{N}_{\mathrm{V}}^{i}\right)^{\mathrm{T}} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},11} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},12} & -\mathbf{I} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},21} & \bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},22} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{N}_{\mathrm{V}}^{i} & -\mathbf{I} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_{\mathrm{S},1}^{i} \\ \mathbf{u}_{\mathrm{S},2}^{i} \\ \mathbf{u}_{\mathrm{S},3}^{i} \\ \mathbf{u}_{\mathrm{V},1}^{i} \\ \mathbf{u}_{\mathrm{V},2}^{i} \\ \mathbf{f}_{\mathrm{V}}^{i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{S},1}^{i} - \mathbf{T}_{\mathbf{Q}} \left(\mathbf{F}^{\mathbf{0}}\right)^{-1} \mathbf{T}_{\mathbf{U}} \, \mathbf{u}_{\mathrm{S},1}^{i} + \mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{\mathrm{hist}} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{S},2}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{S},3}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{V},1}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\mathrm{V},2}^{i} \\ -\mathbf{N}_{\mathrm{V}}^{i} \, \delta\mathbf{u}_{\mathrm{S},3} \end{bmatrix} \qquad [3.30]$$

Definindo a matriz

$$\mathbf{K}^{\text{act}} = \mathbf{T}_{\text{Q}} \left(\mathbf{F}^{0} \right)^{-1} \mathbf{T}_{\text{U}} \qquad [3.31]$$

é possível escrever [3.30] como

$$\begin{bmatrix} \bar{\mathbf{K}}_{\text{S},11} + \mathbf{K}^{\text{act}} & \bar{\mathbf{K}}_{\text{S},12} & \bar{\mathbf{K}}_{\text{S},13} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \bar{\mathbf{K}}_{\text{S},21} & \bar{\mathbf{K}}_{\text{S},22} & \bar{\mathbf{K}}_{\text{S},23} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \bar{\mathbf{K}}_{\text{S},31} & \bar{\mathbf{K}}_{\text{S},32} & \bar{\mathbf{K}}_{\text{S},33} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \left(\mathbf{N}_{\text{V}}^{i} \right)^{\text{T}} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \bar{\mathbf{K}}_{\text{V},11} & \bar{\mathbf{K}}_{\text{V},12} & -\mathbf{I} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \bar{\mathbf{K}}_{\text{V},21} & \bar{\mathbf{K}}_{\text{V},22} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{N}_{\text{V}}^{i} & -\mathbf{I} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{u}_{\text{S},1}^{i} \\ \mathbf{u}_{\text{S},2}^{i} \\ \mathbf{u}_{\text{S},3}^{i} \\ \mathbf{u}_{\text{V},1}^{i} \\ \mathbf{u}_{\text{V},2}^{i} \\ \mathbf{f}_{\text{V}}^{i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{\mathbf{p}}_{\text{S},1}^{i} + \mathbf{f}_{\text{G}}^{\text{hist}} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\text{S},2}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\text{S},3}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\text{V},1}^{i} \\ \bar{\mathbf{p}}_{\text{V},2}^{i} \\ -\mathbf{N}_{\text{V}}^{i} \, \delta\mathbf{u}_{\text{S},3} \end{bmatrix} \qquad [3.32]$$

O sistema de equações [3.32] resulta do acoplamento do maciço (cujo comportamento é traduzido pelas suas funções de Green) ao sistema veículo-estrutura (modelado com elementos finitos) e pode ser resolvido com recurso aos métodos usuais, como é o caso do método de Gauss. A resolução deste sistema de equações permite conhecer a resposta do veículo, da estrutura e do maciço ao nível da superfície de interação. Para além disso, uma vez conhecida a evolução temporal das tensões nos elementos de interação, torna-se possível conhecer a resposta num qualquer ponto $\boldsymbol{\xi}^{*}$ da superfície do maciço através do seguinte somatório

$$\mathbf{w}_{\xi^{*}}(j\,\Delta t) = \sum_{i=1}^{j} \mathbf{F}_{\xi^{*}}^{j-i} \, \mathbf{q}^{i} \qquad [3.33]$$

em que a $\mathbf{F}_{\xi^{*}}^{k}$ é a matriz que resulta da assemblagem das matrizes $\mathbf{F}_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}^{k}$, onde $\boldsymbol{\xi} = \boldsymbol{\xi}^{*}$ e $\boldsymbol{\Omega}$ assume todos os elementos de interação.

3.3. DETERMINAÇÃO DAS MATRIZES DE FLEXIBILIDADE DO MACIÇO

3.3.1. Introdução

A análise atenta do sistema de equações [3.32] permite verificar que o contributo do maciço é tido em conta através da matriz $\mathbf{K}^{\text{act}}$ e do vetor $\mathbf{f}_{\text{G}}^{\text{hist}}$. Por seu lado, a exposição anterior mostra que a determinação destas grandezas implica o conhecimento das matrizes de flexibilidade do maciço $\mathbf{F}^{k}$ (ver [3.29] e [3.31]).

Na metodologia proposta, as matrizes de flexibilidade são calculadas a partir das funções de Green do maciço, no domínio do tempo e do espaço. Numa primeira fase, é determinada a resposta do maciço devido a uma carga pontual aplicada na sua superfície no instante $t = 0$ e mantida constante (evolução temporal dada por uma função Heaviside). Por conveniência, a referida resposta é inicialmente calculada em coordenadas cilíndricas e posteriormente transformada para coordenadas cartesianas. Numa segunda fase, a resposta devido a uma carga uniformemente distribuída numa área é obtida através da integração espacial da anterior. De seguida, procede-se a uma descrição sucinta do procedimento adotado.

3.3.2. Resposta do maciço devido a uma carga pontual

Os deslocamentos $\mathbf{u}$ observados num ponto $\boldsymbol{\xi}_1$ do maciço devido a uma carga $\mathbf{q}_{\boldsymbol{\xi}_2}$ aplicada num ponto $\boldsymbol{\xi}_2$ (no instante $t = 0$ e mantida constante) são dados por

$$\begin{Bmatrix} u_x(\boldsymbol{\xi}_1, t) \\ u_y(\boldsymbol{\xi}_1, t) \\ u_z(\boldsymbol{\xi}_1, t) \end{Bmatrix} = \mathbf{h}_{\mathbf{cart}}(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2, t) \begin{Bmatrix} q_x(\boldsymbol{\xi}_2) \\ q_y(\boldsymbol{\xi}_2) \\ q_z(\boldsymbol{\xi}_2) \end{Bmatrix} \qquad [3.34]$$

em que $\mathbf{h}_{\mathbf{cart}}$ representa a matriz das funções de Green em coordenadas cartesianas, a qual tem o seguinte formato

$$\mathbf{h}_{\mathbf{cart}}(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2, t) = \begin{bmatrix} h_{xx}(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2, t) & h_{xy}(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2, t) & h_{xz}(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2, t) \\ h_{yx}(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2, t) & h_{yy}(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2, t) & h_{yz}(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2, t) \\ h_{zx}(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2, t) & h_{zy}(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2, t) & h_{zz}(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2, t) \end{bmatrix} \qquad [3.35]$$

onde o primeiro índice de cada escalar $h_{\alpha\beta}$ indica a direção do deslocamento e o segundo indica a direção de aplicação da carga.

A matriz das funções de Green em coordenadas cartesianas, $\mathbf{h}_{\mathbf{cart}}$, pode ser facilmente obtida através da transformação da matriz em coordenadas cilíndricas, $\mathbf{h}_{\mathbf{cil}}$, de acordo com a relação

$$\mathbf{h}_{\mathbf{cart}} = \mathbf{T}^{\mathrm{T}}\, \mathbf{h}_{\mathbf{cil}}\, \mathbf{T} \qquad [3.36]$$

em que a matriz de transformação, $\mathbf{T}$, é dada por

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} cos(\theta) & sin(\theta) & 0 \\ -sin(\theta) & cos(\theta) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad [3.37]$$

sendo θ o ângulo que o vetor $\mathbf{r} = \frac{\xi_1 - \xi_2}{\|\xi_1 - \xi_2\|}$ faz com o eixo dos xx e

$$\mathbf{h_{cil}}(\xi_1, \xi_2, t) = \begin{bmatrix} h_{rr}(\xi_1, \xi_2, t) & h_{rt}(\xi_1, \xi_2, t) & h_{rz}(\xi_1, \xi_2, t) \\ h_{tr}(\xi_1, \xi_2, t) & h_{tt}(\xi_1, \xi_2, t) & h_{tz}(\xi_1, \xi_2, t) \\ h_{zr}(\xi_1, \xi_2, t) & h_{zt}(\xi_1, \xi_2, t) & h_{zz}(\xi_1, \xi_2, t) \end{bmatrix} \quad [3.38]$$

O índice t representa a direção $\mathbf{t}$ perpendicular ao vetor $\mathbf{r}$, enquanto o índice r representa a direção do vetor $\mathbf{r}$.

Por considerações de simetria e de continuidade do campo de deslocamentos, é possível mostrar que $h_{rt} = h_{tr} = h_{tz} = h_{zt} = 0$. Nos casos em que ξ_1 e ξ_2 se encontram à mesma cota (tal como sucede no caso da metodologia descrita, dado que apenas se considera a possibilidade de interação ao nível da superfície do meio, a qual deve ser horizontal), verifica-se ainda que $h_{zr} = -h_{rz}$.Como tal, a matriz $\mathbf{h_{cil}}$ pode ser escrita com a forma

$$\mathbf{h_{cil}}(\xi_1, \xi_2, t) = \begin{bmatrix} h_{rr}(\xi_1, \xi_2, t) & 0 & h_{rz}(\xi_1, \xi_2, t) \\ 0 & h_{tt}(\xi_1, \xi_2, t) & 0 \\ -h_{rz}(\xi_1, \xi_2, t) & 0 & h_{zz}(\xi_1, \xi_2, t) \end{bmatrix} \quad [3.39]$$

A determinação das funções de Green em coordenadas cilíndricas, $\mathbf{h_{cil}}(\xi_1, \xi_2, t)$, pode ser efetuada por via analítica ou com recurso a metodologias numéricas, conforme será explicado na secção 3.4.

3.3.3. Resposta do maciço devido a uma carga uniformemente distribuída

As funções $H_{\alpha\beta}(\xi_1, \mathbf{\Omega}, t)$ traduzem a resposta devido a uma carga uniformemente distribuída numa área e podem ser calculadas através da integração das funções $h_{\alpha\beta}(\xi_1, \xi_2, t)$, fazendo ξ_2 assumir todos os pontos de $\mathbf{\Omega}$, ou seja

$$H_{\alpha\beta}(\xi_1, \mathbf{\Omega}, t) = \int_{\mathbf{\Omega}} h_{\alpha\beta}(\xi_1, \xi_2, t)\, d\mathbf{\Omega} \quad [3.40]$$

Uma mudança de variáveis de integração para as coordenadas naturais do elemento de interação (coordenadas naturais da face do elemento finito correspondente), permite escrever o integral anterior da seguinte forma

$$H_{\alpha\beta}\left(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\Omega}, t\right) = \int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} h_{\alpha\beta}\left(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\xi}_2\left(s_1, s_2\right), t\right) J \; ds_1 \; ds_2 \qquad [3.41]$$

onde o jacobiano J é dado por

$$J = \left\| \frac{\partial \boldsymbol{\xi}_2}{\partial s_1} \otimes \frac{\partial \boldsymbol{\xi}_2}{\partial s_2} \right\| \qquad [3.42]$$

O integral definido pela expressão [3.41] pode ser determinado com recurso a uma quadratura de Gauss. Neste trabalho, procede-se à divisão de cada elemento de interação em 100 partes (10 divisões por coordenada natural), sendo utilizada em cada subdivisão uma quadratura bidimensional de 2×2 pontos. O procedimento adotado permitiu uma representação adequada da passagem das frentes de onda ao longo dos elementos.

Como facilmente se compreende, as matrizes $\mathbf{H}\left(\boldsymbol{\xi}_1, \boldsymbol{\Omega}, t\right)$ correspondem exatamente às matrizes $\mathbf{H}^k_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}$ definidas na secção 3.2.4. Uma vez conhecidas, passa a ser possível o cálculo das diversas matrizes de flexibilidade $\mathbf{F}^k_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}$ (através da expressão [3.12]) e a sua posterior assemblagem por forma a obter as matrizes $\mathbf{F}^k$.

3.4. FUNÇÕES DE GREEN DO MACIÇO

3.4.1. Introdução

As funções de Green permitem descrever o comportamento do maciço através da definição da resposta de um qualquer dos seus pontos (recetor) devido a uma solicitação de magnitude unitária aplicada num qualquer outro ponto (emissor). No contexto da propagação de ondas geradas por tráfego, o maciço é frequentemente considerado um meio elástico. Neste âmbito, têm sido objeto de estudo as funções de Green de meios indefinidos, semi-indefinidos e estratificados.

As funções de Green de um meio indefinido podem ser determinadas analiticamente, tanto no domínio da frequência como no domínio do tempo, facto que torna a sua

obtenção bastante simples e a sua utilização atrativa. Estas soluções são aliás muito frequentemente usadas no âmbito do MEC. No caso de maciços cuja superfície superior está livre de tensões, a modelação como um meio indefinido implica a discretização duma porção da superfície livre do maciço em que não exista interação, de forma a impor a condição de superfície livre. Por outro lado, a sua utilização no âmbito do estudo de estruturas enterradas, por exemplo, revela-se bastante atrativa. A aplicação das funções de Green de meios indefinidos está, no entanto, fora do âmbito da presente dissertação, sendo possível encontrar informação mais detalhada a este respeito na bibliografia [Dominguez (1993), Galvin (2007), Kausel (2006), Achenbach (1973)].

A resposta em pontos à superfície de um meio semi-indefinido homogéneo pode ser também determinada analiticamente, no domínio do tempo, para o caso de uma carga pontual aplicada à superfície, embora apenas em cenários com amortecimento material nulo. Tal como acontece no caso de meios indefinidos, o cálculo com recurso a soluções analíticas resulta numa elevada eficiência em termos computacionais, o que representa uma importante vantagem.

No caso dos meios estratificados (indefinidos ou semi-indefinidos), as funções de Green não se encontram definidas analiticamente, pelo que a sua determinação requer a utilização de metodologias adequadas. Neste contexto, importa destacar o Método das Matrizes de Rigidez (*Stiffness Matrix Method*) e o Método dos Estratos Finos (*Thin Layer Method*). As funções de Green são, neste caso, calculadas no domínio da frequência e do número de onda e, posteriormente, transformadas para o domínio do tempo e do espaço. Na realidade, as metodologias enunciadas permitem também a determinação da resposta de meios semi-indefinidos homogéneos, tendo em conta a componente material do amortecimento. No entanto, a sua utilização nestes casos revela-se bastante mais exigente do ponto de vista computacional do que o recurso às soluções analíticas.

Na ferramenta desenvolvida no âmbito da presente dissertação, o maciço pode ser estudado como um meio semi-indefinido homogéneo ou como um meio semi-indefinido estratificado, conforme se mostre mais adequado a cada problema. Nas secções que se seguem, procede-se a uma descrição pormenorizada dos procedimentos adotados na determinação das funções de Green em cada um destes casos.

3.4.2. Funções de Green de meios semi-indefinidos homogéneos

A definição analítica da resposta de meios semi-indefinidos homogéneos foi objeto dos trabalhos de diversos autores, conforme se pretende explicar de seguida.

Num primeiro momento, Lamb (1904) enunciou o problema associado ao conhecimento da resposta gerada pela aplicação brusca de uma carga pontual, horizontal ou vertical, na superfície de um meio semi-indefinido homogéneo. Mais tarde, Pekeris (1955) e Chao (1960) apresentaram soluções para o problema, definindo analiticamente as respostas devido a cargas verticais e horizontais, mas apenas para cenários em que o coeficiente de Poisson, ν, é igual a 0,25. Por seu lado, Mooney (1974) deu continuidade a este trabalho, alargando o conhecimento da resposta devido a uma carga vertical a casos com um qualquer valor de ν. As diversas soluções enunciadas encontram-se compiladas em Kausel (2006). Recentemente, Kausel (2012) apresentou as soluções para a resposta da superfície do meio, devido a cargas horizontais e verticais, qualquer que seja o valor do coeficiente de Poisson.

No entanto, importa relembrar que as referidas soluções analíticas apenas se encontram definidas para cenários de amortecimento material nulo, o que representa uma limitação não desprezável.

Nestes cenários, a determinação da resposta do meio requer apenas o conhecimento das suas propriedades elásticas e da sua massa volúmica (Figura 3.5), podendo esta informação ser traduzida pelos seguintes parâmetros: i) velocidade de propagação das ondas longitudinais, C_P; ii) velocidade de propagação das ondas de corte, C_S; iii) massa volúmica, ρ.



Figura 3.5 – Meio semi-indefinido homogéneo.

As velocidades de propagação C_P e C_S dependem das constantes de Lamé, λ e μ, e da massa volúmica do meio:

$$C_P = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \qquad [3.43]$$

$$C_S = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \qquad [3.44]$$

Por seu lado, as constantes de Lamé podem ser escritas em função do módulo de Young, E, e do coeficiente de Poisson, ν:

$$\lambda = \frac{E\ \nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \qquad [3.45]$$

$$\mu = G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad [3.46]$$

onde G é o módulo de distorção do meio.

A relação entre a velocidade de propagação das ondas transversais e longitudinais, $a = C_S / C_P$, depende apenas do valor do coeficiente de Poisson:

$$a = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2-2\nu}} \qquad [3.47]$$

As soluções analíticas foram implementadas em MATLAB (Mathworks, 2009a, 2009b), mostrando-se a sua utilização extremamente eficiente do ponto de vista computacional.

Dada a clareza com que essa informação se encontra exposta em Kausel (2006, 2012), optou-se por não proceder à transcrição integral das referidas soluções. Ainda assim, e a título exemplificativo, procede-se a uma breve descrição das expressões que definem a resposta vertical da superfície do meio devido a uma carga pontual com direção vertical e evolução temporal do tipo Heaviside aplicada na mesma superfície. Por uma questão de simplicidade e conveniência, a resposta pode ser definida em função de r e de τ, que representam respetivamente a norma do vetor **r** e o tempo adimensional

$$\tau = \frac{t\, C_s}{r} \qquad [3.48]$$

Deste modo, para a ação considerada, o deslocamento vertical dos pontos da superfície do meio é dado por

$$h_{zz}(r,\tau)=\frac{1-\nu}{2\pi\mu r}\begin{cases}0 & , \quad \tau<a\\ \dfrac{1}{2}\left(1-\displaystyle\sum_{j=1}^{3}\frac{A_j}{\sqrt{\tau^2-\xi_j^2}}\right) & , \quad a<\tau<1\\ 1-\dfrac{A_1}{\sqrt{\tau^2-\xi_1^2}} & , \quad 1\le\tau\le\xi_1\\ 1 & , \quad \tau\ge\xi_1\end{cases} \qquad [3.49]$$

onde ξ_j são as três soluções adimensionais (ξ_1, ξ_2 e ξ_3) da equação de Rayleigh

$$16\left(1-a^2\right)\xi^6-8\left(3-2a^2\right)\xi^4+8\xi^2-1=0 \qquad [3.50]$$

Destas soluções, ξ_1 é a raiz real

$$\xi_1=\frac{C_S}{C_R} \qquad [3.51]$$

enquanto ξ_2 e ξ_3 são raízes sem significado físico, as quais assumem valores reais quando $\nu<0,2631$ e valores complexos quando $\nu>0,2631$.

Associada às três raízes ξ_j, surge a definição dos coeficientes A_j

$$A_j=\frac{\left(\xi_j^2-1/2\right)^2\sqrt{a^2-\xi_j^2}}{B_j} \qquad [3.52]$$

em que

$$B_j=\left(\xi_j^2-\xi_i^2\right)\left(\xi_j^2-\xi_k^2\right) \quad , \quad i\neq j\neq k \qquad [3.53]$$

sendo $(i,j,k)=(1,2,3),(2,3,1),(3,1,2)$ as combinações possíveis dos índices *i*, *j* e *k*.

A Figura 3.6 ilustra as funções de Green, em coordenadas cilíndricas, considerando um meio semi-indefinido homogéneo com coeficiente de Poisson igual a 0,25. Dado o caráter não dispersivo destes meios, mostra-se mais interessante uma representação das funções de Green normalizadas e em função do tempo adimensional τ.

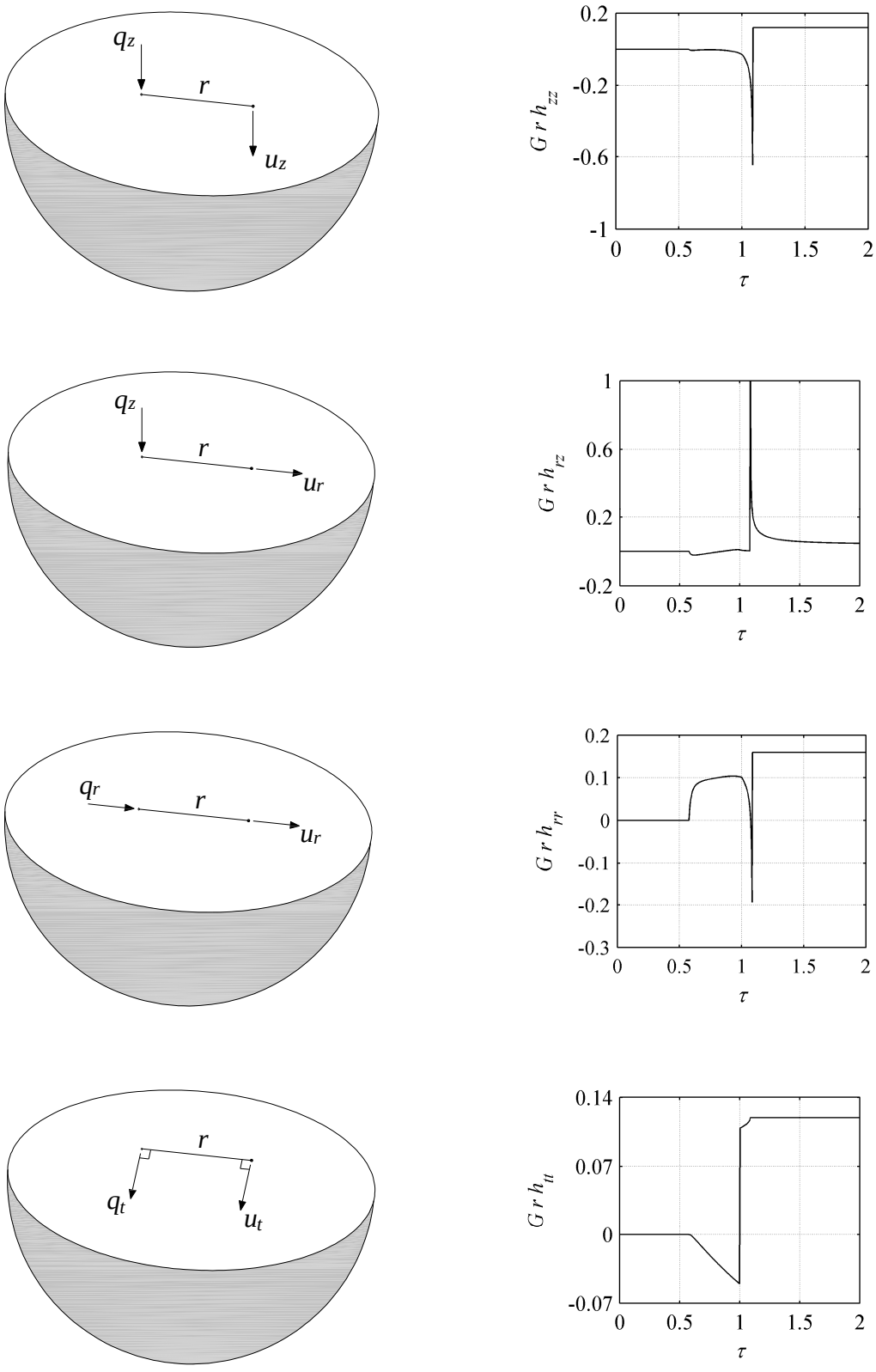


Figura 3.6 – Funções de Green normalizadas, definidas em coordenadas cilíndricas (ν = 0,25).

Conforme explicado na secção 3.3.3, a determinação da resposta devido a uma carga uniformemente distribuída é conseguida através da integração espacial da resposta devido a uma carga pontual.

No contexto da validação do procedimento adotado, estudou-se a resposta de um meio semi-indefinido homogéneo devido a uma carga uniformemente distribuída aplicada na sua superfície. A carga foi aplicada numa área quadrada de lado 2a e centrada na origem, como ilustra a Figura 3.7.

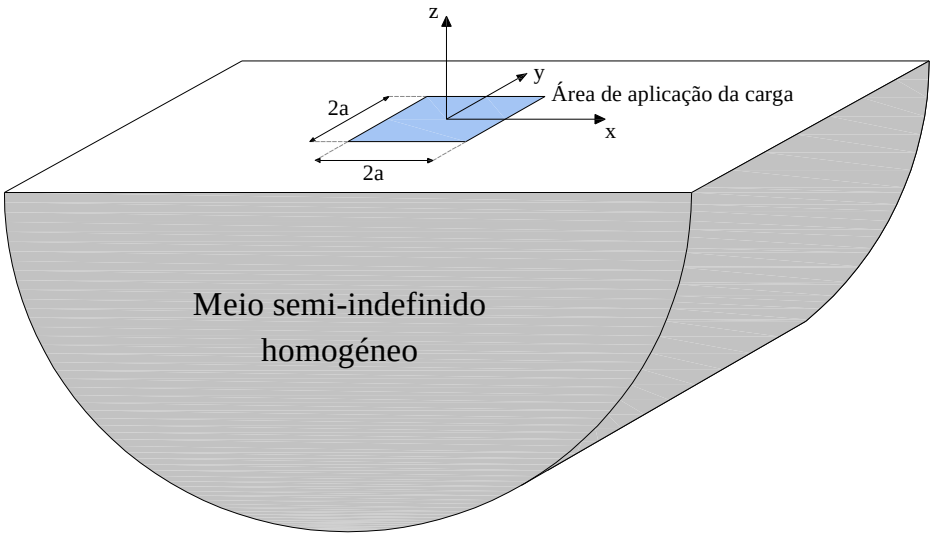


Figura 3.7 – Esquema do sistema estudado, evidenciando a área de aplicação da carga uniformemente distribuída na superfície do meio semi-indefinido homogéneo.

Por forma a ilustrar alguns dos resultados obtidos, a Figura 3.8 mostra as funções de Green correspondentes ao ponto de coordenadas (2a, 0, 0), para um cenário em que o coeficiente de Poisson do meio é igual a 0,25.

Como é possível observar, as referidas funções encontram-se definidas em coordenadas cartesianas, o que implicou a aplicação da transformação expressa por [3.36]. Uma vez mais, e pelos mesmos motivos invocados anteriormente, optou-se pela representação das respostas normalizadas e em função do tempo adimensional. A comparação dos resultados expostos com os apresentados por Guan e Novak (1994) permitiu identificar uma concordância perfeita, a qual se verificou também relativamente às restantes respostas calculadas.

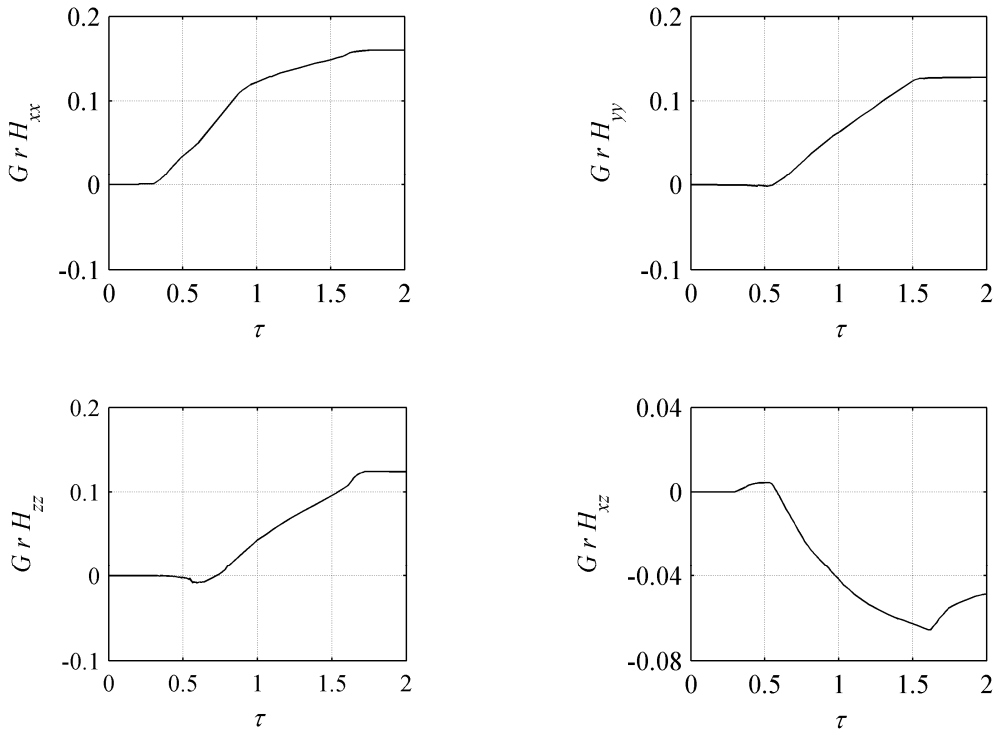


Figura 3.8 – Resposta do ponto de coordenadas (2a, 0, 0) devido a carga uniformemente distribuída aplicada numa área quadrada de lado igual a 2a e centrada na origem (ν=0,25).

Para concluir a presente secção, importa uma vez mais relembrar que as soluções analíticas apresentadas apenas são aplicáveis ao estudo de meios semi-indefinidos homogéneos sem amortecimento material. Desta forma, sempre que se pretenda ter em consideração a referida componente do amortecimento, torna-se necessário o recurso a outras metodologias, como as indicadas na secção que se segue, para o estudo de meios semi-indefinidos estratificados. Na verdade, estas ferramentas podem ser utilizadas na determinação da resposta de meios semi-indefinidos homogéneos, embora o cálculo se revele consideravelmente mais custoso do que o uso das soluções analíticas.

3.4.3. Funções de Green de meios semi-indefinidos estratificados

As funções de Green de meios estratificados não estão definidas analiticamente, pelo que a sua determinação requer o recurso a outras metodologias. Neste contexto, importa destacar o Método das Matrizes de Rigidez e o Método dos Estratos Finos, os quais se encontram disponíveis na EDT - *ElastoDynamics Toolbox for MATLAB* [Degrande e Geraedts (2008) e Schevenels et al. (2008)]. A EDT é uma ferramenta desenvolvida por investigadores da K.U. Leuven e que foi utilizada no âmbito da presente dissertação. De

uma forma resumida, esta ferramenta consiste num conjunto de funções implementadas na plataforma MATLAB, as quais permitem o estudo de problemas envolvendo a propagação de ondas em meios elásticos. Embora a metodologia proposta permita a aplicação dos dois métodos enunciados, na presente dissertação apenas o Método das Matrizes de Rigidez é utilizado.

3.4.3.1. Método das Matrizes de Rigidez

O Método das Matrizes de Rigidez (*Stiffness Matrix Method*) permite a análise de uma vasta gama de problemas envolvendo a propagação de ondas em meios elásticos. Este método viabiliza não só o estudo de meios semi-indefinidos homogéneos, mas também o de meios semi-indefinidos estratificados (Figura 3.9).

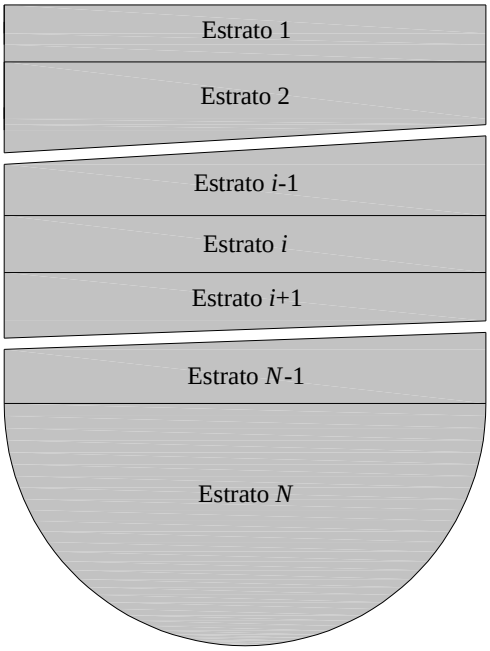


Figura 3.9 – Meio semi-indefinido estratificado.

No caso de meios semi-indefinidos homogéneos, a utilização das soluções analíticas revela-se extremamente mais eficiente do ponto de vista computacional. No entanto, o Método das Matrizes de Rigidez apresenta como vantagem importante o facto de possibilitar a consideração do amortecimento material do meio.

No estudo do comportamento de meios semi-indefinidos estratificados, e quando comparado com o Método dos Estratos Finos, o Método das Matrizes de Rigidez apresenta como vantagem a possibilidade de determinação da resposta do maciço de

uma forma exata e como desvantagem o facto de assentar numa formulação matemática um pouco mais complexa, envolvendo funções transcendentais.

O Método das Matrizes de Rigidez teve origem numa abordagem inicial baseada em matrizes de transferência, proposta por Thomson (1950) e Haskell (1953), a qual foi posteriormente transformada por Kausel e Roësset (1981) numa formulação baseada em matrizes de rigidez.

Thomson (1950) e Haskell (1953) formularam matrizes de transferência no domínio da frequência e do número de onda, baseadas nas soluções exatas das equações de onda do meio, permitindo o estudo da propagação de ondas em meios estratificados. A metodologia proposta baseia-se na divisão do meio na sua direção vertical em elementos, com dimensões horizontais infinitas, os quais representam cada um dos seus estratos. O recurso às referidas soluções exatas permite a definição das matrizes de transferência de cada elemento, as quais estabelecem a relação entre os deslocamentos e as tensões nas duas fronteiras do respetivo elemento. A matriz de transferência do meio corresponde ao produto das matrizes de transferência de cada um dos elementos.

Kausel e Roësset (1981) apresentaram, posteriormente, uma alternativa às matrizes de transferência de Haskell-Thomson, baseada em matrizes de rigidez, também elas formuladas no domínio da frequência e do número de onda. A formulação no domínio da frequência e do número de onda tem como vantagem o facto de permitir a obtenção das soluções exatas da equação de onda em estratos homogéneos com espessura definida, assim como em estratos semi-indefinidos homogéneos. Desta forma, o meio é discretizado com recurso a um conjunto de elementos (um por estrato), cada um deles traduzindo o comportamento de um destes tipos de estratos. De uma forma simplificada, os últimos distinguem-se pelo facto de apenas permitirem a saída de ondas, enquanto os primeiros contemplam a possibilidade de entrada e saída das mesmas. As matrizes de rigidez destes elementos permitem relacionar deslocamentos e tensões nas fronteiras do elemento, sendo definidas com base nas soluções exatas obtidas no domínio da frequência e do número de onda. As matrizes de rigidez elementares são posteriormente assembladas, seguindo um procedimento semelhante ao adotado no MEF, por forma a obter a matriz de rigidez global do meio. Na realidade, o Método das Matrizes de Rigidez pode ser interpretado como um caso particular do MEF, em que as funções de

forma utilizadas correspondem às soluções exatas da equação de onda. Sendo a propagação de ondas reproduzida de forma exata, torna-se desnecessária a discretização de cada estrato com recurso a mais do que um elemento. Aliás, o Método das Matrizes de Rigidez é normalmente referido como sendo exato, na medida em que permite definir expressões matemáticas exatas para a resposta do meio, as quais não dependem da discretização adotada. No entanto, importa ter presente que embora definidas de uma forma exata as respostas são, na generalidade dos casos, avaliadas numericamente.

O Método das Matrizes de Rigidez revela-se bastante útil na resolução de diversos problemas no âmbito da elastodinâmica, nomeadamente os que envolvem: i) dispersão e atenuação de ondas de superfície; ii) amplificação de ondas; iii) vibrações forçadas. A última das aplicação enunciadas envolve a determinação da resposta do maciço devido à atuação de uma solicitação externa, correspondendo ao cenário com mais interesse no contexto da presente dissertação.

De uma forma resumida, a aplicação do Método das Matrizes de Rigidez ao cálculo da resposta de um determinado meio devido a uma solicitação externa consiste no seguinte conjunto de etapas:

a) definição das ações, neste âmbito consideradas como tensões externas, $\tilde{\mathbf{t}}^{G}$, no domínio da frequência e do número de onda;

b) determinação das matrizes de rigidez dos diversos estratos, $\tilde{\mathbf{K}}^{elem}$, para cada frequência e número de onda;

c) assemblagem das matrizes de rigidez elementares, seguindo um procedimento semelhante ao adotado no MEF, por forma a obter a matriz de rigidez global do meio, $\tilde{\mathbf{K}}^{G}$ (matriz simétrica, em banda);

d) resolução do sistema de equações

$$\tilde{\mathbf{K}}^{G}\,\tilde{\mathbf{u}}^{G} = \tilde{\mathbf{t}}^{G} \qquad [3.54]$$

por forma a obter o vetor dos deslocamentos nas várias interfaces do meio, $\tilde{\mathbf{u}}^{G}$, no domínio da frequência e do número de onda;

e) determinação da resposta no domínio do tempo e do espaço, $\mathbf{u}^{\mathbf{G}}$, nas diversas interfaces, através da aplicação de transformadas inversas.

No que diz respeito à notação utilizada, importa apenas referir que o til sobre uma dada variável significa que a mesma se encontra definida no domínio da frequência e do número de onda.

As expressões que definem as matrizes de rigidez elementares, quer para o caso dos estratos homogéneos com espessura definida quer para o caso dos estratos homogéneos semi-indefinidos encontram-se definidas na bibliografia, nomeadamente nos trabalhos de Kausel (2006) e Schevenels (2007).

Uma vez conhecida a resposta nas diversas interfaces do meio é possível determinar, de forma exata, a resposta num qualquer ponto do mesmo. No contexto da metodologia descrita, apenas se mostra necessário conhecer as funções de Green (genericamente designadas por $\mathbf{u}^{\mathbf{G}}$) em pontos da superfície. A resposta devido a uma carga pontual aplicada na superfície do meio no instante $t = 0$ e mantida constante corresponde às anteriormente definidas funções **h**. Por seu lado, a resposta gerada por uma carga distribuída numa área, **H**, resulta da integração espacial da anterior, conforme explicado na secção 3.3.3.

Na opinião do autor, não se justifica uma descrição mais detalhada do Método das Matrizes de Rigidez no contexto desta dissertação, dada a facilidade com que é possível encontrar essa informação na bibliografia [Kausel (2006), Degrande (2008)]. Por outro lado, Schevenels (2007) apresenta também uma descrição bastante pormenorizada da sua aplicação a problemas bidimensionais e tridimensionais utilizando a EDT. Neste sentido, opta-se por discutir apenas alguns aspetos considerados mais relevantes para a compreensão quer da exposição quer dos exemplos apresentados.

3.4.3.2. Amortecimento geométrico e material

Um dos aspetos a evidenciar está relacionado com a forma como o amortecimento do maciço é tido em conta no cálculo. Para esse efeito, julga-se fundamental começar por distinguir as duas componentes do amortecimento consideradas: o amortecimento geométrico e o amortecimento material.

O amortecimento geométrico, ou amortecimento por radiação, resulta do espalhamento da energia transportada pela onda ao longo de um volume crescente com a distância à fonte. Esta componente do amortecimento não resulta portanto numa libertação de energia para o exterior do sistema, mas sim no seu espalhamento pelo sistema (o que se traduz numa menor quantidade de energia por unidade de volume). Uma vez que está relacionado com a geometria do meio e não com as suas propriedades materiais, o amortecimento por radiação surge naturalmente no cálculo.

Existe, por outro lado, uma componente do amortecimento associada à dissipação de energia do sistema enquanto a onda se propaga. Este processo de dissipação de energia é designado por amortecimento material e resulta, por exemplo, da transformação de alguma energia mecânica em energia térmica, a qual é libertada sob a forma de calor. Nos cenários em que a resposta de maciços semi-indefinidos homogéneos é calculada com recurso a soluções analíticas, não é considerada a existência de amortecimento material. Por outro lado, quando a resposta do maciço é obtida com recurso ao Método das Matrizes de Rigidez (implementado na EDT), assume-se que o amortecimento material tem natureza histerética, ou seja independente da frequência. De acordo com o princípio da correspondência [Achenbach (1973), Dominguez (1993)], o amortecimento histerético pode ser tido em conta facilmente na modelação de um material viscoelástico no domínio da frequência. De facto, tal é possível através da consideração de um material elástico equivalente, com propriedades elásticas modificadas relativamente às originais. Esta modificação baseia-se na consideração de constantes de Lamé complexas, λ^* e μ^*, as quais são dadas por:

$$\lambda^* + 2\mu^* = (\lambda + 2\mu)(1 \pm 2D_P i) \qquad [3.55]$$

$$\mu^* = \mu(1 \pm 2D_S i) \qquad [3.56]$$

onde D_P e D_S representam os coeficientes de amortecimento histerético (independentes da frequência) correspondentes à propagação de ondas longitudinais e transversais respetivamente e i é a unidade imaginária. O sinal mais é utilizado no caso de frequências positivas, enquanto o sinal menos é usado no caso de frequências negativas. No caso da frequência igual a zero, as constantes de Lamé não são modificadas, assumindo portanto valores reais.

Neste contexto, parece justificar-se ainda um breve comentário no que diz respeito à indicação de diferentes coeficientes de amortecimentos associados à propagação de ondas longitudinais e transversais. De facto, em termos conceptuais, compreende-se facilmente a referida distinção. No entanto, dadas as dificuldades práticas associadas à determinação dos referidos parâmetros, é muito frequente a definição de um único coeficiente de amortecimento, independente do tipo de deformação a que o maciço se encontra sujeito, $D = D_P = D_S$.

3.4.3.3. Transformadas inversas

A resolução do sistema de equações [3.54], tendo em vista a determinação da resposta do maciço, é feita no domínio do número de onda e da frequência, onde é possível definir soluções exatas para a resposta pretendida. A aplicação de uma transformada de Fourier permite a passagem do domínio do tempo para o domínio da frequência. Por outro lado, num problema tridimensional, a passagem para o domínio do número de onda pode ser conseguida através de uma expansão em séries de Fourier da coordenada circunferencial θ para o número de onda circunferencial k_θ, seguida de um transformada de Hankel da coordenada radial r para o número de onda radial k_r.

No entanto, no âmbito da metodologia aqui apresentada, interessa o conhecimento da resposta tridimensional do maciço no domínio do tempo e do espaço, o qual requer a aplicação de transformadas inversas que permitam: numa primeira fase, a transformação do domínio do número de onda para o domínio do espaço e, numa segunda fase, do domínio da frequência para o domínio do tempo. Este procedimento requer, portanto, a aplicação de uma transformada inversa de Hankel (a qual permite obter a resposta no domínio da frequência e do espaço), seguida de uma transformada inversa de Fourier (a qual permite obter a resposta no domínio do tempo e do espaço).

A EDT permite a utilização de transformadas de Fourier e de Hankel logarítmicas, as quais se baseiam no algoritmo originalmente desenvolvido por Talman (1978) e modificado por Schevenels (2007). O recurso a transformadas logarítmicas revela-se extremamente vantajoso no estudo de problemas envolvendo parâmetros cujo valor atravessa várias ordens de grandeza, como é o caso das funções de Green a determinar. De facto, neste contexto surge a necessidade de conhecer a resposta em pontos muito

próximos da fonte e, simultaneamente, em pontos muito afastados da mesma, o que requer a consideração de uma gama de números de onda muito alargada. No entanto, os seus valores podem ser definidos seguindo uma amostragem logarítmica, ou seja com um maior número de amostras na gama dos baixos números de onda (onde as funções de Green apresentam variações mais significativas) e um maior afastamento entre amostras na gama dos números de onda mais elevados (onde as funções de Green apresentam variações mais suaves). Este procedimento permite assim o cálculo da resposta de uma forma adequada e computacionalmente bastante eficiente.

A explicação detalhada das diversas transformadas utilizadas pode ser encontrada no trabalho de Schevenels (2008), o que justifica a breve descrição aqui apresentada.

3.4.3.4. Amostragem no domínio transformado

Na formulação do Método das Matrizes de Rigidez implementada na EDT, a amostragem de números de onda é definida através do parâmetro p (*slowness*), definido como o quociente entre o número de onda k e a frequência angular ω:

$$p = \frac{k}{\omega} \qquad [3.57]$$

A principal vantagem deste procedimento resulta da utilização de uma mesma amostragem para todas as frequências, ω, dado que a gama de números de onda relevantes para o cálculo das funções de Green é proporcional à frequência. Conforme referido anteriormente, utiliza-se uma amostragem logarítmica deste parâmetro, a qual requer portanto a definição de três parâmetros: i) o valor mínimo, $p_{mín}$; ii) o valor máximo, p_{max}; iii) o número de amostras, N_p. O valor mínimo, $p_{mín}$, determina a precisão das funções de Green nos pontos mais afastados, enquanto o valor máximo, p_{max}, determina a precisão da resposta nos pontos mais próximos. O número de amostras, N_p, define a resolução no domínio do número de onda, a qual deve permitir capturar os picos nas funções de Green associados às ondas de superfície. No caso de meios com valores mais baixos de amortecimento, os referidos picos serão mais apertados, o que implica a necessidade de um maior número de amostras.

Por forma a avaliar a qualidade da resposta e a identificar a necessidade de eventuais ajustes na amostra adotada, recomenda-se uma análise cuidada das funções de Green no

domínio transformado. Os valores propostos por Schevenels et al. (2008) podem, ainda assim, ser utilizados como ponto de partida:

$$p_{min} = \frac{10^{-5}}{C_{max}} \qquad [3.58]$$

$$p_{max} = \frac{10^{5}}{C_{min}} \qquad [3.59]$$

$$N_p = \left(\log\ p_{max} - \log\ p_{min}\right) \frac{C_{max}}{C_{min}} \frac{1}{D_{min}} \simeq 2.3 \left(\log_{10}\ p_{max} - \log_{10}\ p_{min}\right) \frac{C_{max}}{C_{min}} \frac{1}{D_{min}} \qquad [3.60]$$

onde C_{max} representa a velocidade máxima das ondas (longitudinais), enquanto C_{min} representa a velocidade mínima das ondas (transversais) no meio. D_{min} corresponde ao menor dos coeficientes de amortecimento histerético do meio.

3.4.3.5. Cálculo das funções de Green com o Método das Matrizes de Rigidez (EDT)

Na EDT, o maciço é assumido como um meio semi-indefinido estratificado. Desta forma, a modelação é feita com recurso à assemblagem dum conjunto de *N* elementos, representando os diversos estratos do maciço, conforme ilustrado na Figura 3.10.

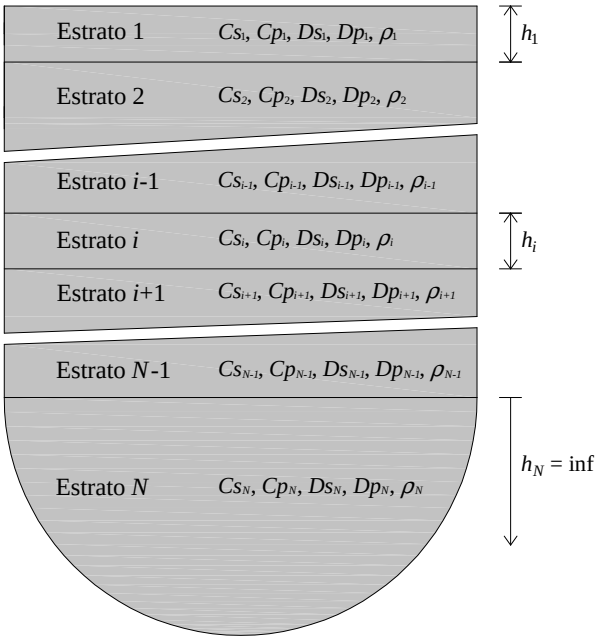


Figura 3.10 – Esquema genérico de um meio semi-indefinido estratificado com N estratos.

Na modelação do maciço podem ser considerados dois diferentes tipos de elementos: elementos que simulam estratos com espessura finita e elementos que simulam estratos

semi-indefinidos. O perfil do maciço é construído no sentido descendente, sendo que o último elemento corresponde obrigatoriamente a um estrato semi-indefinido. Cada elemento é caracterizado pelos seguintes parâmetros: espessura, h; velocidade das ondas longitudinais, C_P; velocidade das ondas de corte, C_S; coeficiente de amortecimento histerético para ondas longitudinais, D_P; coeficiente de amortecimento histerético para ondas de corte, D_S; massa volúmica, ρ.

Uma vez caracterizado o maciço, torna-se necessário proceder à identificação da coordenada vertical do ponto de aplicação da carga. No âmbito da metodologia apresentada, considera-se a solicitação aplicada na superfície do maciço, o que faz com que o parâmetro correspondente, z_S, tome sempre um valor igual a zero.

De seguida, surge a definição da posição dos *nr* pontos nos quais se pretende conhecer a resposta, frequentemente designados por pontos recetores. Como se compreende, a malha de pontos recetores a definir depende das dimensões totais da região de interação, assim como das dimensões adotadas para os elementos de interação. O cálculo das funções de Green é efetuado em coordenadas cilíndricas, sendo cada ponto recetor definido pelas suas coordenadas: radial (r), circunferencial (θ) e vertical (z). Da necessidade de conhecer a resposta na superfície do meio resulta que a coordenada vertical, z, tome sempre o valor nulo. Por seu lado, a determinação das funções de Green h_{zz}, h_{rz}, h_{rr} e h_{tt} implica a consideração de um valor nulo também para a coordenada circunferencial, θ.

A escolha do vetor **t,** com os *nt* instantes de tempo em que se pretende conhecer a resposta, permite concluir a caracterização do problema no domínio do tempo e espaço.

A introdução de dados fica concluída com a escolha da discretização no domínio transformado, ou seja com a definição das amostragens de frequências e números de onda a considerar no cálculo. No que diz respeito à amostragem de frequências, procede-se à construção de um vetor $\boldsymbol{\omega}$, com *nf* amostras logaritmicamente espaçadas correspondentes ao valor das frequências angulares a considerar ($\omega = 2\pi f$). De forma análoga, é definida a discretização no domínio do número de onda através do vetor **p**, composto por *np* amostras logaritmicamente espaçadas. Na plataforma MATLAB, estes vetores podem ser facilmente criados com recurso à função *logspace*, a qual gera um

vetor com amostras logaritmicamente espaçadas a partir da introdução das seguintes grandezas: valor mínimo, valor máximo e número de amostras.

A resposta do maciço é determinada com recurso à rotina *green3d_cyl* da EDT, a qual permite o cálculo das funções de Green tridimensionais, em coordenadas cilíndricas, no domínio da frequência e do espaço. Esta rotina calcula as funções de Green no domínio da frequência e do número de onda (com recurso ao Método das Matrizes de Rigidez), procedendo de seguida à aplicação de um transformada inversa de Hankel, a qual permite definir a resposta no domínio da frequência e do espaço. Com a função *logifft* , da EDT, é aplicada uma transformada inversa de Fourier logarítmica, por forma a obter a resposta no domínio do tempo e do espaço.

A Figura 3.11 mostra um esquema simplificado do procedimento usado para o cálculo das funções de Green com o Método das Matrizes de Rigidez disponível na EDT.

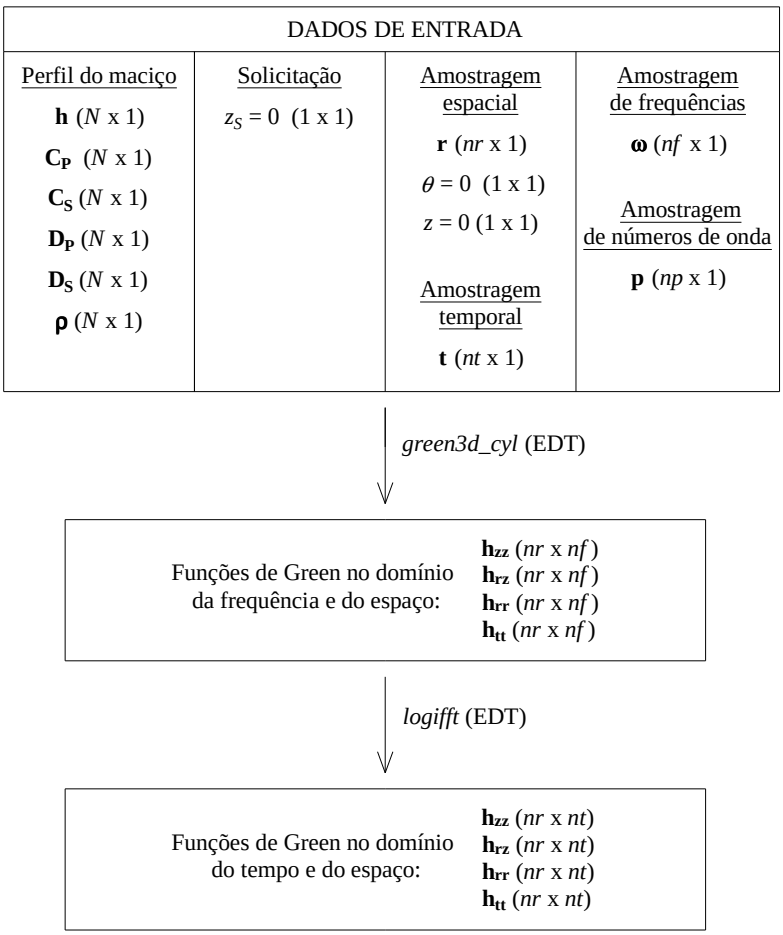


Figura 3.11 – Esquema simplificado do procedimento adotado para o cálculo das funções de Green com o Método das Matrizes de Rigidez disponível na EDT.

3.4.3.6. Exemplo numérico

Por forma a identificar algumas diferenças ao nível do seu comportamento, analisou-se a resposta tridimensional de dois maciços: um maciço semi-indefinido homogéneo e um maciço semi-indefinido estratificado, com as propriedades ilustradas na Figura 3.12.

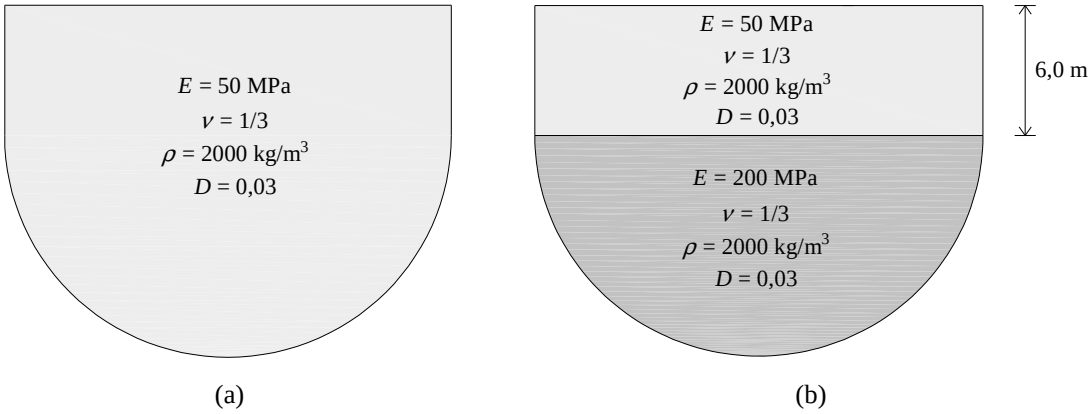


Figura 3.12 – Propriedades dos maciços estudados: a) maciço semi-indefinido homogéneo; b) maciço semi-indefinido estratificado.

Para esse efeito, aplicou-se uma carga vertical com caráter impulsivo (Figura 3.13) na superfície de cada um dos maciços e procedeu-se à determinação das respostas geradas.

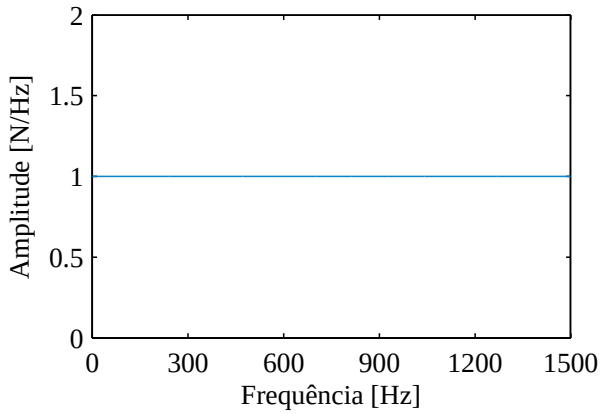
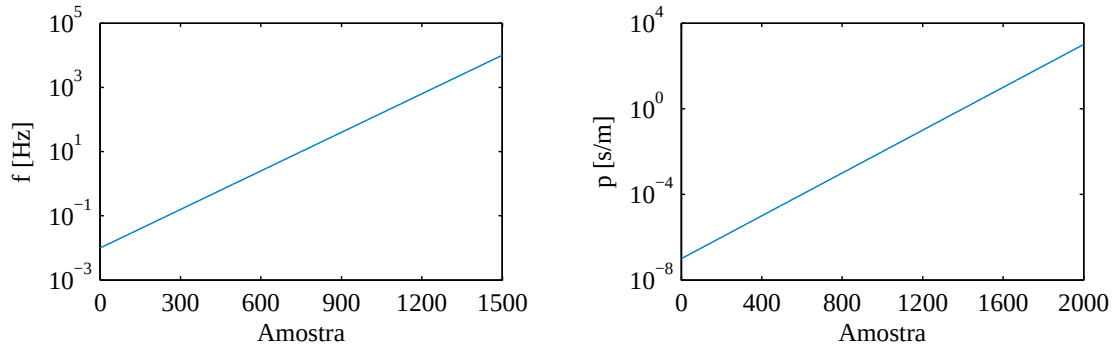


Figura 3.13 – Conteúdo em frequência da carga vertical impulsiva aplicada na superfície dos maciços.

A resposta é calculada no domínio da frequência e do número de onda, o que implica a definição da amostragem neste domínio. A amostragem de números de onda é definida pelo parâmetro p, o qual representa o quociente entre o número de onda k e a frequência angular ω. Neste exemplo, foi utilizada uma amostragem logarítmica com 2000 valores, compreendidos entre 10^{-7} s/m e 10^{3} s/m. A definição desta amostragem teve como base os valores propostos pelas expressões [3.58] a [3.60], os quais sofreram pequenos

ajustes por forma a melhorar qualidade da resposta obtida. No que diz respeito às frequências consideradas, usou-se também uma amostragem logarítmica com 1500 valores, compreendidos entre 10^{-2} Hz e 10^{4} Hz. A Figura 3.14 apresenta as amostragens utilizadas no domínio transformado.



(a) (b)

Figura 3.14 – Amostragens no domínio transformado: a) frequências; b) números de onda.

Posteriormente, a aplicação de transformadas inversas tornou possível o conhecimento das respostas no domínio do tempo e do espaço, as quais se pretende ilustrar de seguida. A representação através de colorações, viabiliza uma análise essencialmente qualitativa das respostas de cada um dos maciço, permitindo observar claramente a propagação dos diferentes tipos de ondas.

A Figura 3.15 mostra a norma do deslocamento (raiz quadrada da soma dos quadrados das suas componentes) no maciço semi-indefinido homogéneo, em diferentes instantes de tempo: 0,025 s, 0,050 s, 0,075 s, 0,100 s e 0,125 s após a aplicação da carga. A sequência de colorações apresentada permite observar facilmente a propagação dos diferentes tipos de ondas: ondas P, S e de Rayleigh. As ondas P e S propagam-se em profundidade com velocidades de 193,6 m/s e 96,8 m/s, enquanto as ondas de Rayleigh se propagam junto à superfície com uma velocidade de cerca de 90,2 m/s.

Por seu lado, a Figura 3.16 apresenta a evolução temporal da mesma grandeza no caso do maciço semi-indefinido estratificado. Tal como seria expectável, a resposta deste maciço apresenta diferenças relativamente à do maciço semi-indefinido homogéneo, a partir do momento em que as ondas atingem o estrato inferior (mais rígido) e começa a ser possível observar as reflexões daí resultantes.

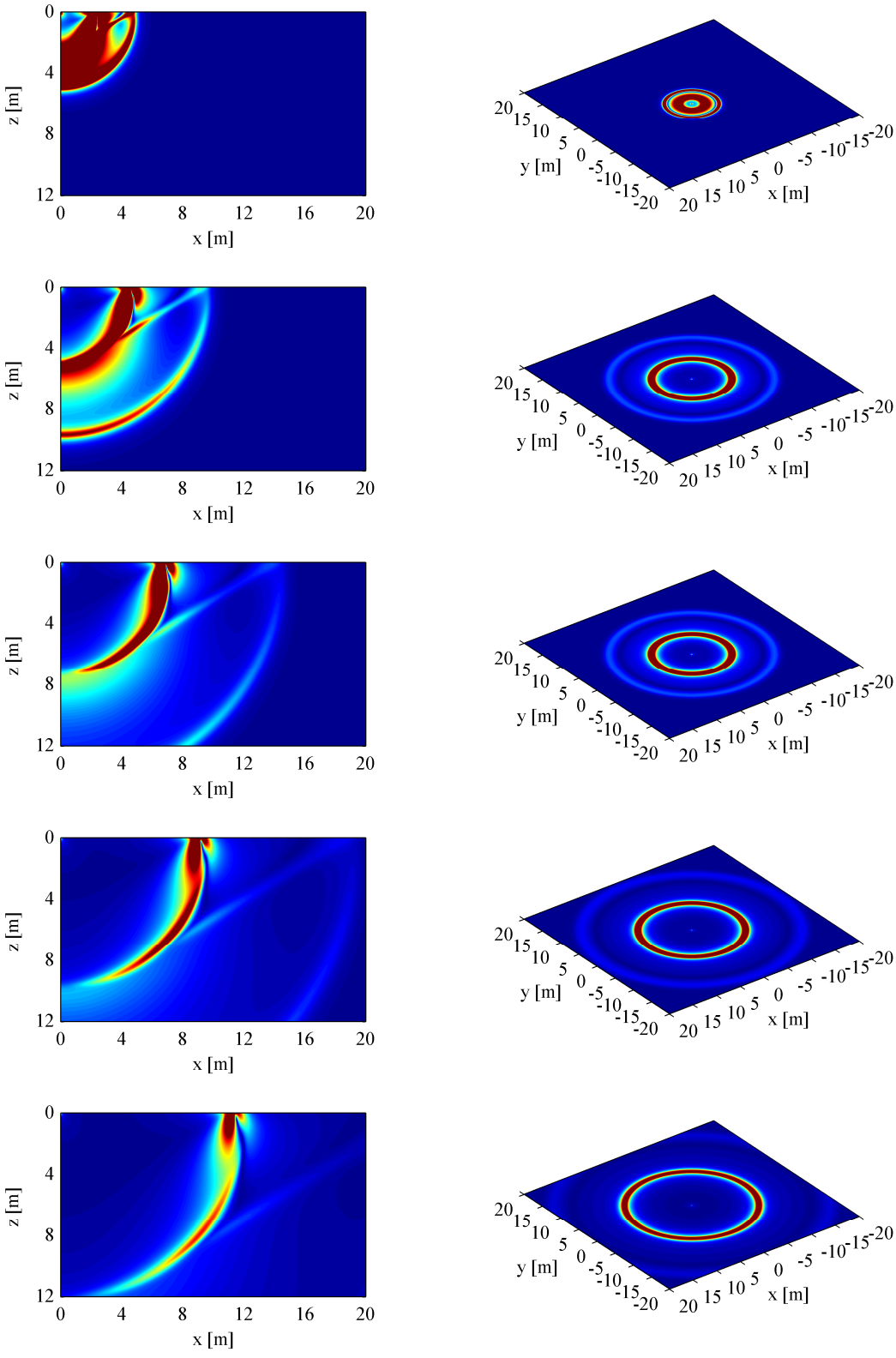


Figura 3.15 – Norma do deslocamento no maciço semi-indefinido homogéneo devido a uma carga impulsiva vertical aplicada na superfície do maciço, nos instantes 0,025 s, 0,050 s, 0,075 s, 0,100 s e 0,125 s após a aplicação da carga: a) corte - plano xz; b) planta - plano xy.

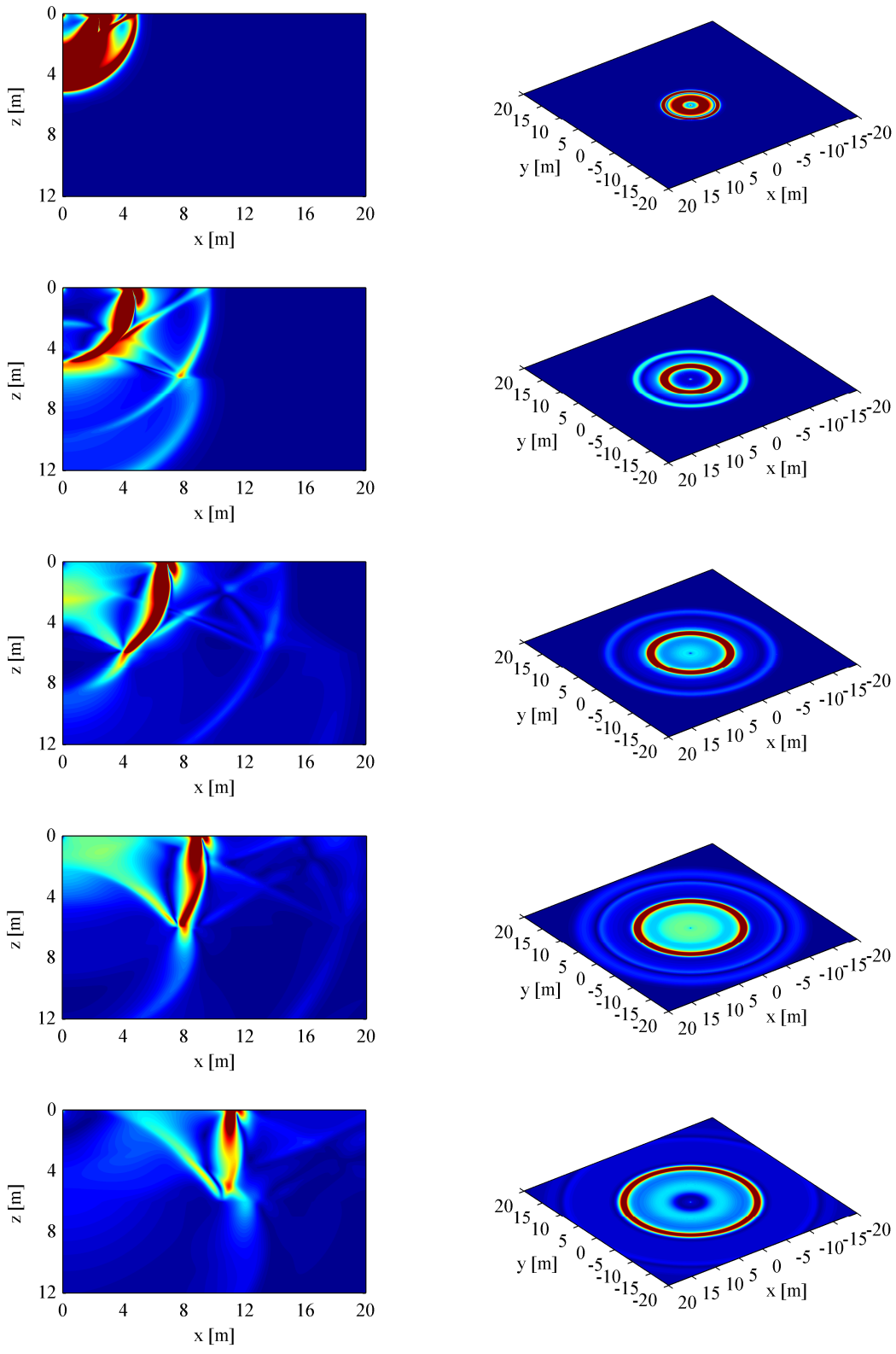


Figura 3.16 – Norma do deslocamento no maciço semi-indefinido estratificado devido a uma carga impulsiva vertical aplicada na superfície do maciço nos instantes 0,025 s, 0,050 s, 0,075 s, 0,100 s e 0,125 s após a aplicação da carga: a) corte - plano xz; b) planta - plano xy.

3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

No capítulo que agora termina procedeu-se à apresentação de uma ferramenta numérica desenvolvida tendo em vista a análise de problemas tridimensionais de interação dinâmica veículo-estrutura-maciço. A metodologia descrita consiste num caso particular do acoplamento MEF/MEC, em que a estrutura modelada com elementos finitos se encontra assente na superfície do maciço. A formulação no domínio do tempo potencia a consideração de comportamentos não lineares do veículo e da estrutura, enquanto o seu caráter tridimensional facilita o estudo de cenários em que a estrutura não seja invariante ao longo de alguma das suas direções.

Embora a necessidade da sua implementação tenha surgido no contexto dos problemas de vibrações induzidas por tráfego ferroviário, pode ser utilizada de um modo geral no estudo de problemas de interação dinâmica veículo-estrutura-maciço em que a estrutura se encontre assente na superfície do maciço.

Por um lado, a versatilidade associada ao MEF viabiliza a simulação do veículo e da estrutura com o grau de complexidade adequado a cada problema. Por outro, as funções de Green do maciço permitem uma reprodução adequada do seu comportamento dinâmico. No contexto da presente dissertação, o cálculo destas funções baseou-se na idealização do maciço como um meio semi-indefinido homogéneo ou como um meio semi-indefinido estratificado. As funções de Green de um meio semi-indefinido homogéneo encontram-se definidas analiticamente, embora não permitam contemplar o efeito do amortecimento material. Embora a utilização destas soluções analíticas se revele bastante atraente do ponto de vista computacional, a necessidade de simular o maciço de forma mais realista implica o recurso a ferramentas mais adequadas. A determinação da resposta de meios estratificados, por exemplo, foi conseguida com recurso ao Método das Matrizes de Rigidez disponível na ferramenta EDT. Este método permite não só o estudo de meios semi-indefinidos estratificados mas também o de meios semi-indefinidos homogéneos. Neste último caso, o recurso ao Método das Matrizes de Rigidez revelou-se especialmente útil nos cenários em que as soluções analíticas não se encontram definidas. De notar que, embora tenha tornado possível uma simulação mais realista do comportamento do maciço, o cálculo da resposta do maciço

com o Método das Matrizes de Rigidez acarretou um acréscimo significativo do custo computacional associado.

O acoplamento dos três subsistemas foi conseguido através de considerações baseadas no equilíbrio de forças e na compatibilização de deslocamentos, tendo resultado num sistema de equações global que pode ser resolvido de forma direta, com recurso ao Método de Gauss ou equivalente.

4. IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA DE ANÁLISE DINÂMICA E EXEMPLOS NUMÉRICOS DE VALIDAÇÃO

4.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior desta dissertação procedeu-se à descrição de uma metodologia que permite a análise tridimensional de problemas de vibrações induzidas na via e na sua envolvente, tendo em conta a interação dinâmica do sistema veículo-estrutura-maciço. O presente capítulo começa com uma descrição geral da implementação da referida metodologia e com a identificação dos procedimentos necessários para a realização de uma análise dinâmica com a ferramenta desenvolvida. Por representarem os principais contributos do trabalho realizado pelo autor, especial atenção é dada à reprodução do comportamento dinâmico do maciço e à definição do seu acoplamento com a estrutura. De seguida, procede-se à descrição de algumas variantes implementadas no código, por forma a permitir a consideração de um acoplamento relaxado entre a estrutura e o maciço, assim como a análise eficiente de estruturas simétricas. Por fim, são apresentados e discutidos alguns exemplos numéricos, os quais fazem parte de um vasto conjunto de análises levadas a cabo no âmbito da validação da ferramenta desenvolvida. A ordem de exposição destes exemplos segue uma lógica de complexidade crescente, procurando cobrir alguns possíveis campos de aplicação da ferramenta.

4.2. DESCRIÇÃO GERAL DA IMPLEMENTAÇÃO

Conforme explicado no capítulo anterior, a ferramenta desenvolvida baseia-se no caso particular de um acoplamento MEF/MEC, em que a estrutura modelada com elementos finitos se encontra assente na superfície do maciço (cujo comportamento é traduzido com recurso às suas funções de Green).

As funções de Green do maciço são determinadas através de um conjunto de rotinas desenvolvidas na plataforma MATLAB R2009a, enquanto as restantes operações são executadas pelo programa FEMIX (Neves et al., 2012). Como se compreende, sendo este último um programa de elementos finitos (desenvolvido na FEUP), algumas alterações ao código original foram necessárias. Da mesma forma, revelou-se também indispensável a escrita de um conjunto de novas rotinas. De seguida, é feita uma breve descrição de todo o processo de desenvolvimento da nova ferramenta.

Conforme foi explicado no Capítulo 3, as funções de Green do maciço são determinadas através: i) de soluções analíticas, sempre que aplicáveis; ii) do Método das Matrizes de Rigidez, nos restantes casos. O cálculo usando soluções analíticas (Kausel, 2006, 2012) requereu a implementação dessas soluções em código MATLAB, tendo resultado num conjunto de rotinas que permite a determinação das funções de Green de uma forma extremamente rápida. Por seu lado, o cálculo das funções de Green através do Método das Matrizes de Rigidez é efetuado com a ferramenta EDT [Degrande e Geraedts (2008) e Schevenels et al. (2008)]. Neste contexto, desenvolveu-se (também na plataforma MATLAB) um outro conjunto de rotinas, as quais permitem a definição dos diversos parâmetros de entrada e coordenam a execução das diversas funções da EDT usadas. As rotinas desenvolvidas possibilitam ainda uma análise rápida da qualidade dos resultados e o ajuste dos parâmetros adotados (quando tal for necessário). Independentemente do procedimento utilizado, as operações anteriormente descritas resultam na determinação das funções de Green em coordenadas cilíndricas, $\mathbf{h}_{\mathbf{cil}}$, e na sua escrita num ficheiro binário, o qual pode ser lido pelo programa FEMIX por forma a dar continuidade à análise dinâmica.

Uma vez concluída a primeira fase do processo de implementação, surgiu a necessidade de proceder às alterações necessárias ao nível do programa FEMIX. As primeiras rotinas desenvolvidas visaram a determinação das matrizes de flexibilidade $\mathbf{F}^{k}$, assim como o cálculo da matriz de rigidez dinâmica do maciço $\mathbf{K}^{\mathbf{act}}$ e sua adição à matriz do sistema veículo-estrutura (ainda antes do primeiro instante de análise). De seguida, torna-se necessário avaliar o produto de convolução que permite definir o vetor $\mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{\mathrm{hist}}$. Após o cálculo deste vetor e sua adição ao sistema de equações global, é possível dar início à resolução deste sistema com recurso ao método de Gauss, já previamente

implementado no programa FEMIX. No entanto, importa relembrar que, sendo o vetor $\mathbf{f}_G^{hist}$ variável ao longo do tempo, a sua atualização é necessária antes do avanço para a resolução do sistema de equações correspondente ao instante de tempo seguinte.

Após esta breve descrição da implementação, procede-se na secção seguinte a uma descrição mais detalhada dos procedimentos envolvidos na realização de uma análise dinâmica com a ferramenta desenvolvida.

4.3. REALIZAÇÃO DE ANÁLISES DINÂMICAS COM A FERRAMENTA DESENVOLVIDA

A realização de uma análise dinâmica com a ferramenta desenvolvida requer a preparação por parte do utilizador de um ficheiro de texto, *jobname_gl.dat*, e ainda a escrita de um ficheiro binário pelo programa MATLAB, *jobname_GF.bin*.

O ficheiro *jobname_gl.dat* é o ficheiro de dados usado na realização de uma análise com o programa FEMIX: contém toda a informação correspondente ao modelo de elementos finitos usado na simulação da estrutura, assim como a definição do carregamento e do intervalo de tempo a usar na análise. No estudo de problemas envolvendo interação veículo-estrutura, o ficheiro inclui ainda informação relativa ao modelo adotado na simulação do veículo e ao perfil de irregularidades a considerar. Dada a intenção de ter em conta o acoplamento entre a estrutura e o maciço, surgiu a necessidade de incluir neste ficheiro alguma informação adicional. De entre o conjunto de dados a acrescentar, importa destacar a definição dos elementos de interação e correspondentes pontos de interação e ainda a indicação dos pontos da superfície do maciço nos quais se pretende saber a resposta. Deve conter ainda a indicação do tipo de acoplamento a considerar na análise (o qual pode ser completo ou relaxado, como será explicado na secção 4.6) e a intenção de aproveitar uma eventual simetria do sistema.

Por seu lado, o ficheiro binário escrito pelo MATLAB (*jobname_GF.bin*) contém a informação relativa à evolução temporal das funções de Green do maciço, definidas em coordenadas cilíndricas e calculadas por uma das vias indicadas na secção 3.4 desta dissertação.

Após uma verificação da coerência entre os dois ficheiros de entrada, o programa dá então continuidade ao cálculo. Numa primeira etapa, a informação fornecida é utilizada na construção das matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura e do veículo, assim como na definição do vetor das forças nodais.

De seguida, procede à determinação das matrizes de flexibilidade $\mathbf{F}^k$, para cada instante de tempo de análise. Este processo inicia-se com a construção das matrizes das funções de Green em coordenadas cilíndricas, $\mathbf{h}_{\mathbf{cil}}(\xi_1, \xi_2, t)$, com a forma apresentada nas expressões [3.38] e [3.39]. Posteriormente, são calculadas as matrizes das funções de Green em coordenadas cartesianas, $\mathbf{h}_{\mathbf{cart}}(\xi_1, \xi_2, t)$, através da relação [3.36]. A definição das matrizes com as funções de Green que traduzem a resposta devido à ação de uma carga uniformemente distribuída, $\mathbf{H}_{\mathbf{cart}}(\xi_1, \boldsymbol{\Omega}, t)$, resulta de uma integração espacial das matrizes $\mathbf{h}_{\mathbf{cart}}(\xi_1, \xi_2, t)$ - [3.40] a [3.42]. De seguida, as matrizes de flexibilidade, $\mathbf{F}^k_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}$, são obtidas a partir das matrizes $\mathbf{H}_{\mathbf{cart}}(\xi_1, \boldsymbol{\Omega})$, de acordo com a relação expressa por [3.12]. Finalmente, cada matriz $\mathbf{F}^k$ resulta da assemblagem das diversas matrizes $\mathbf{F}^k_{\xi,\boldsymbol{\Omega}}$, de modo a representar a resposta em todos os pontos de interação devido a tensões em todos os elementos de interação. Após a determinação de cada matriz, procede-se à sua escrita num ficheiro binário, sendo esta opção discutida com mais pormenor secção que se segue.

O passo seguinte passa pela determinação das matrizes de transformação $\mathbf{T}_{\mathrm{U}}$ e $\mathbf{T}_{\mathrm{Q}}$. A matriz $\mathbf{T}_{\mathrm{U}}$ é constituída pelas funções de forma do elemento finito avaliadas no ponto de interação correspondente, ξ, e permite estabelecer a relação entre os deslocamentos nodais do elemento finito e os deslocamentos no ponto de interação. A determinação de $\mathbf{T}_{\mathrm{U}}$ resulta assim da assemblagem das matrizes $\mathbf{T}_{\mathrm{U},\xi}$, previamente calculadas para cada um dos elementos de interação. Por seu lado, a matriz de transformação $\mathbf{T}_{\mathrm{Q}}$ resulta da integração das funções de forma do elemento finito, permitindo estabelecer a relação entre as forças nodais equivalentes à ação do maciço sobre a estrutura e as tensões na superfície do mesmo. De uma forma análoga à descrita para a matriz $\mathbf{T}_{\mathrm{U}}$, a determinação de $\mathbf{T}_{\mathrm{Q}}$ requer o cálculo prévio das matrizes $\mathbf{T}_{\mathrm{Q,\,elem}}$ para cada um dos elementos de interação, as quais são posteriormente assembladas de modo adequado.

Nesta fase, torna-se assim possível a determinação da matriz de rigidez dinâmica do maciço $\mathbf{K}^{\mathbf{act}}$, dada por [3.31], a qual é posteriormente adicionada à matriz de rigidez do sistema veículo-estrutura. Uma vez que não é contemplada a possibilidade de perda de contacto entre o maciço e a estrutura, não é necessário proceder à atualização da matriz obtida, pelo que este procedimento é realizado apenas uma vez (antes do primeiro instante de análise).

De notar que, no estudo de problemas envolvendo interação veículo-estrutura, a matriz global varia ao longo do tempo, como resultado do movimento do veículo sobre a estrutura. Este comportamento pode ser facilmente compreendido através da observação do sistema [3.32], onde este efeito se encontra traduzido pela presença das matrizes $\mathbf{N}_{\mathrm{V}}^{i}$. No entanto, a submatriz quadrada limitada pelos elementos $\bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{S},11}$ e $\bar{\mathbf{K}}_{\mathrm{V},22}$ mantém-se constante com o tempo, pelo que este subbloco só necessita de ser fatorizado uma vez, enquanto as restantes bandas são atualizadas e fatorizadas em cada instante *i*.

Finalmente surge a determinação do vetor $\mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{\mathrm{hist}}$, expresso pelo produto de convolução definido por [3.29]. Após o seu cálculo, o vetor é adicionado ao sistema de equações global [3.32], possibilitando desde logo o início da sua resolução. Dada a sua variação ao longo do tempo, torna-se necessário proceder à atualização do vetor $\mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{\mathrm{hist}}$ antes do avanço para a resolução do sistema de equações correspondente ao instante de tempo subsequente.

Neste contexto, importa ainda salientar o custo computacional resultante da avaliação do produto matriz-vetor inerente à determinação de $\mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{\mathrm{hist}}$ nos diversos instantes de tempo de análise. Na realidade, este cálculo revela-se bastante custoso no que ao tempo de cálculo diz respeito, facto que se torna ainda mais evidente à medida que a análise evolui, como resultado do aumento do número de parcelas envolvidas no produto.

Para concluir, e em forma de síntese, é possível referir que a realização de uma análise dinâmica com a ferramenta desenvolvida segue os seguintes passos:

i) escrita de um primeiro ficheiro de entrada no programa, *jobname_gl.dat*. Entre outra informação, este ficheiro contém: a definição do modelo de elementos finitos da estrutura e do veículo, do carregamento e do intervalo de tempo de

análise; a definição dos elementos de contacto da estrutura com o maciço e dos correspondentes pontos de interação; a indicação dos pontos da superfície do maciço a analisar;

ii) cálculo das funções de Green do maciço, no programa MATLAB, o qual resulta na escrita de um segundo ficheiro: *jobname_GF.bin;*

iii) determinação das matrizes de flexibilidade $\mathbf{F}^{k}$ para cada instante de tempo e das matrizes de transformação $\mathbf{T}_{\mathrm{U}}$ e $\mathbf{T}_{\mathrm{Q}}$;

iv) determinação da matriz de rigidez dinâmica do maciço, $\mathbf{K}^{\mathbf{act}}$, e sua adição à matriz de rigidez do sistema veículo-estrutura. Esta tarefa é realizada uma vez apenas, antes do primeiro instante de tempo da análise;

v) cálculo do vetor $\mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{\mathrm{hist}}$, e sua adição ao sistema de equações. Uma vez que o vetor varia ao longo do tempo, esta operação é executada em todos os instantes de tempo da análise. Desta forma, antes do avanço para o instante de tempo seguinte, é necessário calcular o vetor $\mathbf{f}_{\mathrm{G}}^{\mathrm{hist}}$ atualizado e proceder à sua introdução no sistema de equações, substituindo o vetor calculado no instante anterior;

vi) resolução do sistema de equações.

A primeira tarefa do procedimento descrito é levada a cabo pelo utilizador, tendo em vista a preparação do referido ficheiro de texto. A intervenção do utilizador no passo seguinte é também relevante: numa primeira fase, na definição dos parâmetros a utilizar no cálculo das funções de Green do maciço; numa segunda fase, na análise da qualidade dos resultados obtidos e, consequentemente, na identificação da eventual necessidade de ajuste dos parâmetros adotados. Uma vez preparados os dois ficheiros, o programa FEMIX procede à sua leitura e dá continuidade ao cálculo, executando de forma automática as operações iii) a vi). A ferramenta permite a escrita de ficheiros com os resultados pretendidos, podendo esta tarefa ser executada de forma automática, logo após a conclusão do processo de cálculo.

4.4. ASPETOS COMPUTACIONAIS RELEVANTES

4.4.1. Adição da matriz de rigidez dinâmica do maciço, $\mathbf{K}^{act}$, à matriz de rigidez do sistema veículo-estrutura

Conforme foi anteriormente explicado, a matriz de rigidez dinâmica do maciço, $\mathbf{K}^{act}$, é calculada e adicionada à matriz de rigidez do sistema veículo-estrutura uma única vez, no início do processo. Ao contrário da matriz de flexibilidade, $\mathbf{F}^0$ (que é uma matriz esparsa), a matriz $\mathbf{K}^{act}$ é uma matriz cheia. Consequentemente, a matriz de rigidez do sistema global apresenta uma parte esparsa e uma outra parte cheia. A parte esparsa corresponde ao veículo e à estrutura (modelados com elementos finitos), enquanto a parte cheia resulta das ligações estabelecidas pelo maciço entre elementos finitos sem qualquer ligação antes do acoplamento. No estudo de alguns problemas de grande dimensão torna-se inviável o armazenamento simultâneo em memória das matrizes de rigidez global e $\mathbf{K}^{act}$. Por esse motivo, a determinação da matriz $\mathbf{K}^{act}$ e sua adição à matriz de rigidez do sistema veículo-estrutura é feita linha a linha, sendo que a matriz de rigidez dinâmica do maciço completa não é armazenada em memória.

4.4.2. Simetria da matriz de rigidez dinâmica do maciço $\mathbf{K}^{act}$

Nesta fase da exposição, mostra-se também relevante tecer alguns comentários relativos à simetria da matriz $\mathbf{K}^{act}$. De facto, embora a matriz de flexibilidade $\mathbf{F}^0$ resulte simétrica quando os elementos de interação são todos iguais (Bode et al., 2002), tal não significa que a matriz de rigidez $\mathbf{K}^{act}$ também o seja. Na realidade, a matriz $\mathbf{K}^{act}$ só é simétrica se, além de se verificar a simetria de $\mathbf{F}^0$, se observar a relação

$$\mathbf{T}_Q^T = c\,\mathbf{T}_U \qquad [4.1]$$

em que c é um escalar.

Tendo em conta que cada face de um elemento finito em contacto com o maciço corresponde a um elemento de interação, é possível concluir que a matriz $\mathbf{K}^{act}$ só resulta simétrica se todos os elementos de interação forem iguais (com a mesma forma e as mesmas dimensões) e os elementos finitos na superfície de interação forem elementos de volume tridimensionais de 8 nós.

Nos casos em que a matriz $\mathbf{K}^{\mathbf{act}}$ não seja simétrica, a matriz de rigidez global resulta também não simétrica, pelo que a resolução do sistema de equações implica o armazenamento de toda a matriz.

4.4.3. Armazenamento das matrizes de flexibilidade $\mathbf{F}^k$

A metodologia descrita requer a determinação de uma matriz $\mathbf{F}^k$ para cada instante de tempo da análise. Como se compreende, este procedimento traduz-se na necessidade de cálculo e armazenamento de um elevado número de matrizes de flexibilidade $\mathbf{F}^k$. No estudo de problemas de grande dimensão (envolvendo um elevado número de elementos de interação ou um alargado período de análise), torna-se inviável o armazenamento simultâneo em memória de todas estas matrizes. Por forma a contornar a dificuldade apresentada, após o cálculo de cada matriz procede-se à sua escrita num ficheiro binário. Este procedimento possibilita assim a realização de cálculos de maior dimensão, durante os quais não seria possível armazenar todas as matrizes de flexibilidade em memória. Como contrapartida, a necessidade de proceder à escrita e leitura dos ficheiros binários resulta numa perda de eficiência da ferramenta. A contínua evolução dos equipamentos informáticos tem permitido, no entanto, a utilização de computadores com cada vez mais memória disponível. Como tal, o autor acredita que, a muito curto prazo, será viável o armazenamento em memória das matrizes $\mathbf{F}^k$, mesmo em problemas de grandes dimensões. A concretizar-se, esta alteração poderá resultar num aumento bastante significativo da eficiência da ferramenta desenvolvida.

Por outro lado, em cálculos com um período de análise elevado, verifica-se que $\mathbf{F}^k$ tende para uma matriz nula com o aumento do tempo de análise. Por este motivo, nestes casos pode não ser necessário considerar todas as matrizes no cálculo. A ferramenta desenvolvida permite um controlo do número de matrizes $\mathbf{F}^k$ a considerar, uma vez que este é igual ao número de instantes de tempo para o qual as funções de Green estão definidas no ficheiro escrito pelo programa MATLAB.

Como consequência do princípio da casualidade (Achenbach, 1973), a matriz $\mathbf{F}^0$ é usualmente esparsa, podendo ser uma matriz em banda caso a numeração dos elementos de interação seja feita de uma forma adequada. Dada a necessidade de resolução de

diversos sistemas lineares de equações envolvendo esta matriz (expressão [3.29]), a mesma é lida pela primeira vez, fatorizada e o resultado armazenado em memória.

4.4.4. Procedimento simplificado para determinação das matrizes de flexibilidade $\mathbf{F}^k$

A determinação das matrizes $\mathbf{F}^k$ requer o conhecimento da resposta de todos os pontos de interação devido a uma carga distribuída aplicada em cada elemento. Sendo n o número de elementos de interação, o procedimento requer o cálculo de n^2 matrizes $\mathbf{H}_{\xi,\Omega}$ para cada intervalo de tempo, o que torna o processo algo demorado. No entanto, se os elementos de interação forem iguais, retangulares e regularmente espaçados, torna-se possível reduzir significativamente o tempo associado a este processo. Tendo em conta algumas considerações de simetria, as matrizes $\mathbf{F}^k$ podem ser determinadas conhecendo apenas a resposta nos pontos de interação devido a uma carga aplicada num dos elementos de interação. Esta simplificação, embora muito particular, permite reduzir o número de cálculos de n^2 para n, tornando o processo bastante mais veloz.

Por forma a resumir as relações de simetria adotadas e facilitar a sua compreensão, considere-se uma carga pontual aplicada na origem. No cenário definido, a resposta num qualquer ponto da superfície do maciço respeita as seguintes relações:

$$\mathbf{h}_{xx}(x,y,0)=\mathbf{h}_{xx}(x,-y,0)=\mathbf{h}_{xx}(-x,y,0)=\mathbf{h}_{xx}(-x,-y,0)$$

$$\mathbf{h}_{xy}(x,y,0)=-\mathbf{h}_{xy}(x,-y,0)=-\mathbf{h}_{xy}(-x,y,0)=\mathbf{h}_{xy}(-x,-y,0)$$

$$\mathbf{h}_{xz}(x,y,0)=\mathbf{h}_{xz}(x,-y,0)=-\mathbf{h}_{xz}(-x,y,0)=-\mathbf{h}_{xx}(-x,-y,0)$$

$$\mathbf{h}_{yx}(x,y,0)=-\mathbf{h}_{yx}(x,-y,0)=-\mathbf{h}_{yx}(-x,y,0)=\mathbf{h}_{yx}(-x,-y,0)$$

$$\mathbf{h}_{yy}(x,y,0)=\mathbf{h}_{yy}(x,-y,0)=\mathbf{h}_{yy}(-x,y,0)=\mathbf{h}_{yy}(-x,-y,0) \qquad [4.2]$$

$$\mathbf{h}_{yz}(x,y,0)=-\mathbf{h}_{yz}(x,-y,0)=\mathbf{h}_{yz}(-x,y,0)=-\mathbf{h}_{yz}(-x,-y,0)$$

$$\mathbf{h}_{zx}(x,y,0)=\mathbf{h}_{zx}(x,-y,0)=-\mathbf{h}_{zx}(-x,y,0)=-\mathbf{h}_{zx}(-x,-y,0)$$

$$\mathbf{h}_{zy}(x,y,0)=-\mathbf{h}_{zy}(x,-y,0)=\mathbf{h}_{zy}(-x,y,0)=-\mathbf{h}_{zy}(-x,-y,0)$$

$$\mathbf{h}_{zz}(x_1,y_1,0)=\mathbf{h}_{zz}(x_2,y_2,0),\ \text{se}\ \sqrt{x_1^2+y_1^2}\ =\ \sqrt{x_2^2+y_2^2}$$

4.5. ESTABILIDADE DO MÉTODO

Para valores adequados dos seus parâmetros, o método de Newmark, frequentemente utilizado na resolução de sistemas de equações diferenciais de 2ª ordem, revela-se incondicionalmente estável. No entanto, a formulação do MEC no domínio do tempo (da qual a abordagem seguida é um caso particular) pode apresentar problemas de estabilidade, caso o intervalo de tempo não seja escolhido de forma adequada. As instabilidades observadas resultam de uma violação da condição de causalidade, sendo que as funções de forma dos elementos de contorno se revelam incapazes de representar corretamente a passagem de uma frente de onda ao longo do elemento (François, 2008).

De acordo com Dominguez (1993), a estabilidade do método depende da combinação entre as discretizações temporal e espacial, a qual pode ser definida com recurso ao parâmetro adimensional β:

$$\beta = \frac{C\,\Delta t}{\Delta l} \qquad [4.3]$$

em que C é a velocidade de propagação das ondas, Δt é o intervalo de tempo e Δl é a dimensão do elemento.

Se a relação entre as discretizações temporal e espacial conduzir a valores de β compreendidos entre 0,7 e 1,2 é possível assegurar a estabilidade do processo e este conduz a resultados fiáveis (Dominguez, 1993). A utilização de intervalos de tempo inferiores aos recomendados conduz a instabilidades do esquema de integração. Já o uso de intervalos de tempo superiores não induz instabilidades no processo, mas conduz a resultados menos rigorosos.

Da discussão anterior emerge a importância de proceder a uma escolha adequada do intervalo de tempo. Por um lado, há que ter em atenção a necessidade de considerar um intervalo de tempo suficientemente pequeno que permita uma simulação adequada do problema, nomeadamente no que diz respeito às frequências mais elevadas com interesse para o estudo. Por outro lado, o mesmo não deve ser demasiado pequeno, dada a possibilidade de originar instabilidades do processo. Com base na sua experiência, diversos autores sugerem abordagens para a estimativa do intervalo de tempo adequado.

Neste contexto, importa salientar o trabalho de Bode et al. (2002), o qual apresenta bons resultados com base na seguinte estimativa do intervalo de tempo:

$$\Delta t = \frac{d}{2C_R} \qquad [4.4]$$

em que d representa a dimensão da diagonal do maior elemento de interação e C_R é a velocidade de propagação das ondas de Rayleigh. O intervalo de tempo dado por [4.4] corresponde ao tempo necessário para que uma onda de Rayleigh percorra a distância entre um canto do elemento de interação e o seu ponto médio.

4.6. ACOPLAMENTO RELAXADO

Em alguns problemas relacionados com o estudo das vibrações induzidas por tráfego ferroviário, os graus de liberdade dominantes são verticais, visto que quer as ações quer os deslocamentos mais relevantes apresentam essa direção.

De facto, em diversas situações, pode ser razoável a imposição de um acoplamento estrutura-maciço apenas na direção vertical, o qual é muito frequentemente designado como relaxado. Este procedimento passa pela imposição de uma compatibilidade de deslocamentos apenas na direção vertical e pela consideração apenas de pressões verticais transmitidas pela estrutura ao maciço. Nestas condições, a matriz das funções de Green em coordenadas cartesianas, $\mathbf{H}_{\mathbf{cart}}$, passa a ser escrita como

$$\mathbf{H}_{\mathbf{cart}} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & H_{zz} \end{bmatrix} \qquad [4.5]$$

enquanto o vetor das tensões tem a forma

$$\mathbf{q}(\boldsymbol{\Omega}) = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ q_z(\boldsymbol{\Omega}) \end{Bmatrix} \qquad [4.6]$$

A simplificação descrita conduz a uma redução das variáveis relativas ao maciço (quer deslocamentos quer tensões) para um terço do total, traduzindo-se numa redução significativa da dimensão das matrizes e vetores correspondentes. A vantagem deste

procedimento assenta numa diminuição significativa dos tempos de cálculo, resultante da maior rapidez na avaliação do produto de convolução definido por [3.29].

Na ferramenta desenvolvida o utilizador tem possibilidade de optar entre a consideração de um acoplamento completo ou relaxado, conforme se revele mais apropriado no estudo em causa.

4.7. SISTEMAS COM SIMETRIA GEOMÉTRICA E MECÂNICA

No domínio da engenharia estrutural existe uma vasta gama de problemas envolvendo sistemas com simetria geométrica e mecânica. Nestes cenários, é possível a simulação do comportamento de todo o sistema através da consideração de apenas uma das suas metades. Adotando este procedimento, a resposta total pode ser obtida, de um modo geral, através da resolução de dois problemas independentes:

i) problema com carregamento simétrico relativamente ao plano de simetria;

ii) problema com carregamento antissimétrico em relação ao plano de simetria.

No estudo de problemas em que as condições de simetria se apliquem não só ao sistema mas também ao carregamento aplicado, a referida abordagem revela-se extremamente vantajosa, sendo suficiente a resolução do primeiro dos problemas enunciados.

No contexto do estudo das vibrações induzidas por tráfego ferroviário, a via-férrea pode frequentemente ser considerada uma estrutura simétrica. A Figura 4.1 ilustra uma via única, procurando exemplificar um cenário em que poderá ser razoável assumir uma simetria quer da via quer do carregamento aplicado.

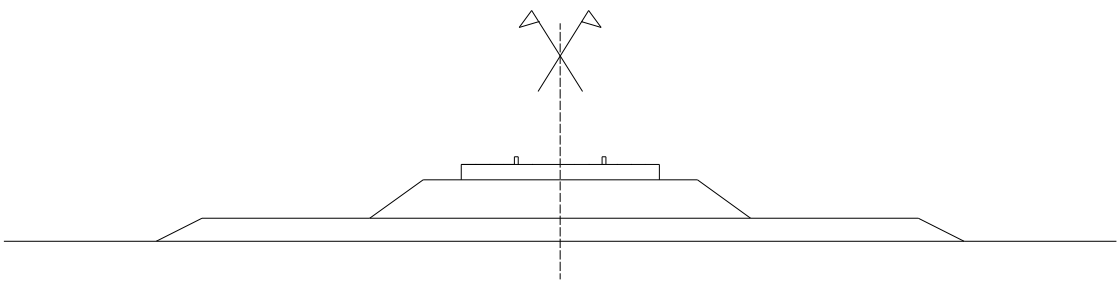


Figura 4.1 – Via-férrea única: simetria geométrica e mecânica da via; simetria do carregamento aplicado.

Nas situações em que, embora se verifique uma simetria da via, o carregamento seja não simétrico, torna-se necessária a resolução dos dois problemas anteriormente referidos, através da decomposição do carregamento em duas componentes: uma simétrica e uma antissimétrica. Nestes cenários, e assumindo o problema como elástico linear, a resposta do sistema resulta da sobreposição dos efeitos associados a cada uma das componentes. A Figura 4.2 mostra um cenário de via dupla, exemplificando um caso em que, apesar da simetria da via, o carregamento não simétrico justifica a necessidade de efetuar a decomposição anteriormente referida.

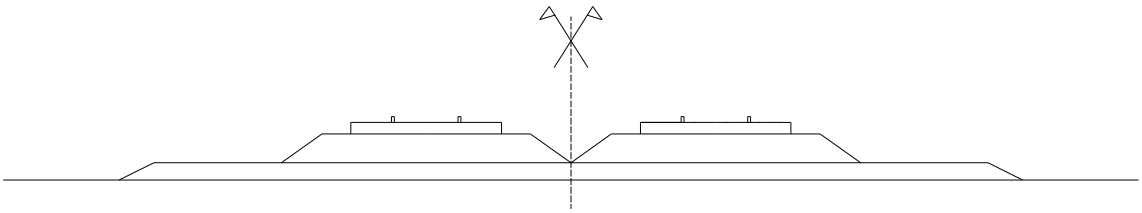


Figura 4.2 – Via-férrea dupla: simetria geométrica e mecânica da via; carregamento não simétrico.

O estudo de estruturas simétricas com recurso ao MEF é bastante simples, sendo suficiente a modelação de metade da estrutura e a imposição de condições de apoio adequadas ao longo do plano de simetria: impedimento dos deslocamentos na direção perpendicular ao plano de simetria (nos problemas com carregamento simétrico) ou na direção do referido plano (nos problemas com carregamento antissimétrico).

No entanto, este mesmo procedimento já não se aplica ao maciço (simulado através de funções de Green), sendo necessário definir uma abordagem alternativa. Desta forma, optou-se pela consideração da simetria do maciço através da imposição de uma simetria ou antissimetria das tensões que lhe são transmitidas pela estrutura, conforme apresentado de seguida.

Para facilitar a exposição, considere-se um sistema estrutura-maciço com simetria geométrica e mecânica relativamente ao plano YZ. A Figura 4.3 ilustra o cenário em análise, através de uma vista de topo do maciço, na qual se encontram identificados os elementos de interação com a estrutura, definidos por $\boldsymbol{\Omega}_2$ e $\boldsymbol{\Omega}_2^{'}$. Os elementos de interação apresentam a mesma geometria e uma localização simétrica relativamente ao plano YZ. Como consequência, os pontos de interação apresentados, $\boldsymbol{\xi}_2$ e $\boldsymbol{\xi}_2^{'}$, têm coordenadas $(x_2, y_2, 0)$ e $(-x_2, y_2, 0)$, respetivamente.

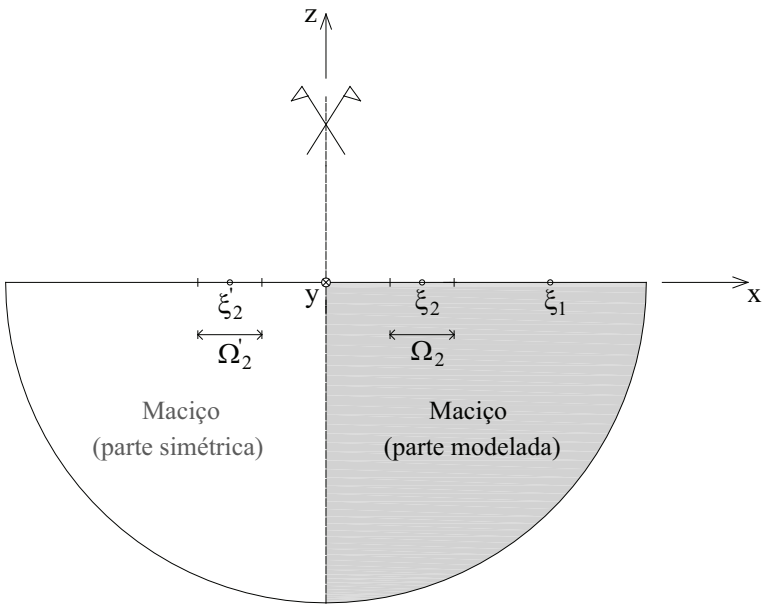


Figura 4.3 – Maciço com simetria geométrica e mecânica relativamente ao eixo YZ.

Comece-se então por analisar a resposta do ponto $\boldsymbol{\xi_1}$ na superfície do maciço, com coordenadas $(x_1, y_1, 0)$, devido às tensões nos elementos de interação considerados. O deslocamento neste ponto resulta da soma dos contributos das tensões nos dois elementos de interação, a qual pode ser traduzida por

$$\begin{Bmatrix} w_x(\boldsymbol{\xi_1}) \\ w_y(\boldsymbol{\xi_1}) \\ w_z(\boldsymbol{\xi_1}) \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} H_{xx}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2}) & H_{xy}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2}) & H_{xz}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2}) & H_{xx}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2'}) & H_{xy}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2'}) & H_{xz}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2'}) \\ H_{yx}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2}) & H_{yy}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2}) & H_{yz}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2}) & H_{yx}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2'}) & H_{yy}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2'}) & H_{yz}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2'}) \\ H_{zx}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2}) & H_{zy}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2}) & H_{zz}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2}) & H_{zx}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2'}) & H_{zy}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2'}) & H_{zz}(\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2'}) \end{bmatrix} \times \\ \times \begin{Bmatrix} q_x(\boldsymbol{\Omega_2}) \\ q_x(\boldsymbol{\Omega_2}) \\ q_x(\boldsymbol{\Omega_2}) \\ q_x(\boldsymbol{\Omega_2'}) \\ q_x(\boldsymbol{\Omega_2'}) \\ q_x(\boldsymbol{\Omega_2'}) \end{Bmatrix} \qquad [4.7]$$

No entanto, nas situações em que a estrutura está sujeita a um carregamento com caráter simétrico ou antissimétrico, existem relações de simetria ou antissimetria entre as tensões nos dois elementos de interação, as quais permitem a modelação de apenas uma parte do sistema. A Figura 4.4 esquematiza a relação entre as tensões no maciço no caso de um sistema sujeito a um carregamento simétrico.

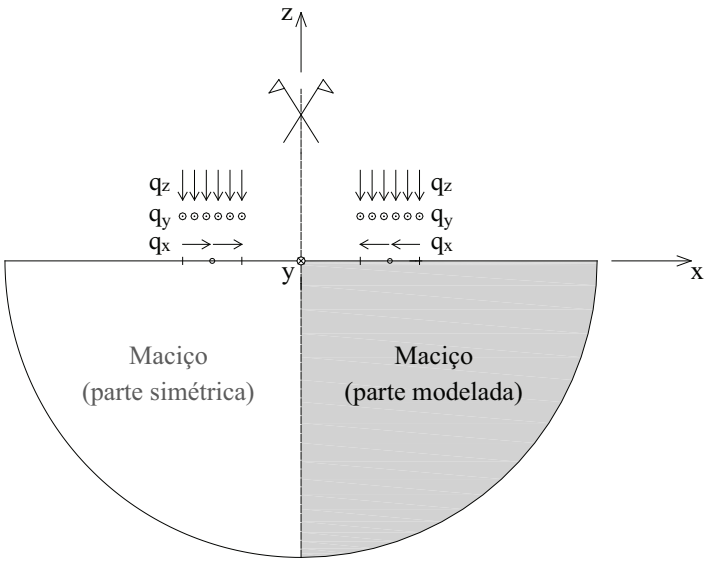


Figura 4.4 – Tensões no maciço num sistema com simetria geométrica e mecânica: carregamento simétrico.

As relações apresentadas permitem simplificar a expressão [4.7], para um cenário de carregamento simétrico, da seguinte forma

$$\begin{Bmatrix} w_x(\boldsymbol{\xi}_1) \\ w_y(\boldsymbol{\xi}_1) \\ w_z(\boldsymbol{\xi}_1) \end{Bmatrix} = \left(\begin{bmatrix} H_{xx} & H_{xy} & H_{xz} \\ H_{yx} & H_{yy} & H_{yz} \\ H_{zx} & H_{zy} & H_{zz} \end{bmatrix}_{\boldsymbol{\xi}_1,\boldsymbol{\Omega}_2} + \begin{bmatrix} -H_{xx} & H_{xy} & H_{xz} \\ -H_{yx} & H_{yy} & H_{yz} \\ -H_{zx} & H_{zy} & H_{zz} \end{bmatrix}_{\boldsymbol{\xi}_1,\boldsymbol{\Omega}_2'} \right) \begin{Bmatrix} q_x(\boldsymbol{\Omega}_2) \\ q_y(\boldsymbol{\Omega}_2) \\ q_z(\boldsymbol{\Omega}_2) \end{Bmatrix} \qquad [4.8]$$

A Figura 4.5 ilustra a relação entre as tensões no maciço, agora no caso de um sistema sujeito a um carregamento antissimétrico.

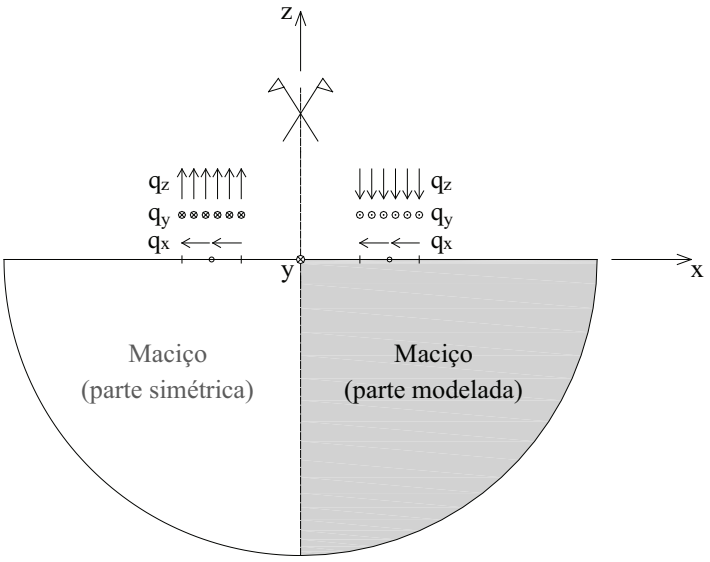


Figura 4.5 – Tensões no maciço num sistema com simetria geométrica e mecânica: carregamento antissimétrico.

De forma análoga à apresentada para o cenário de carregamento simétrico, estas relações permitem escrever a relação entre deslocamentos e tensões no maciço, definida por [4.7], de uma forma simplificada

$$\begin{Bmatrix} w_x(\boldsymbol{\xi_1}) \\ w_y(\boldsymbol{\xi_1}) \\ w_z(\boldsymbol{\xi_1}) \end{Bmatrix} = \left(\begin{bmatrix} H_{xx} & H_{xy} & H_{xz} \\ H_{yx} & H_{yy} & H_{yz} \\ H_{zx} & H_{zy} & H_{zz} \end{bmatrix}_{\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega_2}} + \begin{bmatrix} H_{xx} & -H_{xy} & -H_{xz} \\ H_{yx} & -H_{yy} & -H_{yz} \\ H_{zx} & -H_{zy} & -H_{zz} \end{bmatrix}_{\boldsymbol{\xi_1},\boldsymbol{\Omega}_2'} \right) \begin{Bmatrix} q_x(\boldsymbol{\Omega_2}) \\ q_y(\boldsymbol{\Omega_2}) \\ q_z(\boldsymbol{\Omega_2}) \end{Bmatrix} \qquad [4.9]$$

Como foi possível verificar para ambos os cenários, é suficiente modelar a superfície de interação correspondente a metade do maciço, sendo possível definir a resposta em qualquer dos seus pontos como função das tensões na parte modelada.

O procedimento adotado permite operar com matrizes com metade da dimensão do problema original, o que se traduz numa redução do tempo de cálculo e dos recursos computacionais necessários.

Antes de terminar a presente secção, e uma vez demonstrados quer a simplicidade quer o benefício dos procedimentos adotados no estudo de sistemas simétricos, justifica-se ainda uma breve discussão acerca da sua aplicabilidade no âmbito do problema em estudo desenvolvido na presente dissertação. Um primeiro aspeto importante está relacionado com a consideração da simetria geométrica e mecânica da via-férrea. De facto, e embora muito frequentemente esta hipótese represente uma simplificação, estudos disponíveis na bibliografia (Alves Costa, 2011) mostram que a sua adoção permite a obtenção de resultados satisfatórios. Um segundo comentário que urge fazer tem a ver com a solicitação aplicada pelo veículo à via, sendo que duas situações devem ser consideradas. Quando apenas a componente estática da solicitação é tida em conta, a simetria resulta da adoção de cargas idênticas ao nível de cada roda do mesmo eixo, o que representa uma hipótese bastante realista. Por seu lado, a consideração da componente dinâmica da solicitação implica uma simulação adequada da interação veículo-via. Como tal, para que se verifique a simetria do sistema, torna-se necessária a simetria geométrica e mecânica da via, mas também do veículo. Nestes casos, a simetria geométrica da via implica, entre outros aspetos, que o perfil de irregularidades seja idêntico nos dois carris.

4.8. EXEMPLOS DE VALIDAÇÃO

Na presente secção procede-se à apresentação de alguns exemplos usados na validação da ferramenta desenvolvida. Os exemplos são expostos numa lógica de complexidade crescente, procurando cobrir os possíveis campos de aplicação da ferramenta. Desta forma, começa-se com um problema bastante simples, típico no contexto da interação estrutura-maciço, o qual corresponde à análise da resposta dinâmica de uma sapata rígida apoiada na superfície de um maciço homogéneo semi-indefinido e sujeita à ação de cargas distribuídas na sua superfície. De seguida, por forma a analisar a acuidade da metodologia quando são tidas em conta cargas móveis (de magnitude constante ou com caráter harmónico), estuda-se a resposta dinâmica de uma laje de betão apoiada na superfície de um maciço quando submetida a diferentes carregamentos. Finalmente, apresenta-se um exemplo usado na validação da ferramenta de uma forma integrada, agora no estudo de problemas de interação dinâmica veículo-estrutura-maciço. Para este efeito, analisam-se os efeitos dinâmicos resultantes da circulação de sistemas massa-mola sobre vigas numa laje de betão apoiada na superfície de um maciço homogéneo semi-indefinido.

4.8.1. Resposta dinâmica de uma sapata rígida apoiada num maciço semi-indefinido

O primeiro exemplo de validação da ferramenta refere-se a uma sapata quadrada rígida apoiada na superfície de um maciço homogéneo semi-indefinido. A escolha deste problema resultou da sua simplicidade, aliada à possibilidade de comparação dos resultados obtidos com os apresentados na bibliografia (Bode et al., 2002). Por forma a permitir a referida comparação, adotaram-se as seguintes propriedades elásticas para o maciço: $G = 4{,}65\times10^{10}\,\mathrm{N/m^2}$, $C_S = 2950\,\mathrm{m/s}$ e $\nu = 1/3$. Considerou-se ainda uma sapata quadrada, de lado $a = 1{,}524\,\mathrm{m}$, com massa volúmica $\rho = 29{,}245\times10^{3}\,\mathrm{kg/m^3}$. A rigidez infinita da sapata foi simulada através da adoção de um valor elevado do módulo de Young. O sistema em estudo encontra-se esquematizado na Figura 4.6.

A modelação da sapata foi feita com recurso a uma malha de 20×20 elementos finitos sólidos tridimensionais idênticos de 8 nós, a qual conduziu a uma discretização regular da superfície de interação (20×20 elementos). O intervalo de tempo, Δt, usado no cálculo é igual a $1{,}8214\times10^{-5}\,\mathrm{s}$, o qual está de acordo com [4.4]. A não consideração do

amortecimento material do sistema permitiu a determinação das funções de Green do maciço com recurso às soluções analíticas referidas na secção 3.4.2 do capítulo anterior. Por forma a viabilizar a comparação, todas as análises foram efetuadas assumindo um acoplamento relaxado.

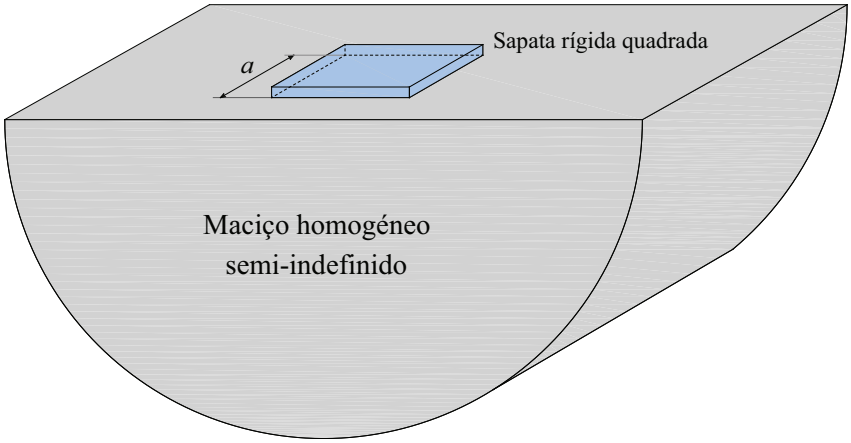


Figura 4.6 – Geometria do sistema em estudo.

Numa primeira fase, a sapata foi sujeita a um carregamento vertical de curta duração, distribuído na sua superfície, durante apenas um incremento de tempo. Posteriormente, considerou-se a atuação de um carregamento vertical de maior duração, atuando durante 200 incrementos de tempo. A Figura 4.7 ilustra a evolução temporal da resultante dos dois carregamentos considerados.

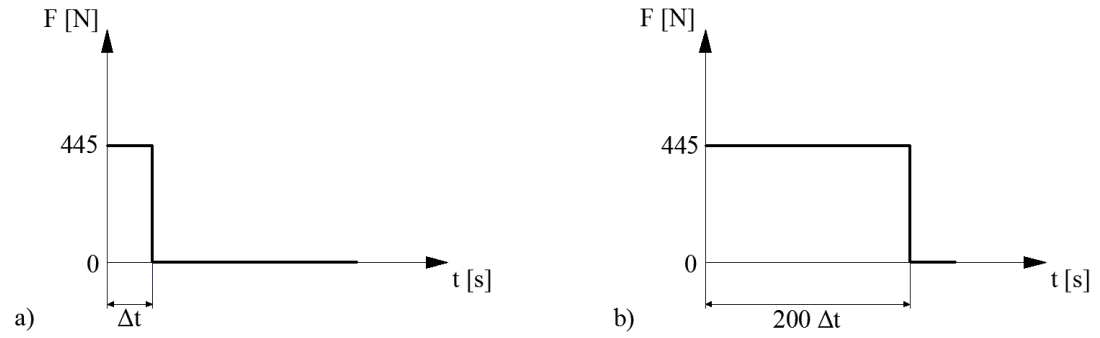


Figura 4.7 – Evolução temporal da resultante dos carregamentos verticais aplicados: a) carregamento de curta duração; b) carregamento de longa duração.

As Figuras 4.8 e 4.9 mostram a evolução temporal do deslocamento vertical da sapata sujeita à aplicação dos carregamentos de curta e de longa duração, respetivamente. A comparação das respostas obtidas com as apresentadas por Bode et al. (2002) permite identificar uma quase coincidência entre ambas, o que evidencia a qualidade dos resultados obtidos.

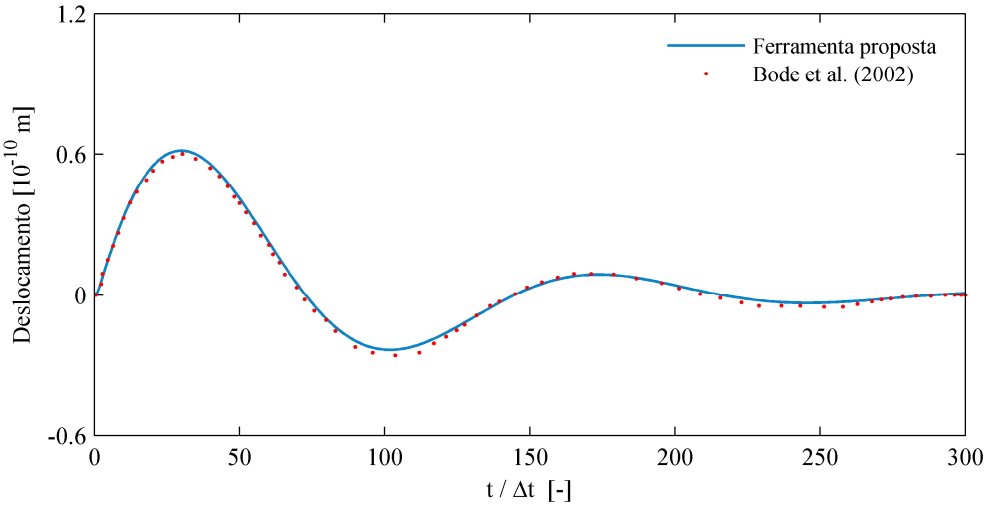


Figura 4.8 – Registo temporal da resposta vertical da sapata sujeita a um carregamento vertical de curta duração (impulso) aplicado durante um incremento de tempo.

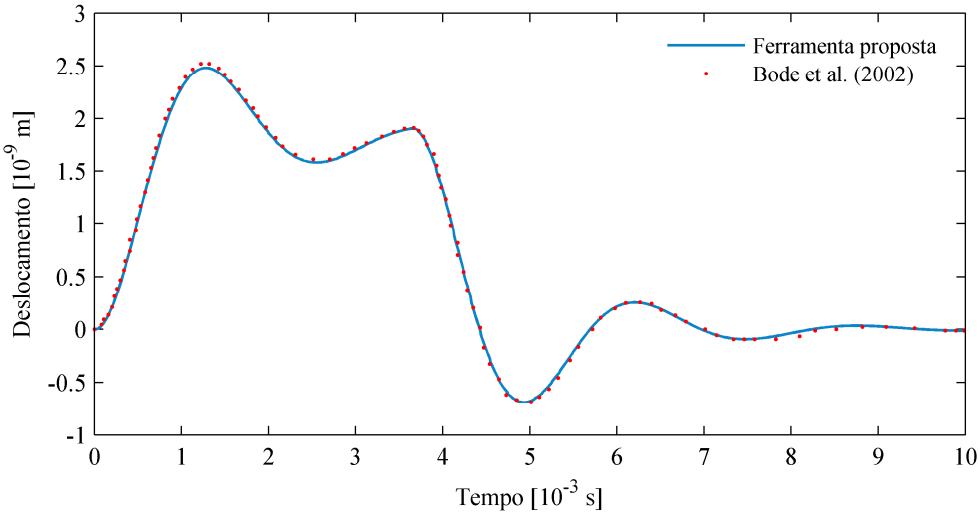
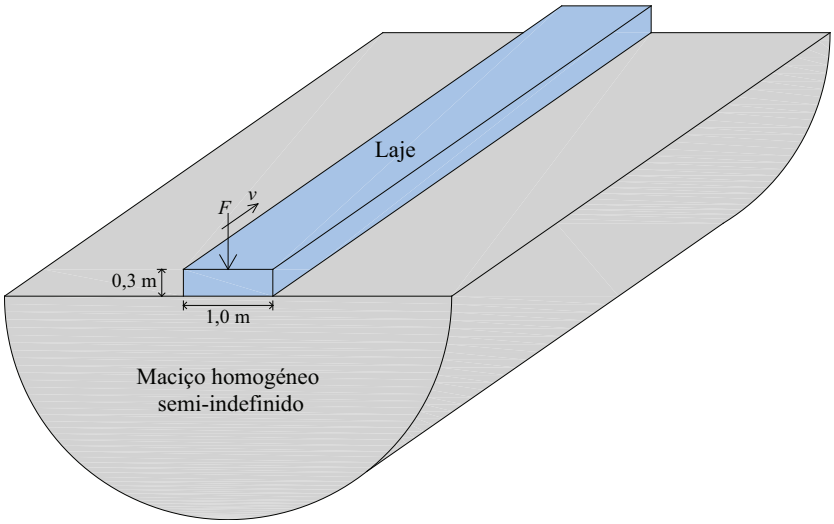


Figura 4.9 – Registo temporal da resposta vertical da sapata sujeita a um carregamento vertical aplicado durante 200 incrementos de tempo.

4.8.2. Resposta de uma laje de betão apoiada num maciço semi-indefinido

Tendo como objetivo a análise do desempenho da ferramenta desenvolvida no estudo de estruturas sujeitas à ação de cargas móveis (quer com magnitude constante, quer com caráter harmónico), procedeu-se ao estudo da resposta dinâmica de uma laje de comprimento indefinido, apoiada num maciço homogéneo semi-indefinido e sujeita à ação de cargas com o referido caráter. A Figura 4.10 apresenta a geometria e algumas propriedades do sistema laje-maciço em estudo.



Laje:
E = 30 GPa
ρ = 2145 kg/m^3
ν = 0,2

Maciço:
E = 50 MPa
ρ = 2000 kg/m^3
ν = 1/3
$D_P = D_S$ = 0,03

Figura 4.10 – Geometria e propriedades do sistema laje-maciço em estudo.

Os resultados fornecidos pela metodologia desenvolvida foram comparados com os calculados com recurso a uma ferramenta assente no conceito 2.5D e formulada no domínio da frequência e do número de onda, previamente validada (Alves Costa, 2011). A referida ferramenta baseia-se no acoplamento do MEF (utilizado na modelação da estrutura) às funções de Green do maciço, sendo daqui para a frente designada por 2.5D MEF/MEC. Dado o seu caráter 2.5D, esta formulação revela-se adequada ao estudo da referida laje, considerada invariante ao longo da sua direção longitudinal. A semelhança com a metodologia proposta, no que diz respeito à forma como é simulada cada uma das componentes do sistema, ajuda a justificar a comparação efetuada. Neste contexto, importa ainda assim referir a simulação do amortecimento material da estrutura com recurso a diferentes procedimentos nas duas ferramentas, o que motivou a opção pelo estudo de uma laje com amortecimento nulo.

O aproveitamento da simetria do problema, quer geométrica quer no que diz respeito ao carregamento aplicado, permite a sua resolução de uma forma bastante mais eficiente. Com esse intuito, e conforme ilustrado na Figura 4.11, apenas se procedeu à modelação de metade da estrutura com elementos finitos. Como se compreende, este procedimento requereu também a imposição de condições de apoio adequadas ao longo do plano de simetria (plano YZ), ou seja o impedimento de todos os deslocamentos na direção perpendicular a esse mesmo plano (direção X). Relativamente ao maciço, a simetria é tida em conta através da imposição de uma simetria ou antissimetria das tensões transmitidas pela estrutura, conforme descrito na secção 4.7.

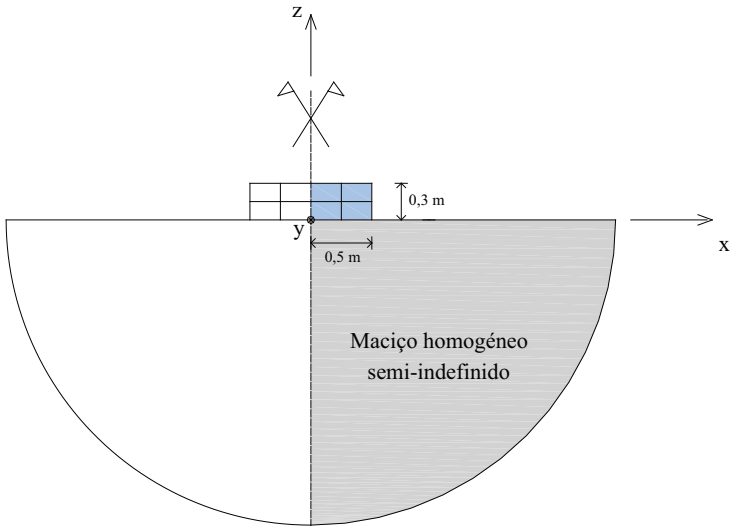


Figura 4.11 – Modelação do sistema laje-maciço em estudo, considerando a sua simetria.

O comprimento adotado para o modelo revela-se extremamente importante para a qualidade dos resultados obtidos, o que justificou a realização de algumas análises prévias considerando modelos com diferentes comprimentos. As análises realizadas mostraram que a consideração de um comprimento, L, igual a 100 m conduzia a um equilíbrio entre o tempo dispendido com o cálculo e a acuidade dos resultados.

Desta forma, e assumindo um modelo com comprimento igual a 100 m ($0 \le y \le 100$), a laje foi discretizada em duas camadas de 2×400 elementos tridimensionais de 20 nós, com iguais dimensões ($0,25 \times 0,25 \times 0,15$ m^3). A malha adotada conduziu à adoção de uma discretização regular da superfície de interação, constituída por 2×400 elementos. Definido com base na expressão [4.4], adotou-se um intervalo de tempo de análise igual a 2×10^{-3} s.

A intenção de considerar o amortecimento material do maciço implicou o cálculo das suas funções de Green com recurso ao Método das Matrizes de Rigidez, disponível na EDT e descrito na secção 3.4.3. A resposta é originalmente calculada no domínio da frequência e do número de onda, o que requer a definição de uma amostragem adequada nesse mesmo domínio. No que concerne à gama de frequências considerada, adotou-se uma amostragem logarítmica com 1500 valores, compreendidos entre 10^{-2} Hz e 10^{4} Hz. A amostragem de números de onda é definida com recurso ao parâmetro $p = k/\omega$, tendo sido também utilizada uma amostragem logarítmica, composta por 2000 valores compreendidos entre 10^{-7} s/m e 10^{3} s/m. De notar que o maciço em causa já tinha sido

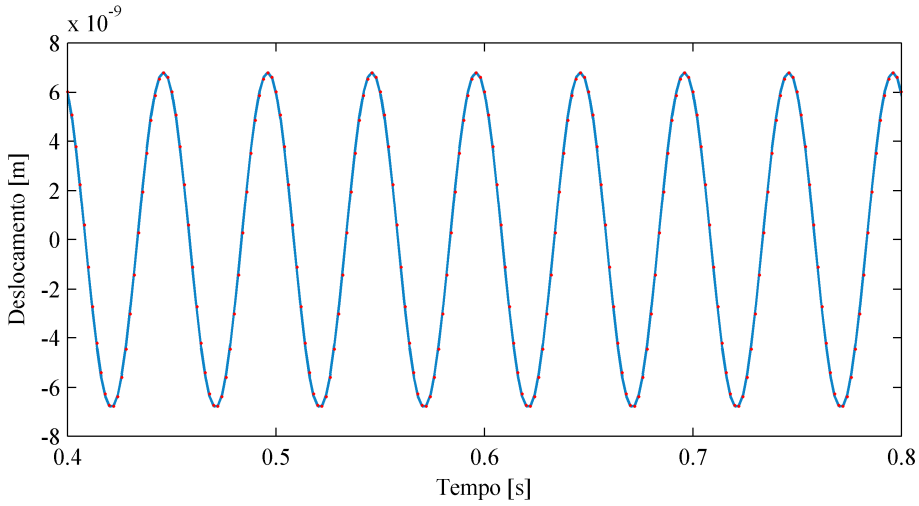
estudado no exemplo numérico apresentado na secção 3.4.3.6, onde foi justificada a utilização das referidas amostragens. Uma vez calculadas no domínio da frequência e do número de onda, as respostas são transformadas para o domínio do tempo e do espaço através da aplicação de transformadas inversas. Em termos temporais, o procedimento implementado requer o conhecimento das funções de Green nos instantes definidos para a análise dinâmica, o que justificou a consideração de um intervalo de tempo igual a 2×10^{-3} s. Em termos espaciais, a escolha do incremento a adotar baseia-se: por um lado, na necessidade de definir adequadamente as funções de Green para distâncias muito pequenas; por outro, na obrigatoriedade de definir as referidas funções nos diversos pontos da superfície de interação e também em todos os outros da superfície do maciço que se pretenda estudar. Deste modo, optou-se pelo cálculo em pontos com coordenada radial até 110 m, considerando incrementos de 0,0005 m.

Neste estudo, o sistema laje-maciço foi sujeito a três diferentes tipos de solicitação. Inicialmente, considerou-se a atuação de cargas fixas oscilantes, ou seja cargas com magnitude variável ao longo do tempo aplicadas num ponto fixo da estrutura. De seguida, o sistema foi sujeito à ação de cargas móveis com magnitude constante. Finalmente, conjugou-se os dois cenários anteriores através da aplicação de cargas móveis com magnitude variável. Em todos os cenários estudados foi assumido um acoplamento completo entre a laje e o maciço.

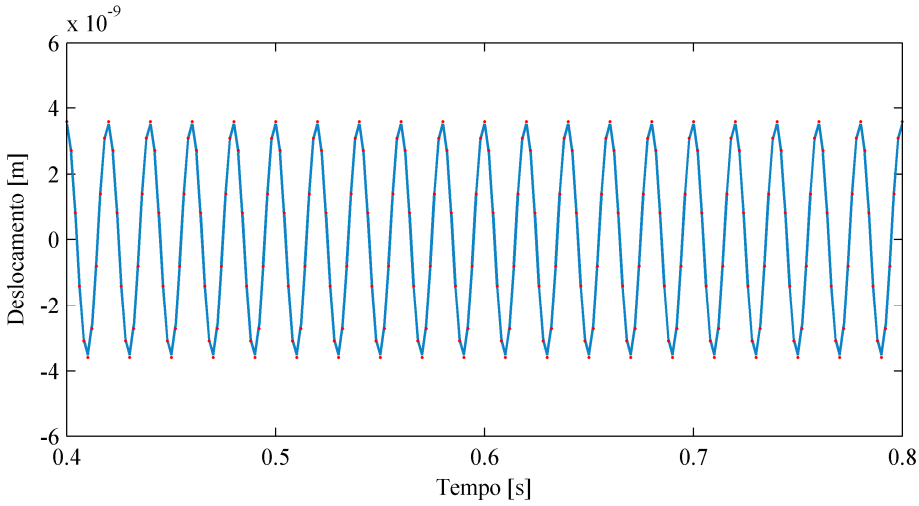
4.8.2.1. Cargas fixas com magnitude variável

Nesta primeira fase, foi aplicada uma carga com magnitude variável, durante 1 segundo, no ponto médio da face superior da laje, com as coordenadas (0,0; 50,0; 0,3) m. A magnitude da carga aplicada segue uma lei sinusoidal, tendo sido consideradas três diferentes frequências de oscilação: 20 Hz, 50 Hz e 80 Hz. Este procedimento teve como objetivo a análise do comportamento do modelo para diferentes frequências de excitação (compreendidas no intervalo com interesse), com base numa observação da resposta dinâmica da laje.

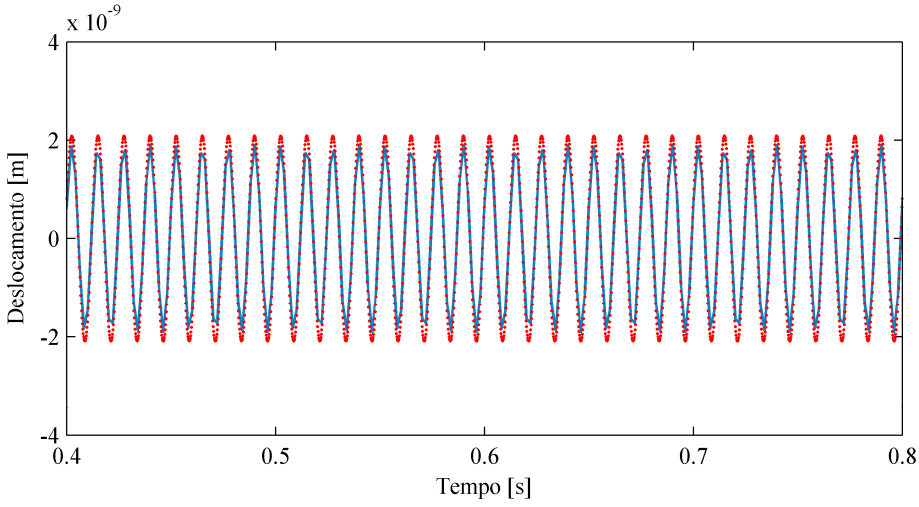
A título de exemplo, a Figura 4.12 mostra a evolução temporal do deslocamento vertical do nó correspondente ao canto superior da laje na secção intermédia, definido pelas coordenadas (0,5; 50,0; 0,3) m.



a)



b)



c)

Figura 4.12 – Registo temporal do deslocamento vertical do canto superior da laje, na secção intermédia do modelo, devido a uma carga fixa e com uma frequência de oscilação de: a) 20 Hz; b) 50 Hz; c) 80 Hz [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

Por seu lado, a Figura 4.13 procura ilustrar a deformada da laje em diferentes instantes de tempo, através da representação do deslocamento vertical dos nós do seu canto superior, com coordenadas (0,5; *y*; 0,3) m. Para cada frequência da solicitação, são apresentados resultados em dois instantes: um deles em que o deslocamento do nó da secção intermédia toma o valor máximo e outro em que toma um valor intermédio.

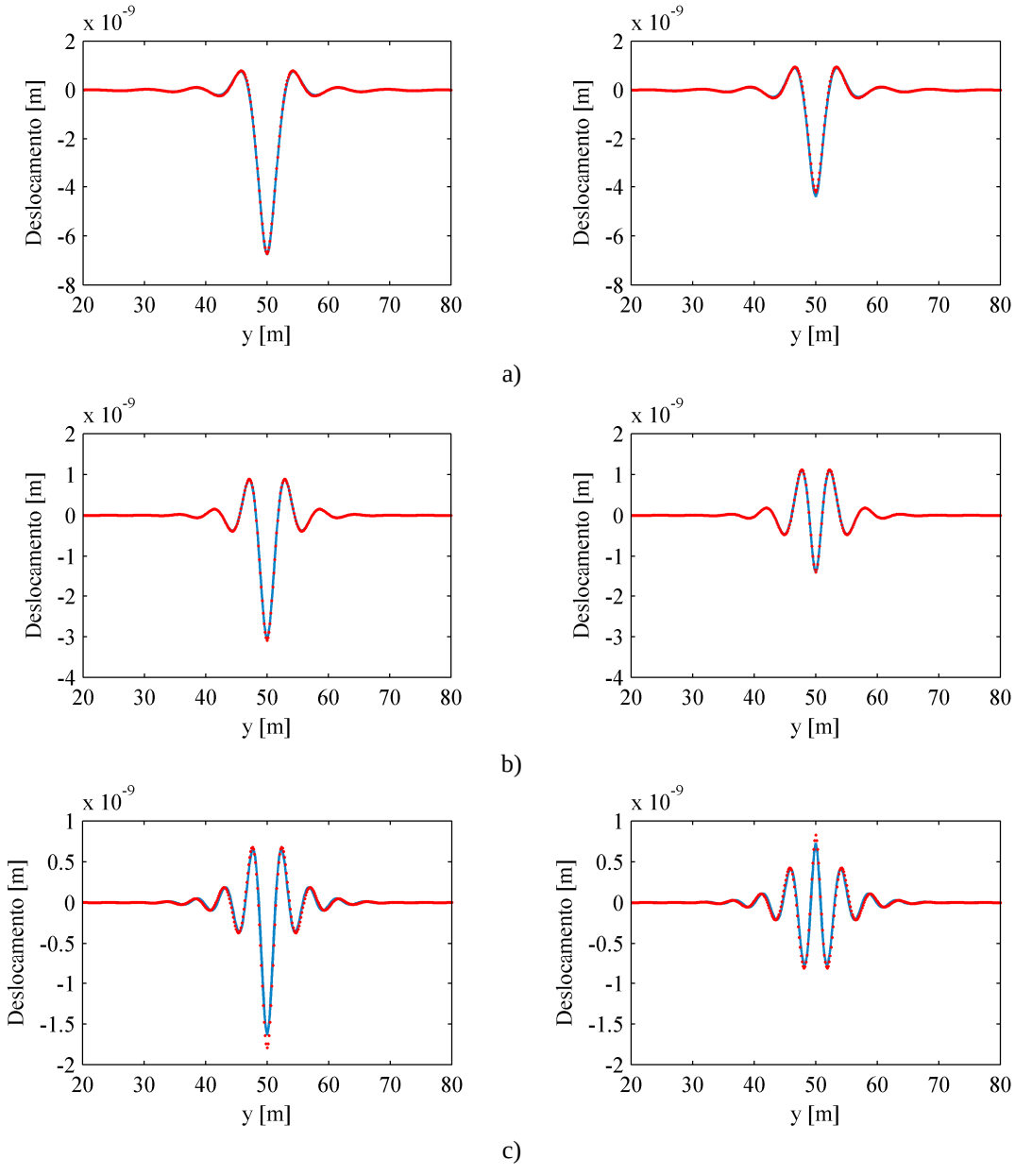


Figura 4.13 – Deslocamento vertical dos nós do canto superior da laje, em diferentes instantes, devido a uma carga fixa e com frequência de oscilação de: a) 20 Hz; b) 50 Hz; c) 80 Hz [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

De um modo global, a comparação entre os resultados obtidos com a ferramenta proposta e os fornecidos pela ferramenta 2.5D MEF/MEC permite identificar uma boa concordância.

Uma análise mais pormenorizada permite verificar que nos casos em que a frequência de excitação é igual a 20 Hz ou 50 Hz a concordância observada é quase perfeita, o que representa um bom indicador relativamente às potencialidades da ferramenta proposta. Por seu lado, quando o sistema foi solicitado por uma carga com frequência de 80 Hz, as diferenças entre os resultados obtidos com as duas ferramentas revelam-se um pouco mais significativas do que nos casos anteriores. Na realidade, a menor qualidade da resposta fornecida pela ferramenta proposta, quando o sistema foi solicitado por uma carga com maior frequência, deve-se essencialmente à dimensão dos elementos finitos adotados na modelação da laje e ao intervalo de tempo usado na integração.

Desta forma, procurando melhorar os resultados obtidos para o cenário correspondente à frequência de 80 Hz, procedeu-se à repetição do cálculo com uma malha de elementos finitos mais adequada. Para tal, modelou-se a laje com o mesmo tipo de elementos, mas de menores dimensões: $0{,}125\times0{,}125\times0{,}15\ \mathrm{m}^3$. A laje, com comprimento total igual a 100 m, foi assim discretizada com duas camadas de 2×800 elementos tridimensionais de 20 nós com as referidas dimensões. Esta malha conduziu à definição de uma superfície de interação regular, constituída por 2×800 elementos com dimensões $0{,}125\times0{,}125\ \mathrm{m}^2$. A menor dimensão dos elementos de interação viabilizou ainda a utilização de um intervalo de tempo inferior, igual a $1\times10^{-3}\ \mathrm{s}$, o qual se revela mais adequado à reprodução de uma frequência mais elevada.

Tal como seria de esperar, uma nova comparação, ilustrada nas Figuras 4.14 e 4.15, permite identificar uma melhoria significativa da qualidade dos resultados fornecidos pela ferramenta, como resultado do ajuste efetuado ao nível das discretizações espacial e temporal.

Com este procedimento pretendeu-se mostrar que a menor qualidade dos resultados obtidos inicialmente não se deveu a uma incapacidade da metodologia em reproduzir os fenómenos estudados, mas sim a uma limitação da discretização utilizada na análise. As conclusões obtidas contribuíram assim para evidenciar a importância da utilização de uma discretização, quer espacial quer temporal, adequada ao problema em estudo (à semelhança do que acontece numa análise dinâmica realizada com o Método dos Elementos Finitos).

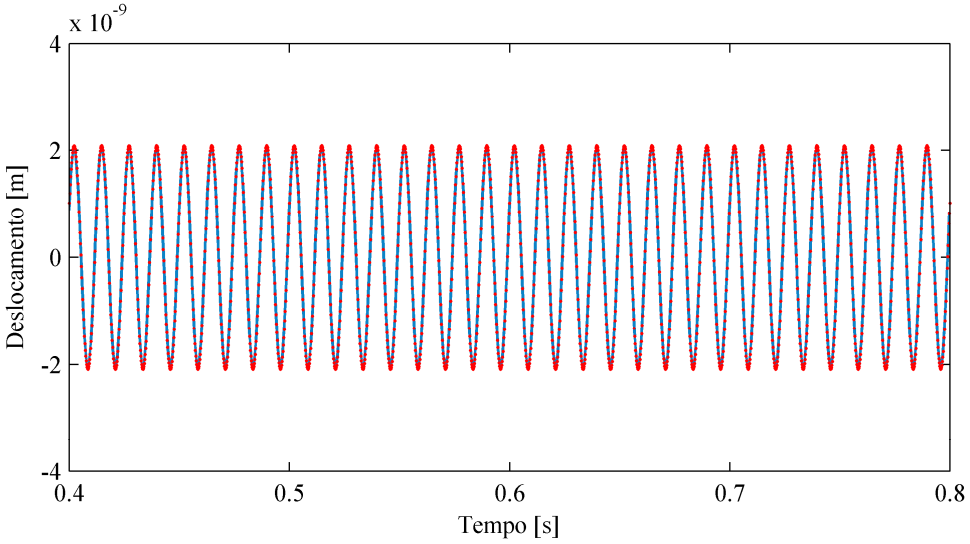


Figura 4.14 – Registo temporal do deslocamento vertical do canto superior da laje, na secção intermédia do modelo, devido a uma carga fixa e com frequência de oscilação de 80 Hz [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

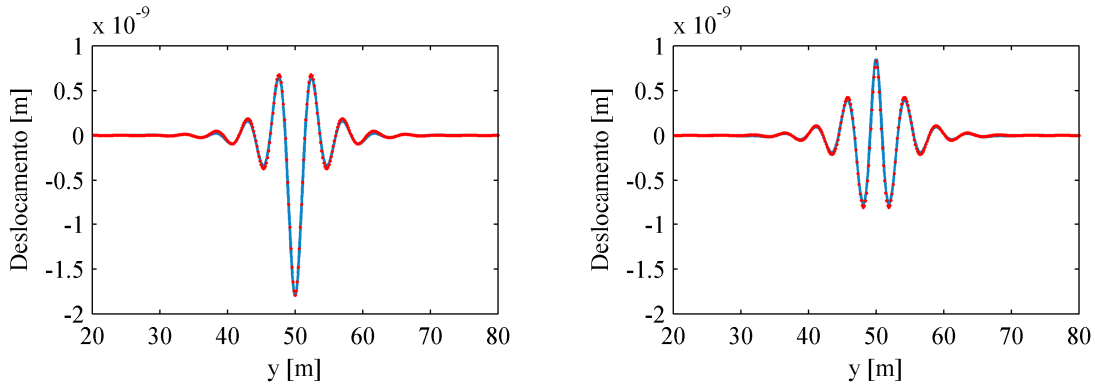


Figura 4.15 – Deslocamento vertical dos nós do canto superior da laje, em diferentes instantes, devido a uma carga fixa e com frequência de oscilação de 80 Hz [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

4.8.2.2. Cargas móveis

Numa segunda fase, procurou-se verificar a acuidade da ferramenta na simulação do comportamento do sistema quando sujeito a carregamentos móveis com magnitude constante (normalmente designados por excitação quase-estática). Para esse efeito, considerou-se uma carga unitária (F = 1N) circulando sobre a laje, ao longo da sua direção longitudinal, com uma velocidade v igual a 50 m/s. A análise focou-se não só na resposta da laje mas também na resposta da superfície do maciço na sua vizinhança.

A resposta da laje, quando sujeita ao carregamento descrito, é ilustrada na Figura 4.16 através da representação do registo temporal do deslocamento no ponto de controlo

definido novamente no canto superior da laje. Por forma a prevenir o aparecimento de efeitos transitórios associados à entrada da carga no modelo, procede-se à análise dos resultados na secção intermédia do modelo ($y = 50$ m). A observação da figura permite verificar que, uma vez mais, a ferramenta consegue reproduzir de forma adequada a resposta da laje.

De comentar a deformada praticamente simétrica da laje, resultado da consideração de uma velocidade de circulação consideravelmente inferior à velocidade das ondas de *Rayleigh* do maciço ($C_R \simeq 90{,}19$ m/s).

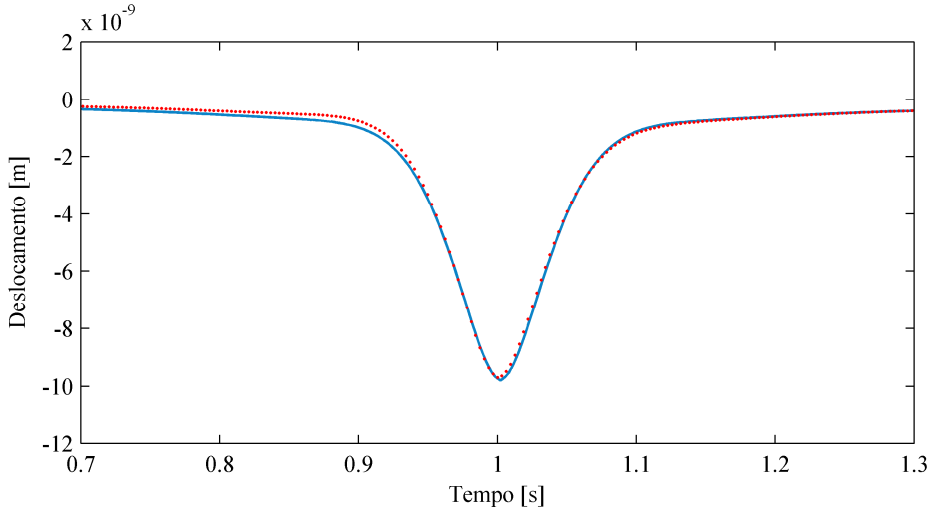


Figura 4.16 – Registo temporal do deslocamento vertical do canto superior da laje, na secção intermédia do modelo, devido a uma carga móvel com magnitude constante [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

Conforme referido, estudou-se não só a resposta da laje, mas também da superfície do maciço na sua vizinhança. Assim sendo, e a título exemplificativo, a Figura 4.17 mostra o registo temporal dos deslocamentos na superfície do maciço, a diferentes distâncias da fonte de excitação. Uma vez mais, e pelos motivos já apresentados anteriormente, são analisados os resultados na secção intermédia do modelo ($y = 50$ m).

Apesar da boa concordância entre os resultados obtidos com as duas ferramentas, é possível identificar a existência de ligeiras diferenças, as quais ganham significado com o aumento da distância à fonte de excitação. Este comportamento poderá estar associado ao uso de um modelo finito com comprimento insuficiente, comprovando a necessidade de utilização de modelos mais extensos à medida que se pretende conhecer a resposta em pontos mais afastados.

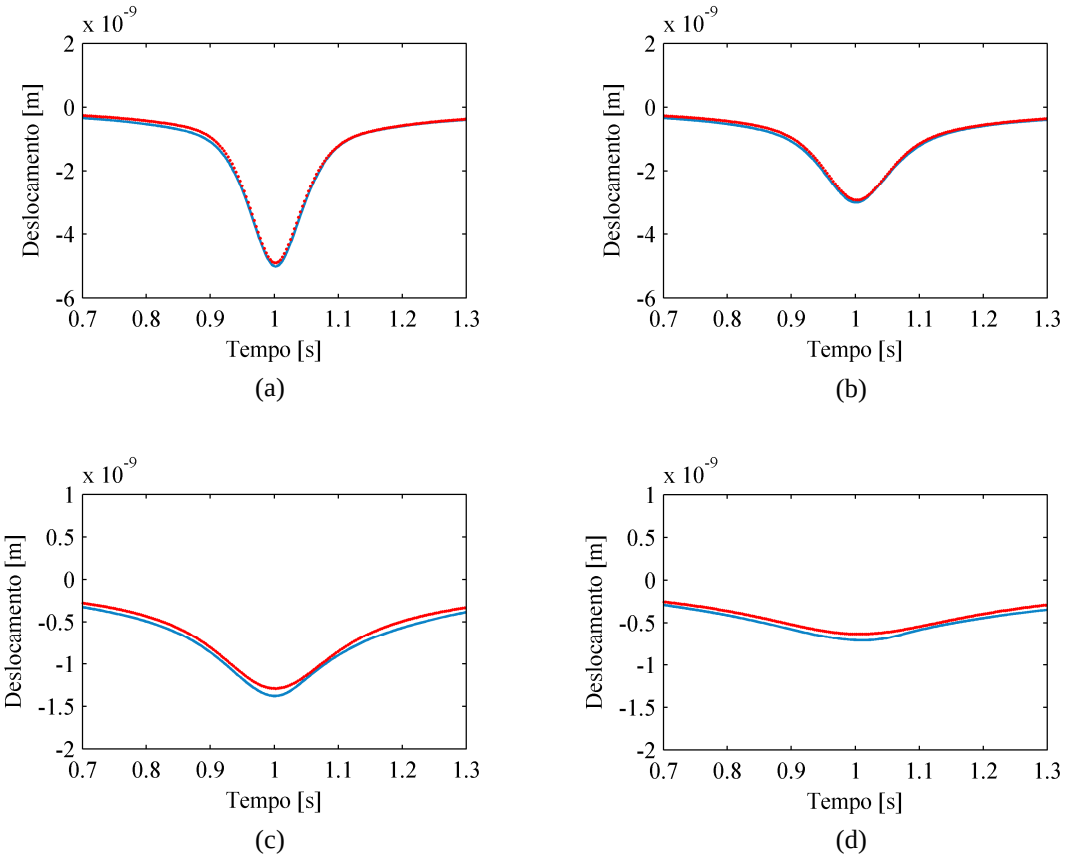


Figura 4.17 – Registo temporal dos deslocamentos verticais na superfície do maciço a diferentes distâncias da fonte de excitação: a) x = 1,0 m; b) x = 2,0 m; c) x = 5,0 m; d) x = 10,0 m [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

4.8.2.3. Cargas móveis oscilantes

Por fim, procurou-se conjugar os dois tipos de excitação anteriormente considerados, procedendo-se a uma excitação dinâmica do sistema baseada da atuação de uma carga móvel com magnitude variável.

Nas análises efetuadas neste âmbito, a laje foi solicitada por uma carga oscilante circulando ao longo da sua direção longitudinal com uma velocidade, *v*, igual a 50 m/s. A magnitude da carga foi considerada variável ao longo do tempo, de acordo com uma lei sinusoidal, e assumindo novamente três diferentes frequências de oscilação: 20 Hz, 50 Hz e 80 Hz.

A Figura 4.18 mostra o registo temporal do deslocamento vertical do canto superior da laje, na secção intermédia ($y = 50$ m), quando a carga oscila com uma frequência igual a 20 Hz. Por seu lado, a Figura 4.19 representa a mesma grandeza em pontos da superfície do solo, a diferentes distâncias da laje, devido à mesma solicitação. Como é

possível observar, a ferramenta proposta permite determinar a resposta da laje de forma adequada, acontecendo o mesmo também em pontos na superfície do solo a distâncias significativas da solicitação (até 20 m, no caso estudado).

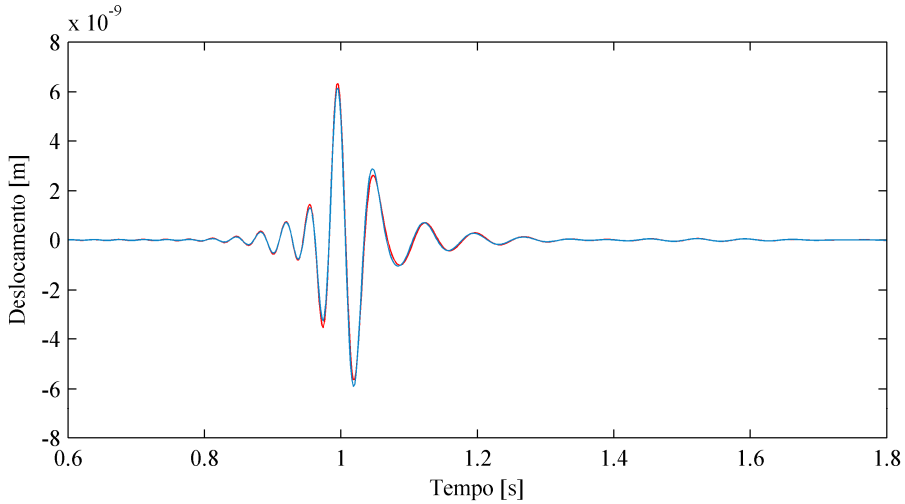


Figura 4.18 – Registo temporal do deslocamento vertical do canto superior da laje, na secção intermédia do modelo, devido a uma carga móvel circulando a 50 m/s e com uma frequência de oscilação de 20 Hz [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

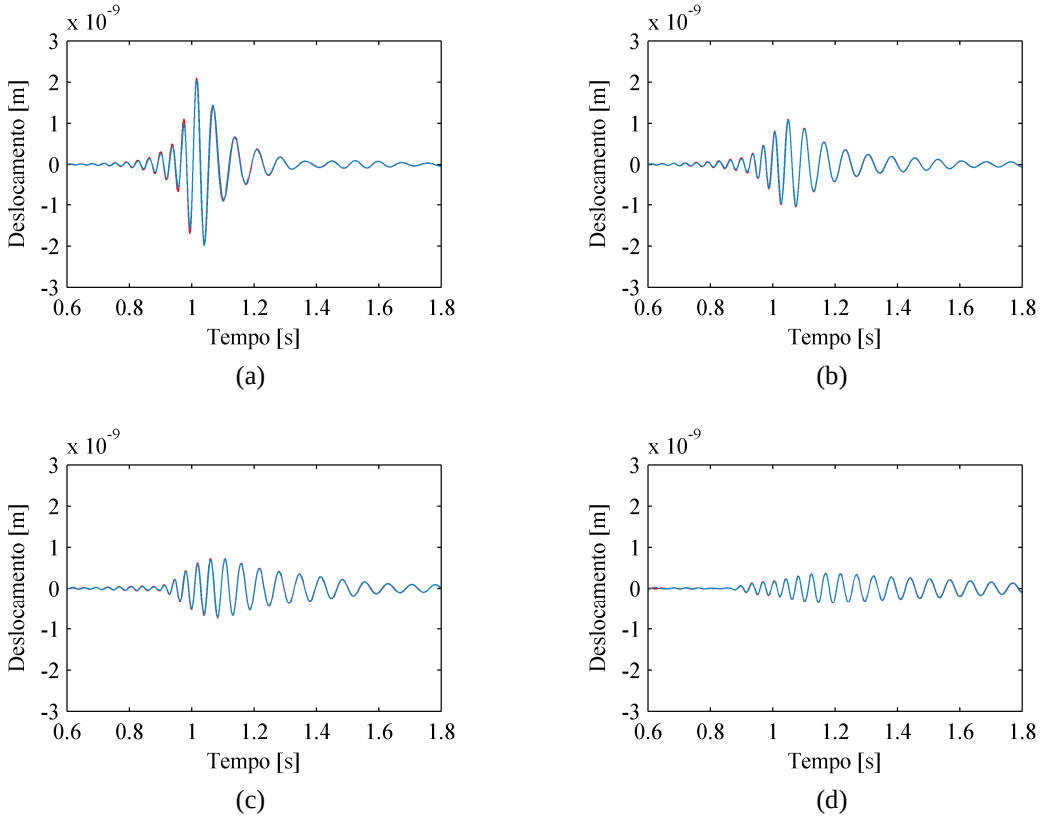


Figura 4.19 – Registo temporal dos deslocamentos verticais da superfície do maciço, na secção intermédia do modelo e a diferentes distâncias da fonte de excitação: a) x = 2,0 m; b) x = 5,0 m; c) x = 10,0 m; d) x = 20,0 m, devido a uma carga móvel circulando a 50 m/s e com uma frequência de oscilação de 20 Hz [linha azul - ferramenta proposta; linha vermelha - 2.5D MEF/MEC].

As Figuras 4.20 e 4.21 ilustram a resposta da laje e de diversos pontos da superfície do solo para a frequência de oscilação da carga é igual a 50 Hz, enquanto as Figuras 4.22 e 4.23 mostram os mesmos resultados para uma frequência de 80 Hz.

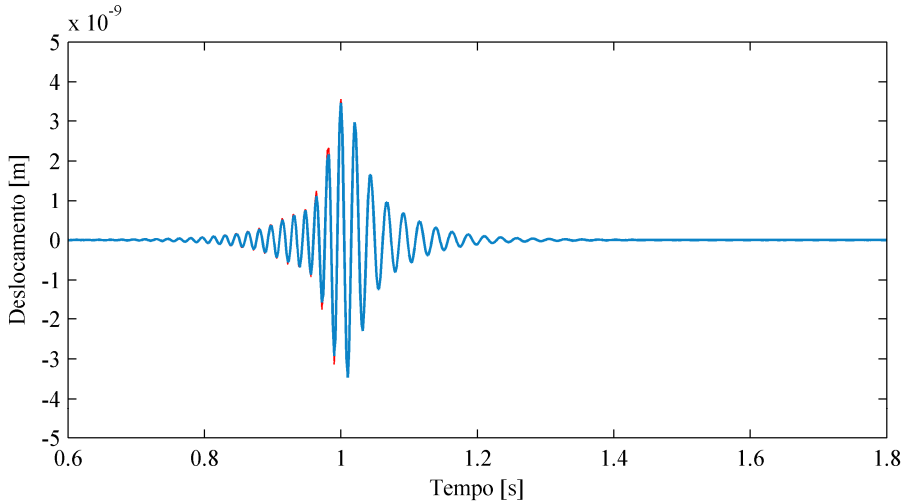


Figura 4.20 – Registo temporal do deslocamento vertical do canto superior da laje, na secção intermédia do modelo, devido a uma carga móvel circulando a 50 m/s e com uma frequência de oscilação de 50 Hz [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

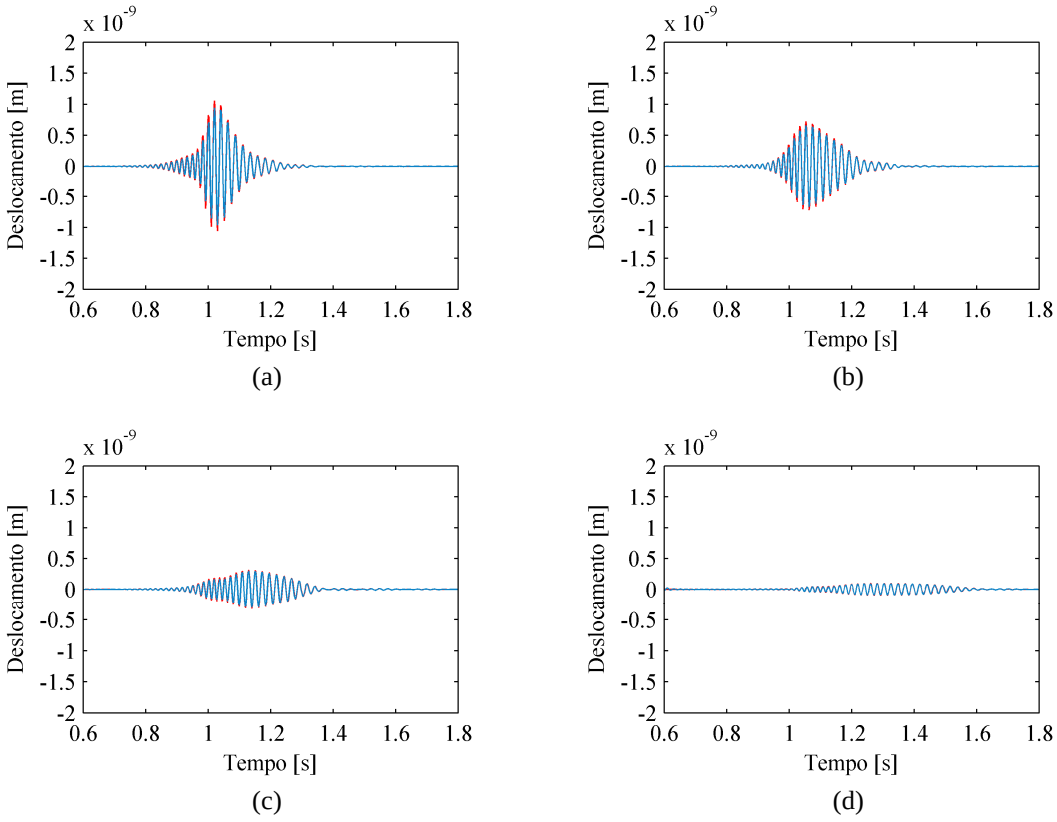


Figura 4.21 – Registo temporal dos deslocamentos verticais da superfície do maciço, na secção intermédia do modelo e a diferentes distâncias da fonte de excitação: a) x = 2,0 m; b) x = 5,0 m; c) x = 10,0 m; d) x = 20,0 m, devido a uma carga móvel circulando a 50 m/s e com uma frequência de oscilação de 50 Hz [linha azul - ferramenta proposta; linha vermelha - 2.5D MEF/MEC].

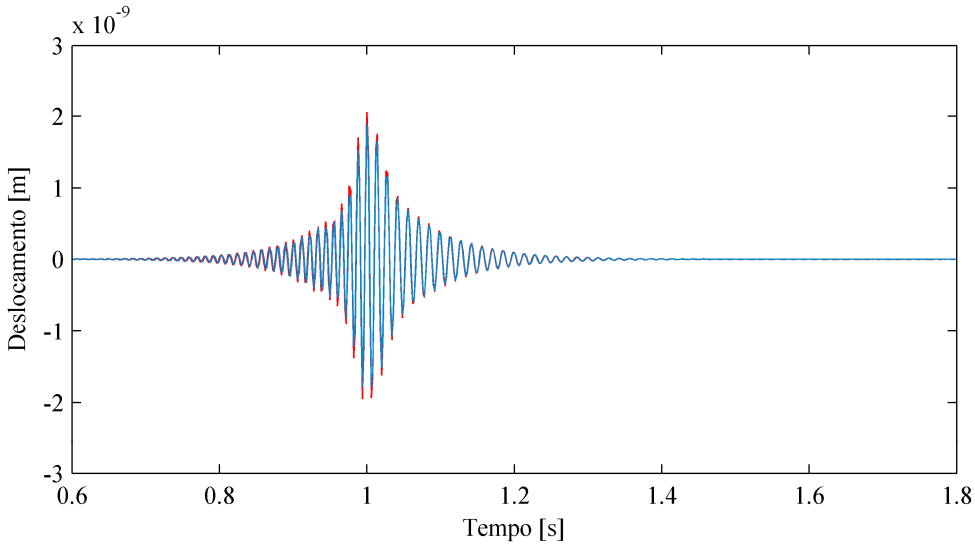


Figura 4.22 – Registo temporal do deslocamento vertical do canto superior da laje, na secção intermédia do modelo, devido a uma carga móvel circulando a 50 m/s e com uma frequência de oscilação de 80 Hz [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

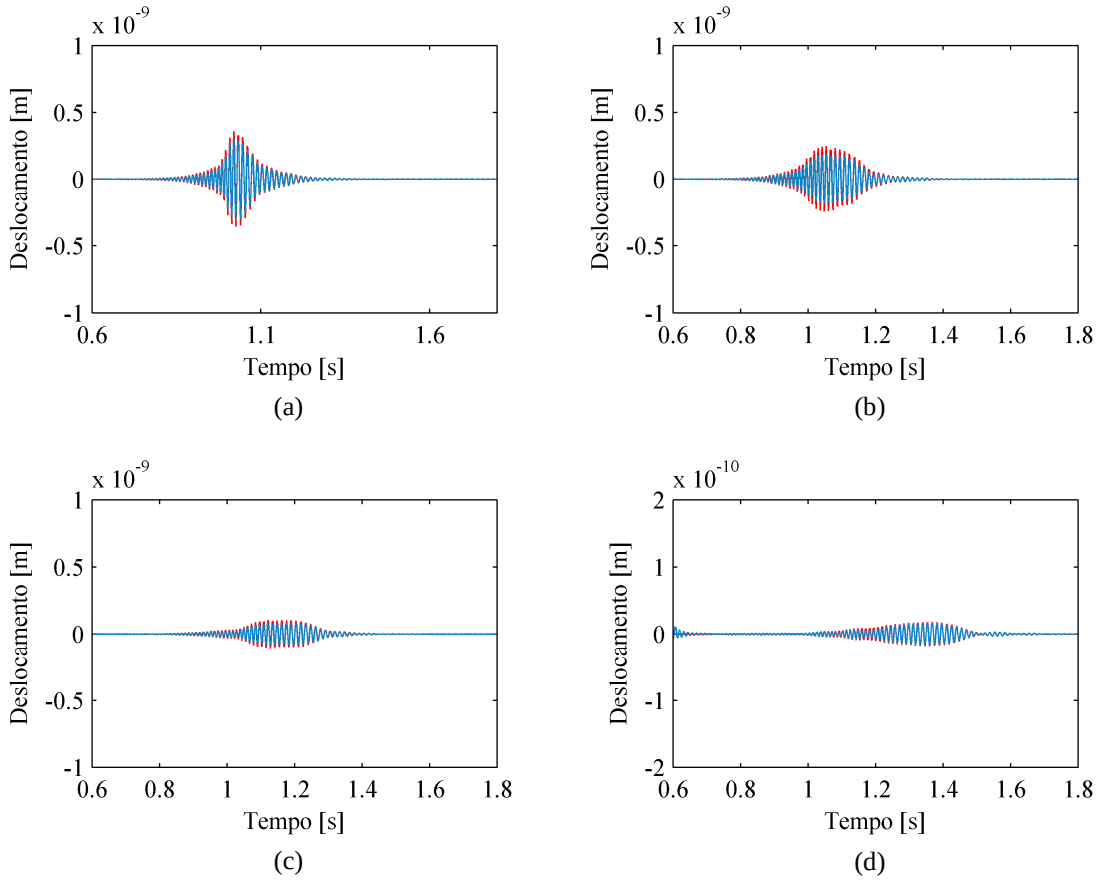


Figura 4.23 – Registo temporal dos deslocamentos verticais da superfície do maciço, na secção intermédia do modelo, a diferentes distâncias da fonte de excitação: a) x = 2,0 m; b) x = 5,0 m; c) x = 10,0 m; d) x = 20,0 m, devido à passagem de uma carga circulando a 50 m/s e com uma frequência de oscilação de 80 Hz [linha azul -ferramenta proposta; linha vermelha - 2.5D MEF/MEC].

Apesar da boa concordância entre os resultados obtidos com as duas ferramentas, é possível identificar um aumento das diferenças entre eles com o aumento da frequência de oscilação da carga. Tal como foi já discutido anteriormente, este facto deve-se às discretizações (espacial e temporal) utilizadas, pelo que seria possível melhorar a resposta obtida utilizando uma malha de elementos finitos mais refinada e ajustando o intervalo de tempo de integração. Este procedimento não foi adotado nesta fase, uma vez que se considerou a resposta obtida aceitável no âmbito do processo de validação em curso.

4.8.3. Resposta de um sistema veículo-estrutura-maciço com interação dinâmica

Neste ponto apresenta-se um terceiro e último exemplo, com o qual se pretendeu validar a ferramenta de uma forma integrada, através de uma avaliação do seu desempenho no estudo de problemas de interação dinâmica veículo-estrutura-maciço.

O exemplo agora apresentado baseia-se no sistema estudado no exemplo anterior, ao qual foi acrescentada alguma complexidade resultante da existência de duas vigas apoiadas na laje analisada, sobre as quais circulam sistemas massa-mola, conforme esquematizado na Figura 4.24.

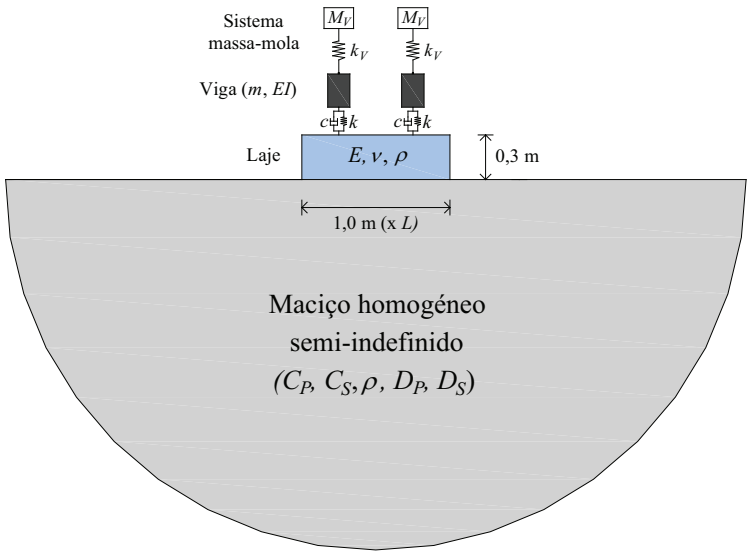


Figura 4.24 – Esquema do sistema em estudo: vista de topo.

As vigas apoiam-se elasticamente na laje através de sistemas mola-amortecedor, afastados de uma distância $d = 0,625\,\text{m}$. O sistema é solicitado pela passagem de um sistema massa-mola sobre cada viga, circulando com uma velocidade $v = 50\,\text{m/s}$.

A Figura 4.25 mostra um esquema longitudinal do sistema, o qual visa facilitar a sua compreensão, complementando o esquema transversal apresentado na Figura 4.24.

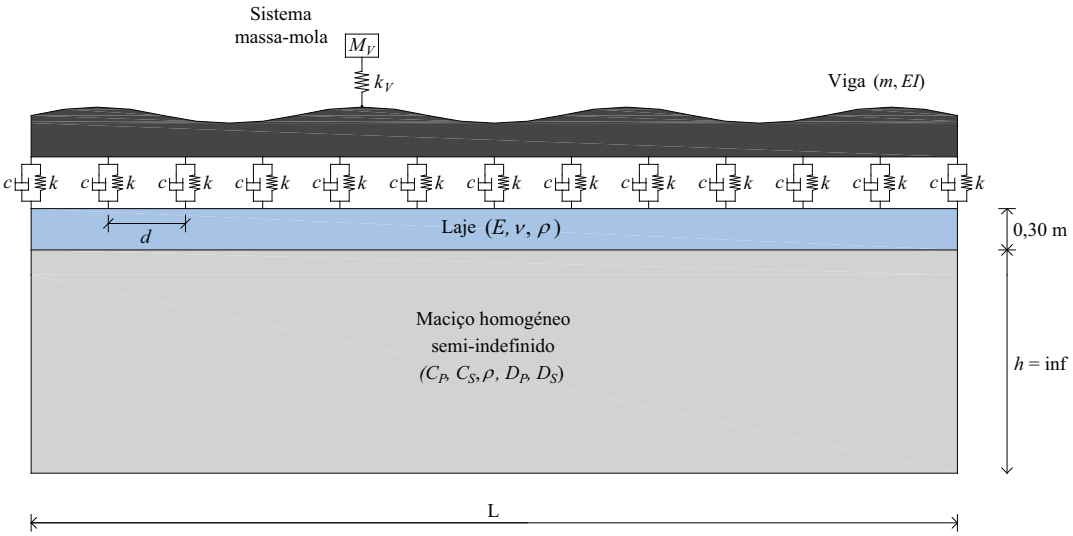


Figura 4.25 – Esquema do sistema em estudo: vista lateral.

A simetria do problema torna a sua resolução bastante mais eficiente, resultando numa redução significativa do tempo de cálculo e dos recursos computacionais necessários. Desta forma, apenas metade da estrutura é modelada com elementos finitos (conforme ilustrado na Figura 4.26). A modelação de apenas metade da estrutura requer, como se compreende, a imposição de condições de apoio adequadas ao longo do plano de simetria (plano YZ), as quais consistem no impedimento dos deslocamentos na direção perpendicular ao mesmo (direção X). No que diz respeito ao maciço, a simetria do problema é considerada através do procedimento descrito em 4.7, baseado na imposição de simetria ou antissimetria das tensões transmitidas pela estrutura ao maciço.

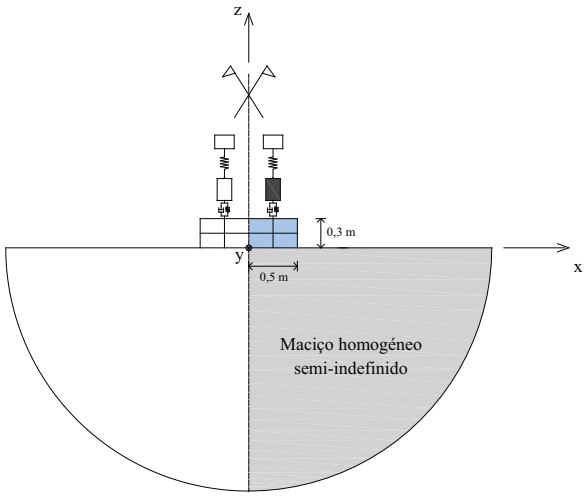


Figura 4.26 – Esquema do sistema em estudo, evidenciando a sua simetria e a parte modelada.

O Quadro 4.1 mostra um resumo das propriedades geométricas e mecânicas adotadas para os diferentes constituintes do sistema.

Quadro 4.1 – Resumo das propriedades geométricas e mecânicas dos elementos constituintes do sistema.

Maciço	Laje	Sistema mola-amortecedor	Viga	Sistema massa-mola
$E = 50\,\text{GPa}$	$E = 200\,\text{GPa}$	$k = 200\times10^{6}$ N/m	$E = 200\,\text{GPa}$	$M_v = 2003\,\text{kg}$
$\nu = 1/3$	$\nu = 0,2$	$c = 30\times10^{3}$ N.s/m	$I = 61,1\times10^{-6}$ m^4	$k_v = 1,94\times10^{9}$ N/m
$\rho = 2000\,\text{kg/m}^3$	$\rho = 2145\,\text{kg/m}^3$		$m = 120\,\text{kg/m}$	
$D_P = D_S = 0,03$				

Por simplificação, apenas a componente dinâmica da ação exercida pelo sistema massa-mola sobre a viga, devido à sua irregularidade geométrica, é considerada neste estudo. Para esse efeito, assume-se que a irregularidade apresenta uma configuração sinusoidal, com comprimento de onda $\lambda = 2,4\,\text{m}$ e amplitude $A = 1\,\text{mm}$.

Tal como no exemplo anterior, o modelo apresenta um comprimento longitudinal, *L*, igual a 100 m, sendo a laje discretizada em duas camadas de 800 (2×400) elementos finitos tridimensionais de 20 nós com dimensões: $0,25\times0,25\times0,15\,\text{m}^3$. Uma vez assumida a correspondência entre cada elemento de interação e a face de um elemento finito em contacto com o solo, a malha de elementos finitos utilizada conduz a uma discretização regular da superfície de interação, constituída por 2×400 elementos com dimensões $0,25\times0,25\,\text{m}^2$. Com base numa estimativa resultante da aplicação da expressão [4.4], adotou-se um intervalo de tempo igual a $2\times10^{-3}\,\text{s}$.

A análise focou-se não só na avaliação da força de interação oscilador-viga, mas também na determinação da resposta da viga e da superfície do maciço a diferentes distâncias da fonte de excitação. Os resultados obtidos são sempre comparados com os calculados com recurso à ferramenta 2.5D MEF/MEC já anteriormente utilizada.

Começando por uma análise da força dinâmica desenvolvida ao nível da interação entre o oscilador e a viga, a Figura 4.27 ilustra o registo temporal da força transmitida à viga no intervalo compreendido entre os instantes $t = 1,0\,\text{s}$ e $t = 1,6\,\text{s}$, assim como o correspondente conteúdo em frequência.

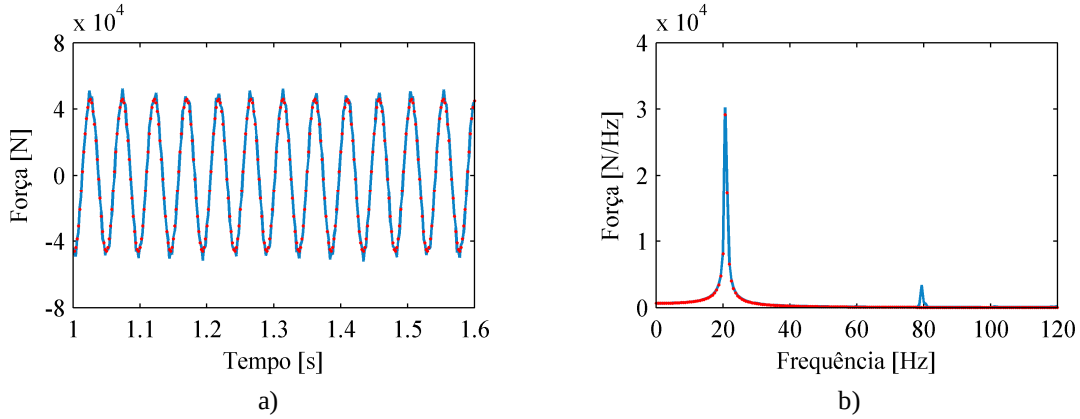


Figura 4.27 – Força transmitida pelo oscilador à viga: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

A observação dos registos apresentados permite verificar uma muito boa concordância entre os resultados fornecidos pelas duas ferramentas utilizadas. É possível, ainda assim, identificar umas ligeiras diferenças, as quais se procurará justificar de seguida. Antes de mais, importa destacar que esta comparação contribuiu para confirmar o bom desempenho da ferramenta desenvolvida no estudo da interação entre o veículo e a estrutura (no presente caso representados pelo oscilador e pela viga, respetivamente), não contemplado nos exemplos anteriores.

Na realidade, e como seria de esperar, a resposta é dominada por uma componente sinusoidal com frequência dada pelo quociente entre a velocidade de circulação do sistema massa-mola e o comprimento de onda da irregularidade geométrica da viga:

$$f = \frac{v}{\lambda} = \frac{50}{2,4} = 20,83\,\text{Hz} \qquad [4.10]$$

Na resposta obtida com a ferramenta proposta, completamente tridimensional, é ainda possível identificar o pequeno contributo de uma frequência mais elevada, associada ao apoio discreto da viga, a qual é definida pelo rácio entre a velocidade de circulação e o afastamento entre apoios:

$$f = \frac{v}{d} = \frac{50}{0,625} = 80\,\text{Hz} \qquad [4.11]$$

O contributo desta frequência não pode, no entanto, ser identificado na resposta calculada com recurso à ferramenta 2.5D MEC/MEF, uma vez que o apoio da viga é definido de uma forma contínua.

Numa fase posterior, procedeu-se à análise da resposta da viga em diversas secções. A título ilustrativo, as Figuras 4.28 e 4.29 mostram os registos temporais do deslocamento vertical da viga em duas secções de controlo: y = 50 m e y = 70 m, respetivamente.

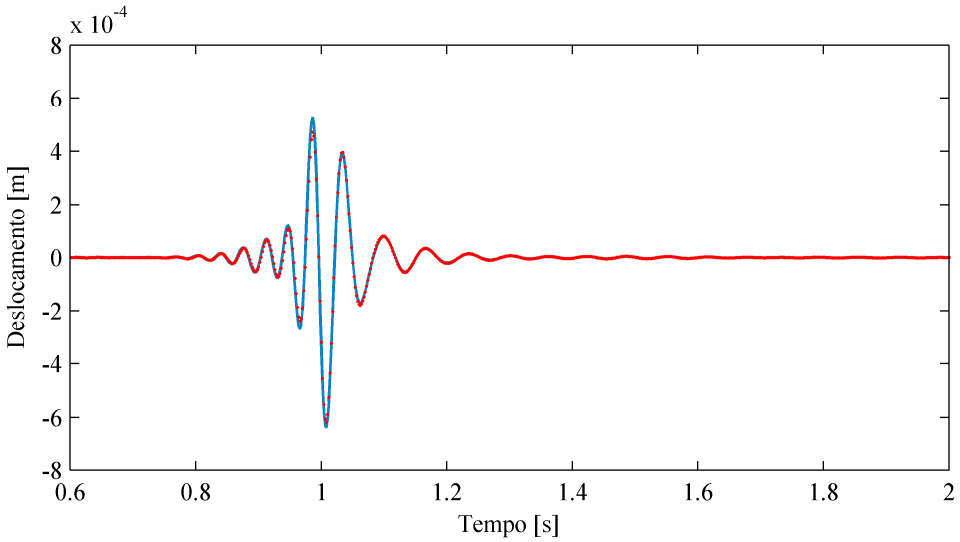


Figura 4.28 – Registo temporal do deslocamento vertical da viga na primeira secção de controlo: y = 50 m [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

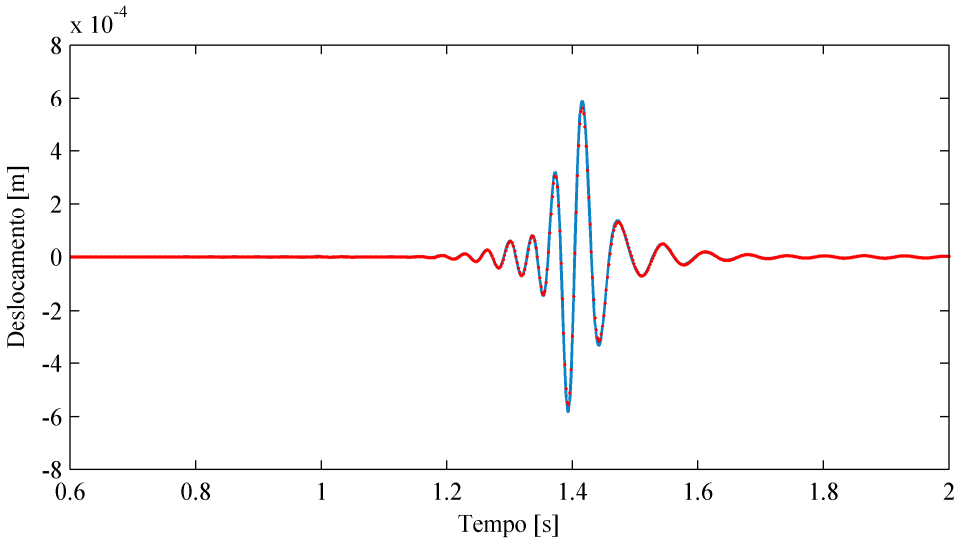


Figura 4.29 – Registo temporal do deslocamento vertical da viga na segunda secção de controlo: y = 70 m [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

Por fim, analisou-se a resposta em diversos pontos da superfície do maciço, na vizinhança da estrutura. A Figura 4.30 ilustra a resposta em alguns desses pontos, localizados na secção intermédia do modelo (y = 50 m), a diferentes distâncias da fonte de excitação.

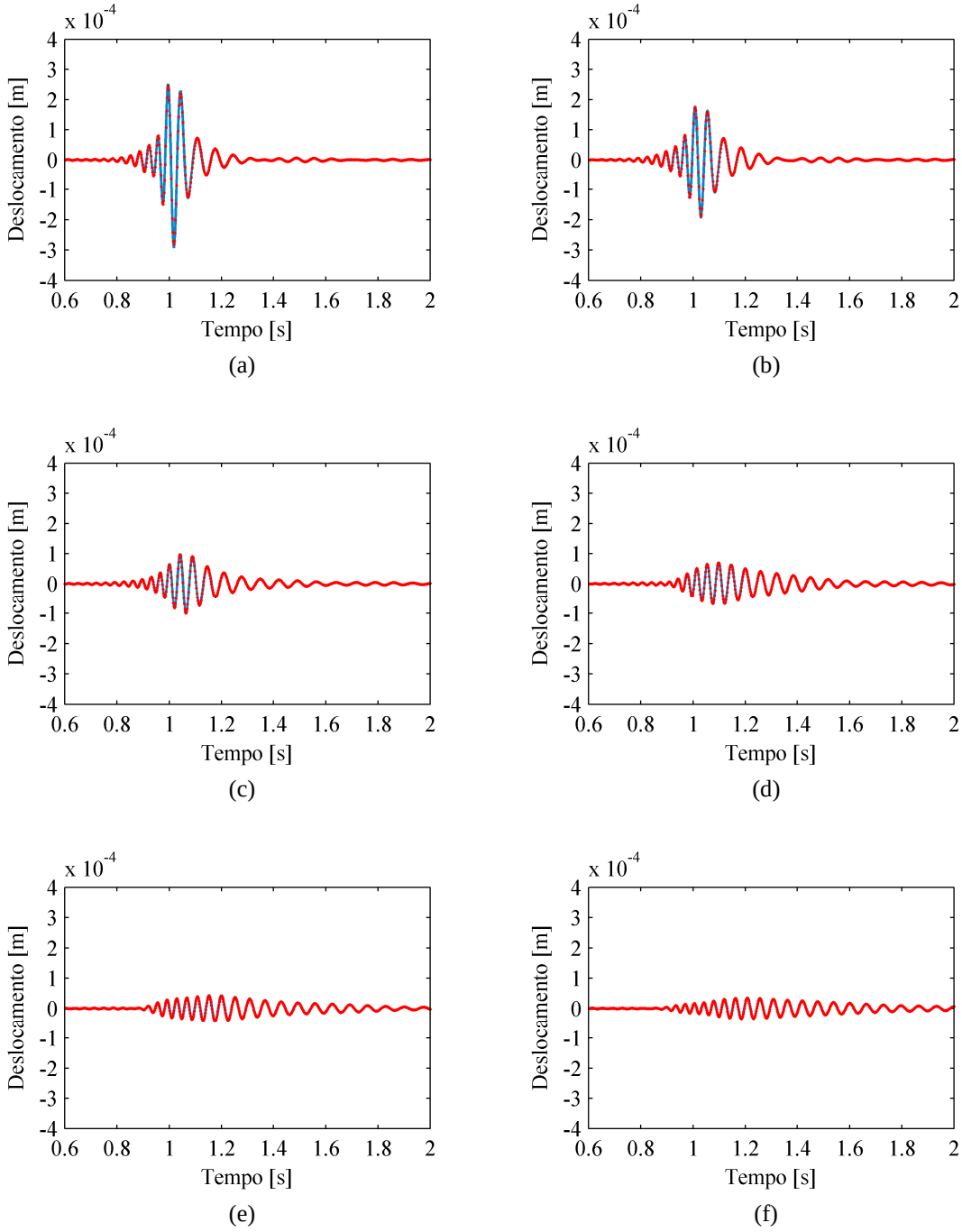


Figura 4.30 – Registo temporal dos deslocamentos verticais na superfície do maciço, avaliados na secção intermédia do modelo (y = 50 m), a diferentes distâncias da fonte de excitação: a) x = 1,0 m; b) x = 2,0 m; c) x = 5,0 m; d) x = 10,0 m; e) x = 15,0 m; f) x = 20,0 m [linha azul - ferramenta proposta; pontos vermelhos - 2.5D MEF/MEC].

Uma vez mais é possível observar uma concordância quase perfeita entre os resultados obtidos com as duas ferramentas, quer ao nível da resposta da estrutura quer no que diz respeito à resposta da superfície do solo até distâncias significativas da fonte de excitação. Este facto contribui portanto para a validação da ferramenta desenvolvida.

4.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

O presente capítulo visou descrever a implementação da metodologia de análise dinâmica apresentada no capítulo anterior, salientando os aspetos computacionais considerados mais relevantes. Foram ainda apresentados alguns exemplos numéricos, os quais fazem parte de um vasto conjunto de análises realizadas no âmbito da validação da ferramenta desenvolvida.

A sequência usada na exposição dos exemplos de validação seguiu uma lógica de complexidade crescente, procurando cobrir alguns possíveis campos de aplicação da ferramenta. Desta forma, começou-se com um problema bastante simples, típico no contexto da interação dinâmica estrutura-maciço, correspondente ao estudo da resposta dinâmica de uma sapata rígida apoiada na superfície de um maciço homogéneo semi-indefinido. De seguida, analisou-se o desempenho da ferramenta no estudo de estruturas sujeitas à ação de cargas móveis com magnitude constante ou variável. Por fim, apresentou-se um exemplo com o qual se procurou validar a ferramenta de uma forma integrada, na simulação interação dinâmica veículo-estrutura-maciço.

Os resultados obtidos foram comparados com os apresentados na bibliografia ou fornecidos por uma outra ferramenta previamente validada. De um modo geral, a comparação permitiu verificar uma concordância quase perfeita entre os resultados, contribuindo claramente para a validação. A ferramenta mostrou um bom desempenho na simulação da interação dinâmica entre veículo e estrutura, assim como na avaliação da resposta da estrutura e da superfície do maciço na sua vizinhança.

Os exemplos apresentados permitiram ainda confirmar a importância da discretização, temporal e espacial, e a sua influência na qualidade dos resultados obtidos. Neste contexto, importa recomendar a análise de problemas envolvendo gamas de frequências mais elevadas com elementos de interação de reduzida dimensão, o que por seu lado viabiliza a utilização de intervalos de tempo mais baixos e normalmente mais adequados. Por outro lado, o comprimento do modelo utilizado é também um parâmetro bastante importante. Em síntese, importa evidenciar a necessidade de adotar um modelo longo, principalmente nas situações em que se pretenda conhecer a resposta em pontos mais afastados.

Apesar dos bons resultados nos exemplos apresentados, a ferramenta não foi ainda utilizada com o propósito para o qual foi desenvolvida, ou seja no estudo das vibrações induzidas por tráfego ferroviário. Como tal, o processo de validação apenas ficará concluído com a análise do caso de estudo real apresentada nos próximos capítulos desta dissertação. A simulação do problema com a ferramenta desenvolvida permitirá proceder à previsão das resposta da via e da superfície do maciço na sua vizinhança e, posteriormente à comparação entre os resultados numéricos e experimentais.

Para terminar, justifica-se uma breve discussão acerca dos tempos de cálculo e dos recursos computacionais envolvidos nos cálculos efetuados. Na realidade, a análise tridimensional de problemas de interação dinâmica veículo-estrutura-maciço com recurso a formulações definidas no domínio do tempo e do espaço mostra-se extremamente exigente. Aliás, a principal vantagem da ferramenta desenvolvida não reside na sua eficiência computacional, mas sim na possibilidade de estudar estruturas com geometria completamente tridimensional. Os exemplos aqui apresentados foram calculados com um computador pessoal com processador Intel Core i7-860 (2.80 GHz) e 16 GB de memória RAM (DDR3, 1333MHz). O cálculo associado ao último dos exemplos demorou cerca de 36 horas, ou seja bastante mais do que o tempo requerido pela ferramenta 2.5D MEF/MEC (o qual corresponde a pouco mais de 1 hora). Ainda assim importa salientar que, no estudo deste tipo de problemas, o tempo de cálculo requerido pela ferramenta 2.5D aumenta proporcionalmente ao número de frequências a considerar na análise. Na ferramenta desenvolvida tal não se verifica, sendo o tempo de cálculo independente da geometria da irregularidade assumida. Este facto conduz a uma redução significativa da diferença entre os tempos de cálculo requerido pelas duas metodologias com o aumento do número de frequências consideradas. De notar que, em alguns casos, a ferramenta proposta poderá até permitir a obtenção de resultados num mais curto espaço de tempo.

5. CASO DE ESTUDO DO CARREGADO: ANÁLISE EXPERIMENTAL

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é apresentada a análise experimental das vibrações induzidas por tráfego ferroviário num troço renovado da Linha do Norte. Os trabalhos experimentais levados a cabo tiveram essencialmente dois objetivos: i) o desenvolvimento de competências respeitantes à componente de experimentação neste domínio; ii) a comparação dos resultados medidos experimentalmente com os obtidos por via numérica, tendo em vista a validação experimental da ferramenta desenvolvida. Na realidade, a validação da ferramenta numérica poderia ter sido feita com base nos resultados de um dos casos de estudo documentados na bibliografia, de entre os quais se pode destacar os apresentados por Degrande e Schillemans (2001), Auersch (2005), Lombaert et al. (2006a) e Galvín e Domínguez (2009). No entanto, a escassez de casos de estudo bem documentados na bibliografia, com toda a informação necessária para a simulação numérica do problema, foi fundamental para a opção pela realização do campo experimental agora descrito.

O capítulo inicia-se com uma descrição geral do campo experimental, à qual se segue uma apresentação dos trabalhos realizados. Os trabalhos experimentais desenvolvidos englobam três componentes que se complementam (Correia dos Santos et al., 2010a): i) caracterização geomecânica do maciço de fundação; ii) caracterização mecânica e geométrica da via-férrea; iii) medição de vibrações induzidas pela passagem de tráfego ferroviário. A caracterização geomecânica do maciço é feita com recurso aos comuns ensaios *in situ* e laboratoriais, assim como a ensaios com um excitador de frequência controlada (tendo em vista uma estimativa do amortecimento do meio). A caracterização da via apresenta uma vertente associada ao estudo do seu comportamento

mecânico (conseguido através de ensaios de recetância) e uma outra relativa à caracterização do perfil de irregularidades. Finalmente, a avaliação das vibrações induzidas na via e no terreno adjacente pela passagem de tráfego ferroviário representa a componente fundamental do trabalho realizado.

5.2. DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

O processo de escolha da localização do campo experimental compreendeu um conjunto de etapas e de tomadas de decisão que o autor pensa justificarem os breves comentários apresentados de seguida.

Por corresponder ao cenário com mais interesse no âmbito do estudo realizado, pretendia-se estudar um troço da linha ferroviária nacional onde fossem atingidas velocidades de circulação elevadas. Desta forma, surgiu com alguma naturalidade a opção por um troço renovado da Linha do Norte, onde são atingidas velocidades da ordem dos 200 km/h.

A fase seguinte do processo consistiu então na definição de um conjunto de critérios, de natureza diversa, os quais permitiram a escolha do local. De entre o leque de critérios considerados, importa salientar os seguintes:

i) evitar cenários geotécnicos de elevada complexidade e com heterogeneidades evidentes, o que poderia dificultar quer a interpretação dos resultados quer a análise numérica do problema;

ii) identificar um local com terreno livre na vizinhança da via, por forma a permitir a realização de ensaios de caracterização do maciço geotécnico, assim como a avaliação das vibrações induzidas pela passagem de tráfego ferroviário na superfície do solo a diferentes distâncias da via;

iii) o traçado da linha férrea deveria apresentar um alinhamento reto. Este facto deve-se ao interesse em usar os resultados obtidos também na validação de modelos numéricos com caráter 2.5D (os quais requerem a consideração da via como sendo invariante na direção longitudinal) desenvolvidos no seio do grupo de investigação;

iv) procurar um troço com boas acessibilidades, as quais permitissem a deslocação dos participantes na campanha e o fácil transporte de todo o equipamento necessário;

v) evitar locais com topografias complexas, o que poderia dificultar a modelação numérica do sistema.

Os critérios definidos permitiram identificar, em conjunto com a REFER (administração ferroviária nacional), um conjunto de possibilidades e, finalmente, proceder à seleção do local de estudo. Desta forma, o campo experimental foi desenvolvido num troço renovado da Linha do Norte, com a designação Alhandra-Setil, junto ao km 41+625, entre os apeadeiros do Espadanal e de Vila Nova da Rainha. A Figura 5.1 mostra a localização do campo experimental no território nacional e apresenta uma fotografia aérea com um pormenor do local.



(a) (b)

Figura 5.1 – Localização do campo experimental: a) no território nacional; b) fotografia aérea.

De acordo com a campanha de caracterização geotécnica efetuada aquando da renovação da via-férrea, o maciço caracteriza-se pela existência de um aterro superficial constituído por material argilo-arenoso, com uma possança de cerca de 2,0 m. Esta formação está sobrejacente a formações aluvionares de matriz argilosa a argilo-siltosa de possança variável. Em algumas sondagens é possível identificar formações mais carbonatadas, resultantes da proximidade à bacia do Tejo.

Conforme se procura mostrar na Figura 5.2, o campo experimental foi implementado numa zona de via balastrada, dupla e de bitola ibérica, com um alinhamento aproximadamente reto ao longo de uma distância bastante considerável. No local analisado, não foi possível identificar qualquer aterro para a plataforma ferroviária. A realização de medições no local, acompanhada pela análise do projeto de renovação, permitiu identificar camadas de balastro e subbalastro com espessuras de 0,35 m e 0,30 m, respetivamente. Foi ainda possível identificar uma camada de material granular subjacente ao subbalastro, com aproximadamente 0,25 m de espessura. As travessas de betão pré-esforçado espaçadas longitudinalmente de 0,60 m apoiam carris de barra longa soldada do tipo UIC60.



Figura 5.2 – Via ferroviária no local em estudo.

5.3. CARACTERIZAÇÃO DO MACIÇO

5.3.1. Ensaios *in situ*

Uma adequada caracterização das propriedades do maciço de fundação revela-se fundamental para a compreensão do fenómeno em estudo, nomeadamente no que diz respeito à propagação das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. Tendo em vista a referida caracterização, procedeu-se à realização dos seguintes ensaios *in situ*: dois

ensaios CPT, um furo de sondagem com ensaios SPT e dois ensaios sísmicos entre furos (ensaios *cross-hole*). Durante a realização dos ensaios SPT, procedeu-se ainda à recolha de amostras intactas que viriam a ser analisadas com recurso a ensaios laboratoriais. Os ensaios *cross-hole* (CH) revelam-se fundamentais no âmbito do estudo realizado, uma vez que permitem estimar as propriedades dinâmicas do maciço para muito pequenas deformações. Os restantes ensaios, envolvendo níveis de deformação bastante mais significativos, fornecem informação essencialmente complementar, a qual se revela útil na compreensão de algumas propriedades do maciço. As Figuras 5.3 e 5.4 mostram esquemas do local em estudo, os quais incluem a localização dos diversos ensaios *in situ* realizados.

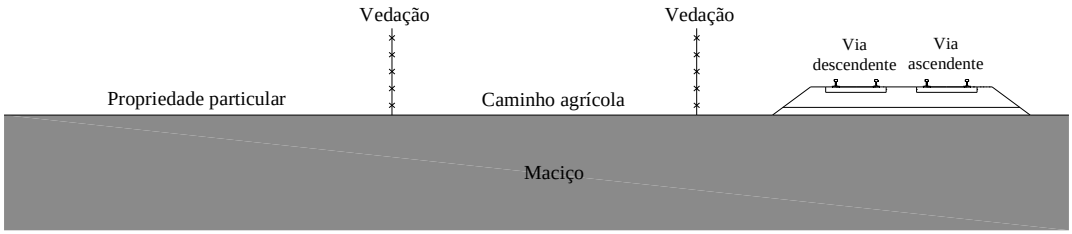


Figura 5.3 – Esquema do local em estudo: perfil transversal.

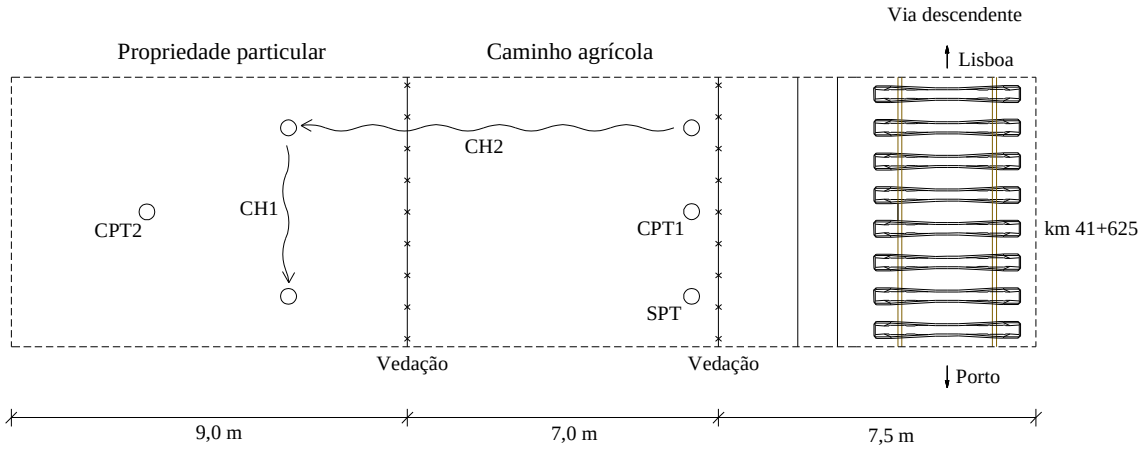


Figura 5.4 – Esquema do local em estudo, incluindo a localização dos ensaios *in situ* realizados: planta.

5.3.1.1. Ensaios CPT

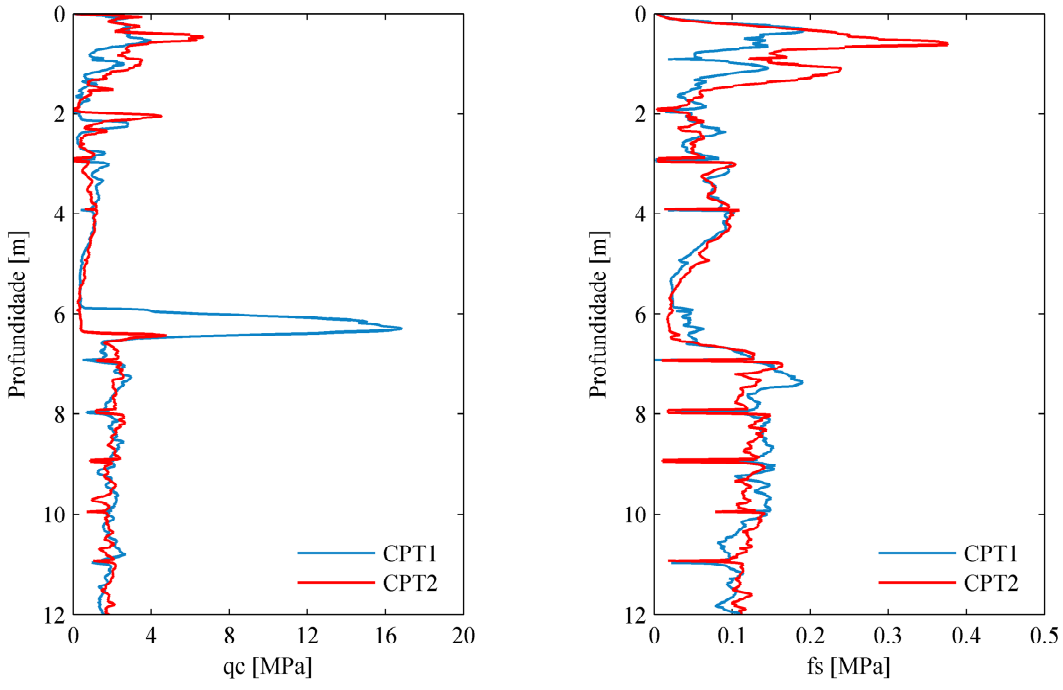
Conforme referido anteriormente, foram realizados dois ensaios CPT, atingindo-se uma profundidade de aproximadamente 13,5 m em ambos. A Figura 5.5 mostra algum do equipamento envolvido nos ensaios, através de fotografias da ponteira utilizada e do sistema de reação adotado (à custa do peso no eixo de um camião).



(a) (b)

Figura 5.5 – Ensaio CPT: a) ponteira; b) sistema de reação.

A Figura 5.6 apresenta os resultados obtidos nos dois ensaios, ilustrando a evolução em profundidade da resistência de ponta (q_c) e da resistência lateral atrítica (f_s). De um modo geral, é possível observar uma boa concordância entre os resultados dos dois ensaios. Ainda assim, as diferenças mais significativas encontram-se junto à superfície, ficando a dever-se a uma maior heterogeneidade do maciço nesta zona. É ainda possível identificar um aumento significativo da resistência de ponta obtida no ensaio CPT1, para uma profundidade compreendida entre os 6 m e os 7 m, o qual não é evidente no ensaio CPT2. Este facto poderá dever-se à identificação de uma camada de areia à referida profundidade, a qual poderá não ser tão relevante no local do ensaio CPT2.



a) b)

Figura 5.6 – Resultados dos ensaios CPT: a) resistência de ponta; b) resistência lateral atrítica.

Conforme referido anteriormente, o ensaio CPT envolve níveis de deformação bastante significativos, não sendo por isso o mais adequado para a estimativa das propriedades dinâmicas do maciço para muito pequenas deformações. Ainda assim, na ausência de informação mais adequada (proveniente, por exemplo, de ensaios *cross-hole*), o recurso a correlações empíricas entre a resistência de ponta e a velocidade de propagação das ondas pode ser considerado. Aliás, na bibliografia é possível encontrar um vasto leque de trabalhos sobre esta matéria [Mayne e Rix (1995), Anagnostopoulos et al. (2003), Hasancebi e Ulusay (2007)]. A utilização de qualquer uma das referidas correlações deve, no entanto, ser efetuada com bastante atenção aos pressupostos inerentes à sua determinação e, consequentemente, ao seu campo de aplicação.

5.3.1.2. Ensaios SPT e ensaios laboratoriais

No âmbito da campanha de caracterização do maciço de fundação aqui apresentada, realizou-se também um furo de sondagem com uma profundidade de 15,0 m, o qual permitiu identificar o nível freático a aproximadamente 3,0 m de profundidade. Ao longo do referido furo efetuaram-se ensaios SPT, espaçados de 1,5 m, durante os quais se procedeu ainda à recolha de amostras intactas a utilizar em ensaios laboratoriais. A Figura 5.7 mostra alguns pormenores do processo de recolha de amostras.



a) b)

Figura 5.7 – Recolha de amostras intactas para a realização de ensaios laboratoriais: a) amostrador; b) amostra recolhida.

O Quadro 5.1 apresenta os resultados do ensaio SPT, acompanhados de uma breve descrição litológica das camadas atravessadas, enquanto o Quadro 5.2 mostra um resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais (os quais contribuem também para a caracterização dessas mesmas camadas). A análise da informação apresentada permite identificar uma concordância aceitável entre os resultados dos ensaios em causa, os quais se mostram também coerentes com os obtidos através dos ensaios CPT.

Quadro 5.1 – Registo fornecido pelo ensaio SPT.

Profundidade [m]	Litologia	N_{SPT}
0	Solo argilo-arenoso, de cor castanha (material de aterro)	
1,5		4
3,0	Solo argilo-arenoso, de cor negra, com matéria orgânica	13
4,5	Solo argiloso, de cor cinzenta, com vestígios de material vegetal	0
6,0		21
7,5	Solo argiloso, de cor castanha, com fragmentos de calcário branco	14
9,0		20
10,5		16
12,0		15
15,0		14

Quadro 5.2 – Resultados dos ensaios laboratoriais.

Profundidade [m]	Granulometria [%]			Limites de Atterberg [%]		w [%]	Ip	Ic	Classificação
	areia	silte	argila	w_L	w_P				
5,50	20	38	42	68	29	44,7	39	0,59	Argila siltosa média
5,85	80	8	12	-	-	-	-	-	Areia
7,60	5	55	40	59	26	35,5	33	0,72	Argila média a dura
7,95	0	55	45	59	25	30,4	34	0,85	Argila dura
10,25	5	57	38	56	24	35,5	32	0,64	Argila média a dura
12,70	5	50	45	53	23	34,5	30	0,61	Argila média a dura

Na ausência de informação proveniente de ensaios mais adequados, importa também aqui referir a possibilidade de estimar a velocidade de propagação de ondas com base nos resultados dos ensaios SPT, através de correlações empíricas (Bellana, 2009). Os elevados níveis de deformação envolvidos neste ensaio, assim como a questionável

aplicabilidade das correlações em condições diferentes daquelas em que foram determinadas, exigem algum cuidado na sua utilização neste contexto.

5.3.1.3. Ensaios sísmicos entre furos (*cross-hole*)

O ensaio sísmico entre furos, correntemente designado ensaio *cross-hole*, baseia-se na geração de ondas a uma dada profundidade (por meio de um impulso aplicado no interior de um furo) e no registo da sua chegada num recetor situado à mesma profundidade num outro furo próximo, conforme ilustrado na Figura 5.8. Uma vez conhecida a distância entre os furos e medido o tempo entre o impacto e a receção é então possível determinar a velocidade de propagação das ondas no meio a essa profundidade.

Ao contrário dos ensaios anteriormente apresentados, os ensaios *cross-hole* envolvem níveis de deformação muito baixos. Desta forma, viabilizam a determinação das propriedades dinâmicas do maciço, fundamentais no âmbito do presente trabalho.

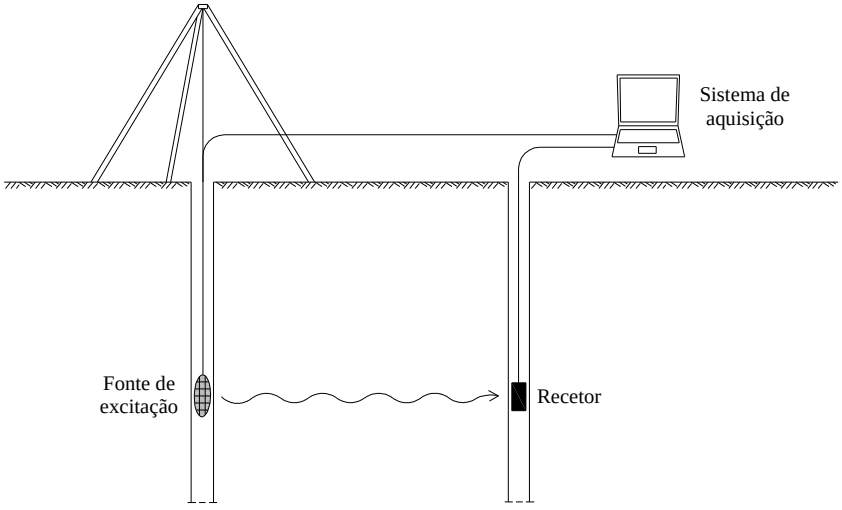


Figura 5.8 – Esquema de um ensaio *cross-hole*.

A realização dos ensaios *cross-hole* requereu a preparação de 3 furos com a localização indicada no esquema da Figura 5.4, cujo processo de execução justifica a breve descrição apresentada de seguida. Numa fase inicial, a furação até uma profundidade de 15 m foi acompanhada da colocação de tubos metálicos, os quais foram utilizados como um revestimento temporário. Uma vez terminada a furação, procedeu-se à colocação de tubos de PVC no interior dos furos e à retirada dos tubos metálicos correspondentes. A estabilização dos tubos de PVC e a sua solidarização às paredes do furo foi conseguida

com recurso a calda de cimento injetada durante a remoção dos tubos metálicos. A Figura 5.9 mostra fotografias de algumas fases do processo de preparação dos furos, assim como do diverso equipamento utilizado, procurando auxiliar a compreensão do procedimento adotado.



a)



b)



c)



d)



e)



f)

Figura 5.9 – Preparação dos furos utilizados nos ensaios *cross-hole*: a) furação; b) introdução do tubo de revestimento em PVC e do tubo de injeção; c) equipamento utilizado no fabrico e na injeção de calda; d) gerador; e) injeção de calda e remoção do revestimento provisório; f) aspeto final do furo.

Os ensaios *cross-hole* tiveram início apenas alguns dias após a preparação dos furos, dada a necessidade de aguardar pela presa da calda de cimento. O equipamento utilizado no ensaio é constituído por uma fonte eletromagnética e por um geofone. A fonte eletromagnética é utilizada na geração das ondas, enquanto o geofone permite a sua receção. As fotografias apresentadas na Figura 5.10 mostram estas duas componentes do sistema, permitindo uma melhor compreensão do ensaio.

Foram realizados dois ensaios (CH1 e CH2) com a localização representada no esquema da Figura 5.4, cada um dos quais até uma profundidade de 9,0 m e com espaçamentos em profundidade de 1,0 m. Na realidade, não foi possível aproveitar a profundidade total dos furos, uma vez que se verificou a entrada de calda de cimento para o interior dos tubos de PVC junto à sua base.



a) b)

Figura 5.10 – Ensaio *cross-hole*: a) fonte de geração; b) recetor.

A Figura 5.11 apresenta os resultados obtidos, ou seja a evolução da velocidade de propagação das ondas longitudinais (C_P) e de corte (C_S) em profundidade. Para cada uma das referidas grandezas representam-se os valores fornecidos pelos ensaios CH1 e CH2, assim como os correspondentes valores médios (PM). A análise destes resultados de um modo global permite observar um aumento dos valores de C_P e C_S em profundidade, representando uma rigidez crescente do meio. Por outro lado, é ainda possível verificar que os valores fornecidos pelos dois ensaios são próximos, embora não sejam coincidentes, o que poderá ser explicado pela heterogeneidade do maciço. A consideração do perfil definido pelos valores correspondentes à média dos dois ensaios parece ainda assim bastante razoável.

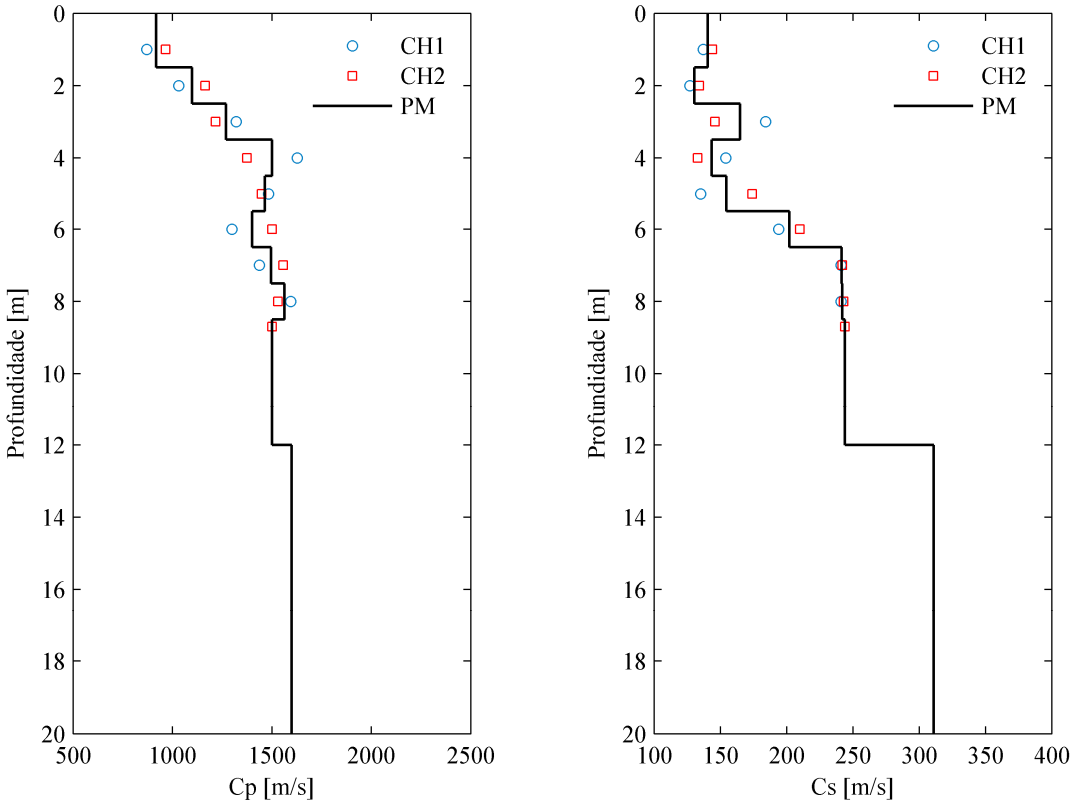


Figura 5.11 – Resultados dos ensaios *cross-hole*: a) velocidade de propagação das ondas P; b) velocidade de propagação das ondas S.

5.3.2. Ensaios com excitador de frequência controlada

A caracterização adequada do maciço requer não só a determinação dos seus parâmetros de rigidez (conseguida com a realização aos ensaios *in situ* anteriormente apresentados), mas também de amortecimento. Na realidade, o amortecimento é um parâmetro com elevada influência no comportamento dinâmico do maciço cuja quantificação se revela extremamente complexa. O esforço recente da comunidade científica tem conduzido ao surgimento de algumas metodologias que visam obter uma estimativa do coeficiente de amortecimento, nomeadamente com base na informação obtida através de ensaios de Análise Espetral de Ondas de Superfície (SASW). Apesar do potencial que aparentam possuir [Badsar et al. (2010) e Badsar (2012)], as metodologias propostas passam ainda por processos de validação, indispensáveis para que seja comprovada a qualidade dos resultados fornecidos.

Neste trabalho, a impossibilidade de proceder à realização de ensaios SASW conduziu à opção por um procedimento alternativo, baseado no estudo do comportamento dinâmico

do maciço quando solicitado por um excitador de frequência controlada. Desta forma, o ensaio realizado consistiu na solicitação do maciço com recurso a um excitador e na medição da resposta em diversos pontos da sua superfície, a diferentes distâncias da fonte de excitação. O procedimento descrito teve como objetivo a determinação da função de transferência que estabelece a relação entre a força transmitida pelo excitador ao maciço e o nível de vibração vertical medido nos diferentes pontos recetores. Em simultâneo, procedeu-se à determinação da mesma função de transferência por via numérica, com recurso às metodologias apresentadas na secção 3.4.3, baseadas nas funções de Green de um maciço estratificado semi-indefinido. Conforme será explicado à frente com mais pormenor, a estimativa do amortecimento foi conseguida com recurso a um procedimento de tentativa-erro, o qual visa determinar o perfil de amortecimento que conduz a um melhor ajuste entre as curvas obtidas pelas vias numérica e experimental.

A Figura 5.12 mostra uma fotografia do excitador eletromagnético de frequência controlada utilizado neste ensaio. O equipamento em causa é constituído por uma massa e um sistema de molas que lhe permitem funcionar como um oscilador capaz de aplicar forças até um valor máximo de cerca de 500 N. De acordo com o fornecedor, a massa inercial corresponde a cerca de 63,5 kg, valor comprovado através da realização de testes em laboratório. A frequência da solicitação aplicada pelo equipamento é definida pelo utilizador, num intervalo compreendido entre 5 Hz e 600 Hz.

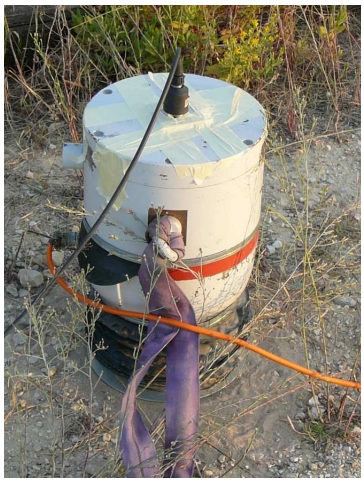


Figura 5.12 – Excitador de frequência controlada.

Pelo facto da linha férrea se encontrar em operação, o ensaio foi realizado no caminho e na propriedade agrícola existentes junto à via. Desta forma, após identificação do local

de colocação do excitador, procedeu-se à definição de um alinhamento paralelo à via, ao longo do qual se registou a resposta na superfície do maciço. Conforme esquematizado na Figura 5.13, a resposta foi medida com recurso a 4 acelerómetros (A1 a A4) colocados em pontos situados a diferentes distâncias da fonte de excitação. Tendo em vista a quantificação da força aplicada pelo excitador, foi também colocado um acelerómetro no topo do excitador (A0), assumindo-se que a referida força é dada pelo produto da massa inercial pela aceleração registada.

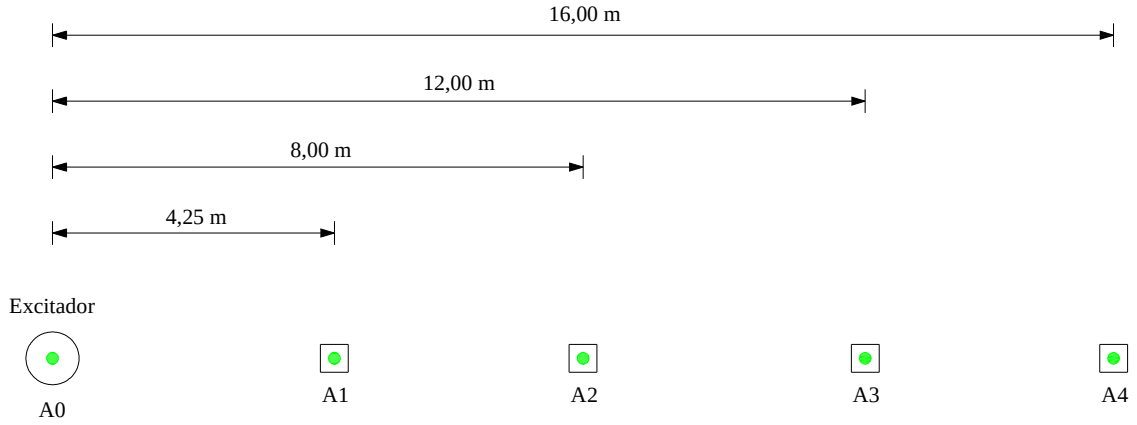


Figura 5.13 – Esquema do ensaio com excitador de frequência controlada (planta).

No ensaio realizado, o maciço foi sujeito a diferentes solicitações, com frequências compreendidas entre os 5 Hz e os 150 Hz, considerando incrementos de 5 Hz. Durante a atuação do excitador, procedeu-se à medição da aceleração vertical nos diversos pontos da superfície do maciço, assim como no topo do equipamento. Face aos níveis de vibração previstos, utilizaram-se acelerómetros piezoelétricos PCB393A03, com uma gama de medição de ± 5g, sendo os sensores montados em estacas de aço previamente cravadas no maciço. A utilização destas estacas revela-se adequada para a medição de acelerações verticais, o que justifica a sua utilização neste contexto. Caso se pretenda proceder também à medição de acelerações horizontais, o uso de estacas de alumínio é recomendado (Degrande et al., 1996).

O sistema de aquisição utilizado é constituído por uma unidade compactDAQ 9172 (da marca *National Instruments*) com entradas para 8 módulos, a qual é controlada através de um computador portátil. No ensaio em causa foram utilizados 2 módulos NI9233, adequados para a aquisição dos sinais dos acelerómetros.

Por forma a avaliar a heterogeneidade do meio, procedeu-se ainda à medição da resposta na superfície do maciço ao longo de um segundo alinhamento (acelerómetros A1P a A4P), ortogonal ao anteriormente definido, conforme ilustrado na Figura 5.14. A consideração de iguais distâncias relativamente à fonte de excitação faz com que, na ausência de heterogeneidades, fosse expectável a obtenção de respostas concordantes.

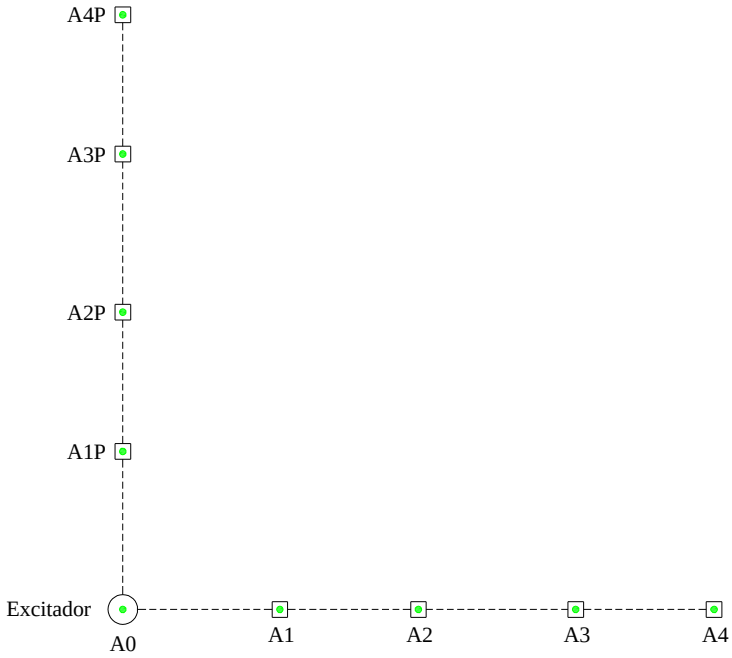
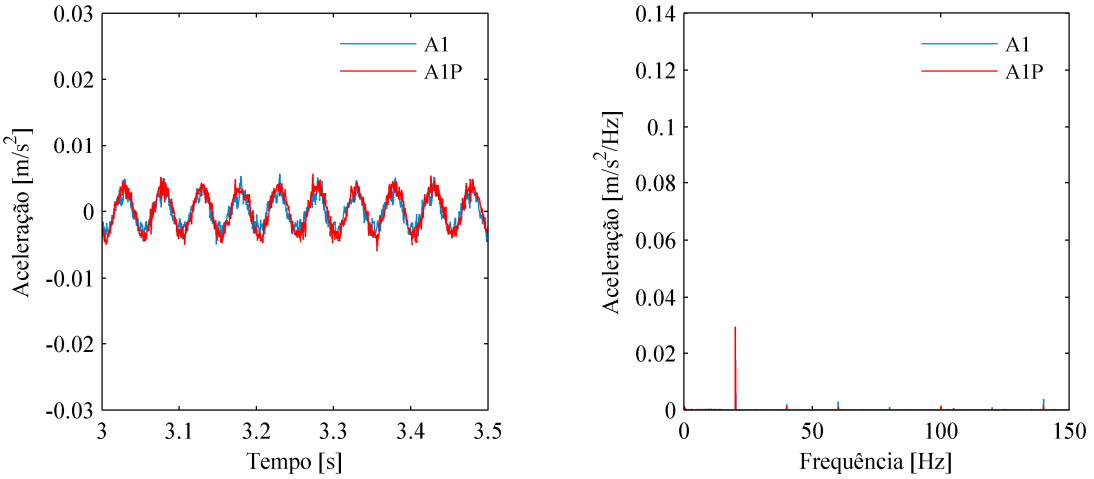
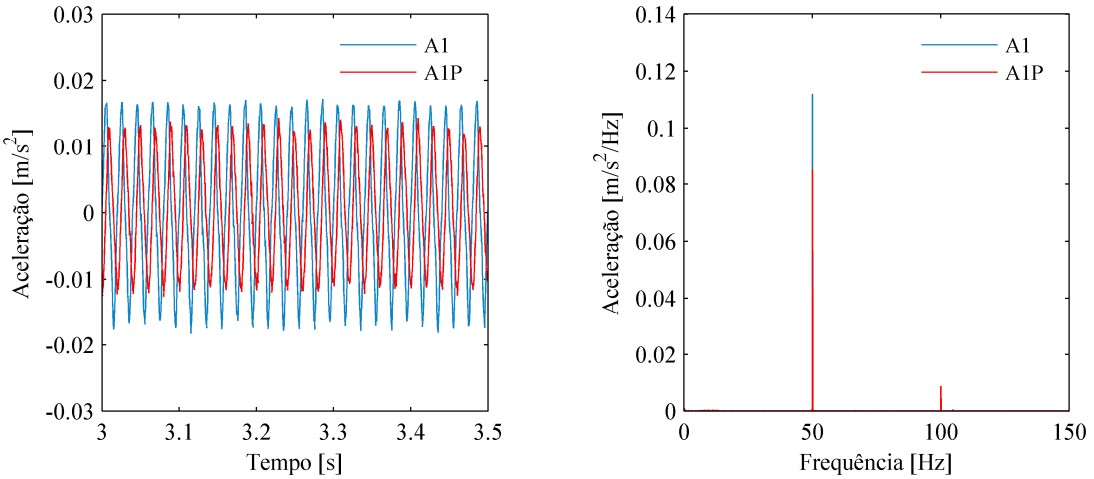


Figura 5.14 – Esquema do ensaio com excitador de frequência controlada assumindo dois alinhamentos de sensores (planta).

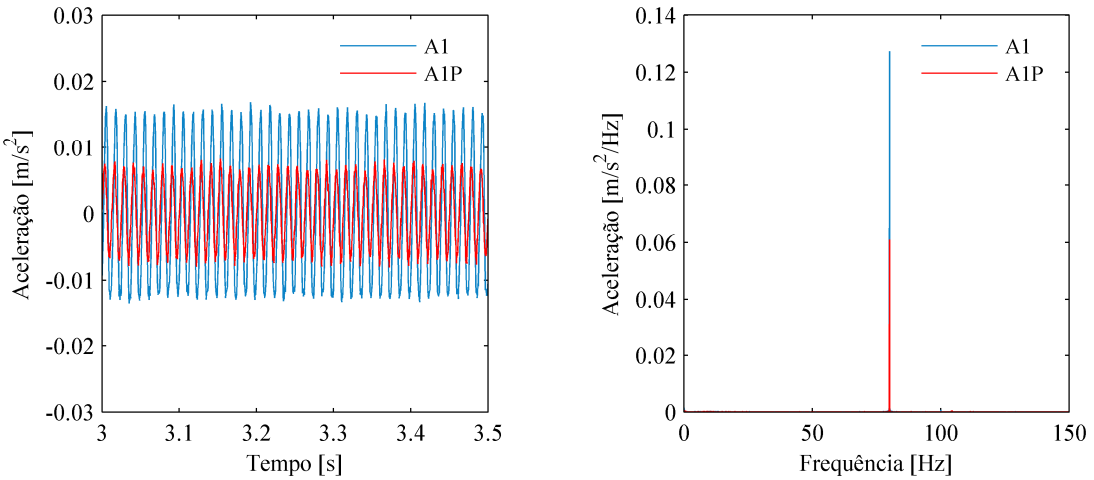
A título de exemplo, a Figura 5.15 mostra o registo temporal da aceleração vertical e correspondente conteúdo em frequência nos pontos situados a 4,25 m do excitador, para as seguintes frequências de excitação: 20 Hz, 50 Hz e 80 Hz. Como é possível observar, não existe uma concordância perfeita entre as respostas obtidas nos pontos situados nos dois alinhamentos ortogonais, o que pode sugerir alguma heterogeneidade do meio. A análise dos resultados apresentados permite ainda verificar que as diferenças identificadas ganham significado com o aumento da frequência de excitação. A justificação para este facto pode estar associada ao facto das baixas frequências estarem associadas a maiores comprimentos de onda, menos sensíveis à presença de pequenas heterogeneidades. Por seu lado, a frequências mais elevadas correspondem ondas com menor comprimento e, consequentemente, mais sensíveis ao efeito da eventual presença de heterogeneidades localizadas.



a)



b)



c)

Figura 5.15 – Aceleração vertical nos pontos localizados a 4,25 m do excitador para frequências de excitação de: a) 20 Hz; b) 50 Hz; c) 80 Hz.

Conforme se referiu, após a realização do ensaio surgiu a necessidade de proceder ao processamento dos resultados obtidos, por forma a obter a função de transferência a utilizar no processo de tentativa-erro. Neste contexto, optou-se por considerar a resposta do maciço traduzida pela velocidade de vibração nos pontos recetores. Como consequência desta opção, surge o cálculo da mobilidade, designação correntemente utilizada para a função de transferência que relaciona a força aplicada e a velocidade de vibração resultante.

A estimativa do amortecimento material do meio foi, neste caso, levada a cabo através de um ajuste entre as curvas de mobilidade obtidas pelas vias numérica e experimental. A determinação numérica da curva de mobilidade foi conseguida simulando o maciço com recurso às funções de Green de um meio estratificado semi-indefinido, conforme descrito na secção 3.4.3 da presente dissertação. Nesse cálculo, considerou-se o maciço com as propriedades de rigidez resultantes dos ensaios *cross-hole* e massa volúmica igual a 1900 kg/m^3 (valor razoável na ausência de mais informação) constante em profundidade. A excitação aplicada pelo excitador foi simulada por uma pressão uniforme, com resultante unitária, distribuída ao longo de uma superfície circular com raio igual a 0,17 m.

Como ponto de partida, assumiu-se um coeficiente de amortecimento, $D = D_P = D_S$, constante em profundidade e igual a 0,03. Conforme é possível verificar na Figura 5.16, os resultados obtidos numericamente considerando o referido perfil de amortecimento apresentam diferenças bastante significativas quando comparados com os fornecidos pelos ensaios.

Por forma a conseguir um melhor ajuste entre as curvas tornou-se necessário adotar um procedimento (de tentativa-erro, por exemplo) que permitisse estudar vários perfis de amortecimento e identificar o mais adequado. Sendo que um procedimento deste género havia já sido efetuado no seio do grupo de investigação em que o autor se insere, facilmente se percebe a sua não repetição. Desta forma, optou-se pela adoção dos resultados obtidos por Alves Costa (2011), sendo as funções de transferência finais, após o processo de ajuste, apresentadas na Figura 5.16. Embora a concordância entre as curvas numéricas e experimentais não seja perfeita parece bastante aceitável, quando comparada com a conseguida por outros autores (Lombaert et al., 2006a).

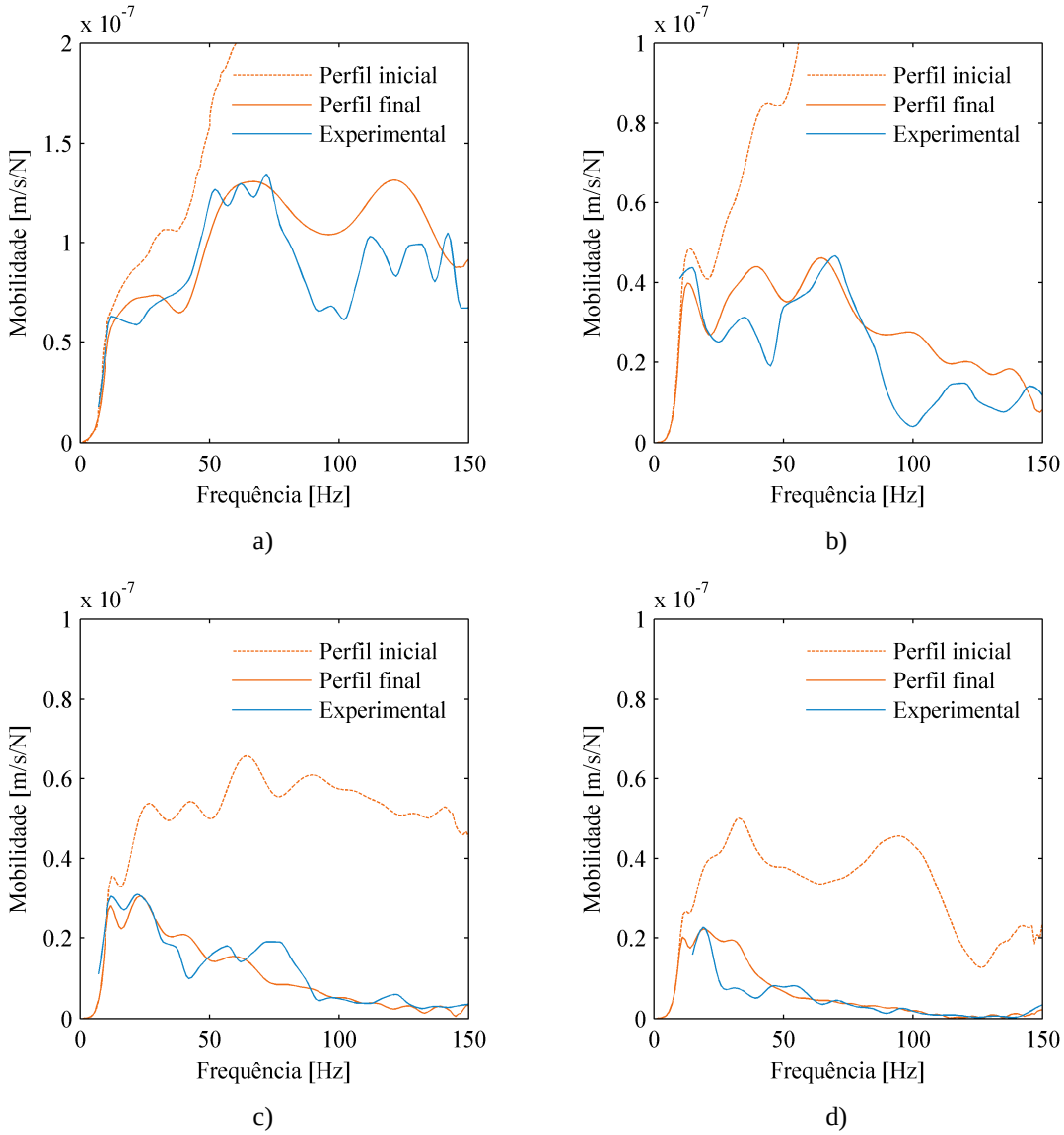


Figura 5.16 – Curvas de mobilidade obtidas pelas vias numérica e experimental, correspondentes aos diferentes pontos recetores: a) A1; b) A2; c) A3; d) A4 [adaptado de Alves Costa (2011)].

Por seu lado, a Figura 5.17 mostra o perfil de amortecimento material do maciço que resultou do processo de calibração. Da análise desse perfil sobressai a presença de valores elevados de amortecimento nas camadas mais superficiais do maciço, os quais são superiores aos normalmente referidos noutros trabalhos disponíveis na bibliografia. Neste contexto, importa relembrar que o processo de calibração adotado viabilizou apenas a definição de um perfil de amortecimento que permite ao modelo numérico reproduzir o comportamento identificado experimentalmente. Como tal, a análise crítica dos resultados revela-se fundamental, por forma a garantir que o significado físico dos parâmetros é respeitado. Neste caso, apesar de corresponder unicamente a uma de várias soluções possíveis, o perfil definido parece admissível.

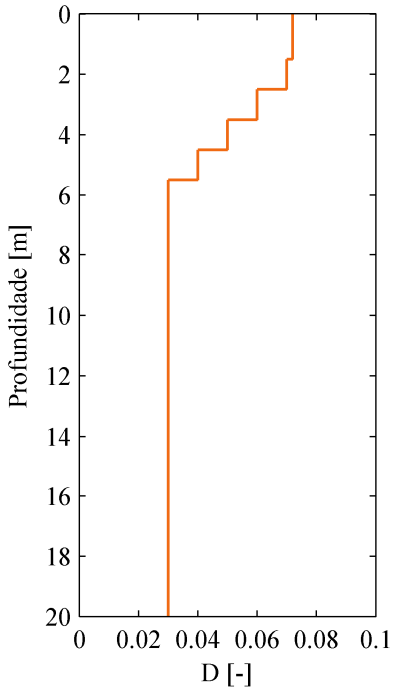


Figura 5.17 – Perfil de amortecimento material usado, após calibração [adaptado de Alves Costa (2011)].

5.4. CARACTERIZAÇÃO DA VIA-FÉRREA

5.4.1. Perfil de irregularidades da via

Conforme ficou patente nos capítulos anteriores desta dissertação, a caracterização do perfil de irregularidades da via-férrea revela-se fundamental para o estudo da geração e propagação de vibrações induzidas por tráfego ferroviário, permitindo ter em conta um dos principais mecanismos de excitação dinâmica envolvidos no problema. Como tal, apresenta-se de seguida uma breve descrição dos procedimentos adotados tendo em vista a caracterização do perfil de irregularidades da via descendente no troço em estudo. Neste contexto importa salientar o facto dos mesmos terem sido levados a cabo por técnicos da REFER, embora sempre com a colaboração do autor.

A REFER possui alguns equipamentos para a inspeção da via-férrea, de entre os quais se destaca um veículo de inspeção da via, correntemente designado por EM 120, do qual se apresenta uma fotografia na Figura 5.18. No contexto da medição das irregularidades verticais da via, este veículo permite a medição do perfil de nivelamento longitudinal da superfície dos carris na gama de comprimentos de onda compreendidos

entre 1 m e 25 m. Desta forma, acompanhando uma das regulares passagens do veículo no troço em causa, foi possível proceder à recolha da informação necessária.



Figura 5.18 – Veículo de inspeção da via (EM120).

Como se compreende, a informação fornecida pelo veículo de inspeção da via (embora bastante útil) mostra-se insuficiente, uma vez que o equipamento não permite a medição de irregularidades com comprimentos de onda inferiores a 1 m. Na realidade, estes comprimentos de onda muito pequenos têm um contributo fundamental para o comportamento dinâmico do veículo e da via numa gama de frequências um pouco mais elevada, pelo que não devem ser desprezados. Nesse sentido, procedeu-se ainda à medição das irregularidades dos carris com comprimentos de onda compreendidos entre 0,005 m e 1 m, usualmente designadas por corrugação do carril, com recurso a um outro equipamento da REFER com a designação comercial de Vogel RMF$^{2.3E}$. A Figura 5.19 mostra o equipamento para medição de corrugação e sua utilização no troço em estudo, enquanto a Figura 5.20 apresenta um esquema simples do seu modo de funcionamento. Assumindo a secção de referência localizada ao km 41+625, efetuou-se a medição da corrugação dos carris ao longo de um troço de 200 m de via, centrado nessa secção.



Figura 5.19 – Equipamento para medição de corrugação (Vogel RMF$^{2.3E}$).

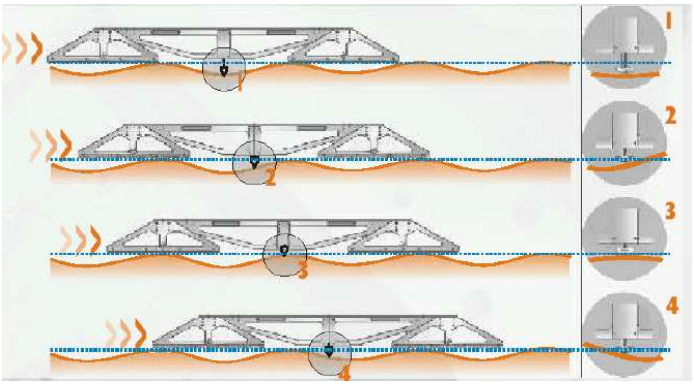


Figura 5.20 – Princípio de funcionamento do equipamento Vogel RMF$^{2.3E}$.

A informação fornecida pelos dois equipamentos complementa-se, permitindo a definição de um perfil de irregularidades da via no troço analisado, o qual tem em consideração a gama de comprimentos de onda relevante para o estudo. No presente trabalho, embora com a consciência das diferenças existentes entre os perfis medidos nos dois carris, optou-se por considerar o perfil do carril exterior como representativo. Na verdade, a validade da opção tomada resulta do facto dos modelos numéricos utilizados na simulação do veículo não terem em conta a sua dinâmica tridimensional, pelo que as referidas diferenças perdem alguma relevância. Desta forma, a Figura 5.21 apresenta o registo espacial do perfil de irregularidades verticais medido no carril exterior da via descendente no troço compreendido entre o km 41+725 e o km 41+525.

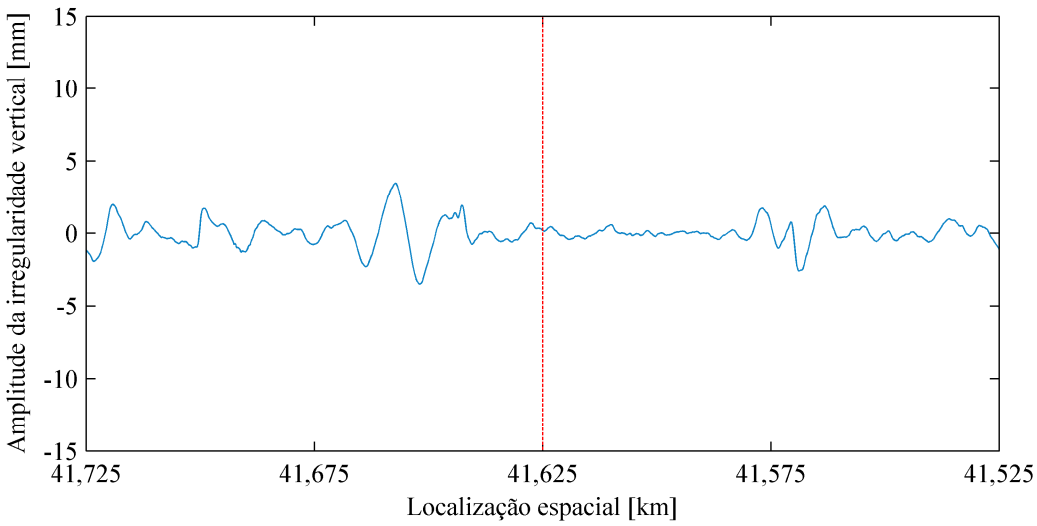


Figura 5.21 – Registo espacial do perfil de irregularidades verticais do carril exterior da via descendente.

A título de curiosidade, é possível enquadrar o perfil de irregularidades medido no âmbito dos limites preconizados pela norma EN13848-5 (2008). Esta norma apresenta

limites para as irregularidades distribuídas da via, considerando três níveis de ação: alerta, intervenção e segurança [EN13848-5 (2008) e Vale (2010)]. O limite de alerta está associado à definição da periodicidade de ações de manutenção com caráter preventivo. Por seu lado, o limite de intervenção define a necessidade de realização de ações corretivas sobre a via, por forma a evitar que o limite de segurança seja atingido. Finalmente o limite de segurança (caso seja atingido) requer medidas imediatas, tais como a redução da velocidade de circulação, a correção imediata da geometria da via ou o encerramento provisório da via. Embora a norma EN13848-5 (2008) defina limites referentes a irregularidades de alinhamento e de nivelamento longitudinal, no contexto deste trabalho apenas as últimas apresentam relevância. Desta forma, para cada um dos níveis de ação, a norma define valores máximos de pico, relativamente à média, em 200 m, de nivelamento longitudinal, para duas gamas de comprimento de onda: entre 3 m e 25 m (gama D1) e entre 25 m e 70 m (gama D2). Considerando o critério normativo mais exigente (ou seja, o correspondente ao limite de alerta) e velocidades de circulação compreendidas entre 160 km/h e 220 km/h, é possível verificar que o limite se encontra definido no intervalo entre 7 mm e 12 mm, para a gama de comprimentos de onda D1. A observação do registo espacial do perfil de irregularidades apresentado na Figura 5.21 permite concluir que os valores de pico presentes não se aproximam sequer dos referidos limites normativos de alerta, o que representa um indicador positivo da qualidade da via neste troço.

5.4.2. Ensaio de recetância da via

A compreensão do comportamento dinâmico da via revela-se fundamental para a análise de problemas envolvendo vibrações induzidas por tráfego ferroviário. De um modo geral, o estudo do referido comportamento pode ser feito com recurso a metodologias *input-output* (baseadas no conhecimento tanto da resposta da via como da solicitação aplicada) ou *output only* (baseadas apenas no conhecimento das respostas).

Na campanha descrita optou-se pela realização de um ensaio baseado numa formulação de *input-output*, muito frequentemente usado no estudo do comportamento dinâmico da via: o ensaio de recetância [De Man (2002), Esveld (2001), Lombaert et al. (2006a), Alves Ribeiro (2012)].

De uma forma resumida, o ensaio de recetância permite avaliar a flexibilidade dinâmica da via com base numa função que estabelece a relação entre a resposta da via e a solicitação aplicada. Esta função, usualmente designada por função de recetância $H(\omega)$, é dada pela seguinte relação:

$$H(\omega) = \frac{x(\omega)}{F(\omega)} \qquad [5.1]$$

em que $x(\omega)$ e $F(\omega)$ representam respetivamente o deslocamento no ponto de observação e a força de impacto, definidos no domínio da frequência.

A função de recetância representa portanto o inverso da rigidez dinâmica da via, ou seja a sua flexibilidade dinâmica, definida em função da frequência.

Conforme se compreenderá mais adiante, para além de possibilitar uma compreensão adequada do comportamento dinâmico da via, a informação fornecida por este ensaio revela-se extremamente útil na calibração de modelos numéricos.

O ensaio consistiu na solicitação da via, carril ou travessa, com recurso a um martelo de impulsos instrumentado e no registo da sua resposta através de acelerómetros colocados no carril e na travessa (ver Figura 5.22). Conhecida a resposta da via, assim como a solicitação aplicada, torna-se possível determinar a função de transferência pretendida.



Figura 5.22 – Ensaio de recetância da via: vista geral.

Na campanha realizada, foram levadas a cabo duas variantes do ensaio de recetância: i) aplicação da excitação na cabeça do carril e medição da resposta no próprio carril e travessa subjacente, o que corresponde à versão mais usual deste ensaio; ii) aplicação da excitação a meio vão da travessa e medição da resposta nos seus extremos e no carril sobrejacente. No entanto, a exposição que se segue centra-se apenas no segundo dos procedimentos indicados.

O ensaio consistiu então na excitação da via através da aplicação de 100 impulsos (com periodicidade de cerca de 2 segundos) a meio vão da travessa e na medição da resposta nos seus extremos e nos carris sobrejacentes, através de acelerómetros. A Figura 5.23 mostra um esquema da configuração experimental adotada, o qual procura evidenciar o posicionamento dos acelerómetros e o ponto de aplicação dos impulsos, na secção de referência (km 41+625).

Neste contexto, salienta-se a importância da consideração de um elevado número de eventos, cada um dos quais correspondente a um impulso aplicado. Este procedimento permite uma minimização do efeito do ruído e de eventuais erros inerentes ao processo, viabilizando a utilização de valores médios.

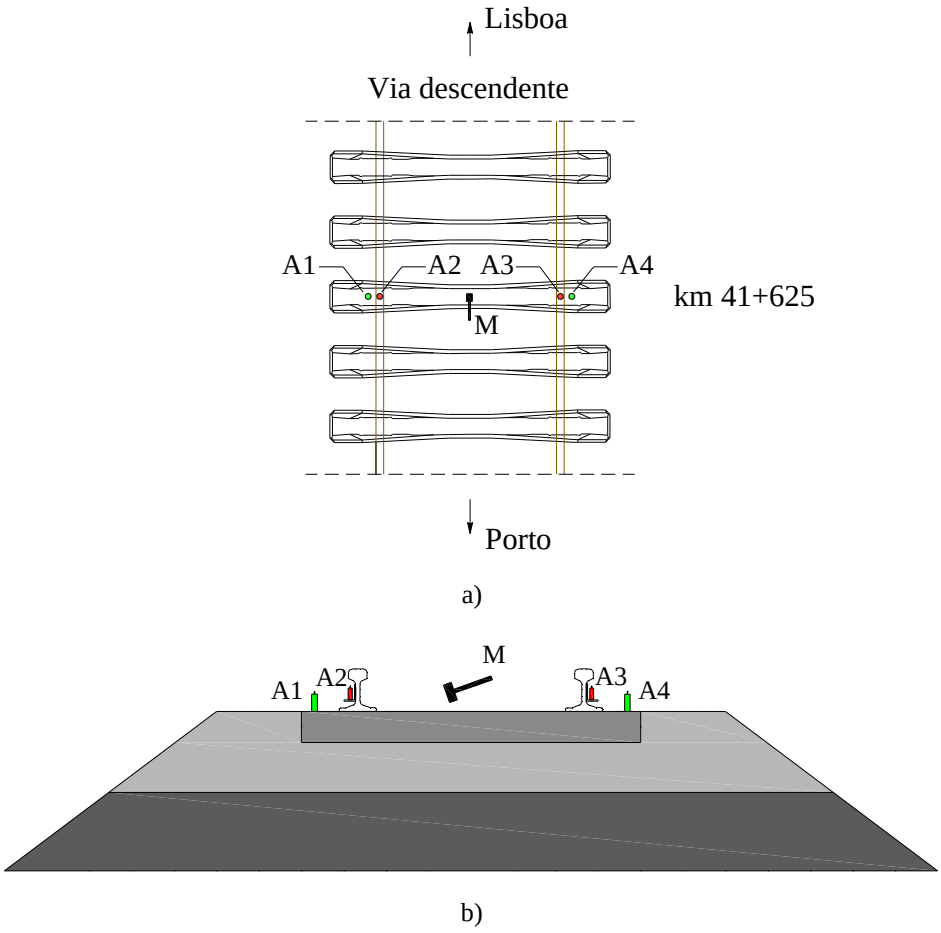


Figura 5.23 – Esquema do ensaio de recetância da via, evidenciando o posicionamento dos sensores e o ponto de aplicação dos impulsos: a) planta; b) perfil transversal.

A medição das respostas da travessa foi efetuada com recurso a acelerómetros PCB393A03, os quais apresentam uma gama de medição de ±5g e uma sensibilidade de aproximadamente 1V/g (acelerómetros A1 e A4). Por seu lado, nos carris foram

colocados acelerómetros PCB603C01, com uma menor sensibilidade (0,1V/g) e uma maior gama de medição (±50g), cuja utilização neste contexto se justifica por uma questão de dimensões (acelerómetros A2 e A3). De facto, neste ensaio e dadas as suas características, os sensores usados na travessa poderiam representar uma boa solução para a medição da resposta do carril. No entanto, as suas dimensões inviabilizam a sua colocação na sua alma, o que justifica a opção por sensores de menores dimensões. Os sensores utilizados foram colados aos carris e à travessa por intermédio de chapas e cantoneiras metálicas, como mostra o pormenor da Figura 5.24.

Tal como anteriormente, a aquisição foi feita através da unidade compactDAQ 9172, controlada por um computador portátil. O ensaio em causa requereu ainda a utilização de dois módulos: um para a aquisição dos sinais dos acelerómetros (NI9233) e outro para a aquisição dos sinais do sensor de força do martelo (NI9239).



Figura 5.24 – Ensaio de recetância da via: pormenor dos acelerómetros colados no carril e na travessa.

Nesta fase da descrição e explicação do ensaio justifica-se ainda um breve comentário relativo à configuração experimental adotada. Na realidade, e conforme se conclui do exposto anteriormente, a determinação das funções de recetância requer o conhecimento dos registos de deslocamentos nos pontos de observação considerados. No entanto, a opção pela medição da resposta com recurso a acelerómetros não representa uma limitação metodológica, uma vez que os deslocamentos pretendidos podem ser facilmente determinados através de uma dupla integração dos registos de aceleração.

Um outro aspeto que importa ainda comentar está relacionado com a impossibilidade de execução do ensaio com a via carregada, conforme seria desejável. Como se sabe, a variação da resposta da via com o aumento de carga não é linear, facto que resulta em

grande parte do comportamento não linear das palmilhas. Assim, a aplicação de uma pré-carga possibilitaria a obtenção de resultados mais próximos da realidade. Alguns trabalhos já realizados contemplaram o pré-carregamento da via através da colocação de um veículo parado sobre a mesma. As diferenças observadas através da comparação dos resultados obtidos nos dois cenários (via carregada e via não carregada) reforçam a importância deste aspeto no comportamento dinâmico da via. Estes estudos alertam ainda para a importância da grandeza da pré-carga considerada, dada a sua influência nas funções de recetância obtidas [Kogut e Degrande (2003), Lombaert et al. (2006a), Oscarsson (2001)].

Como foi já indicado anteriormente, a travessa é excitada por intermédio de um martelo PCB086D50 (ver Figura 5.22) instrumentado na sua cabeça com um sensor de força. A título exemplificativo, a Figura 5.25 mostra o registo temporal e o conteúdo em frequência da solicitação aplicada com o martelo sobre a travessa durante um dos eventos considerados.

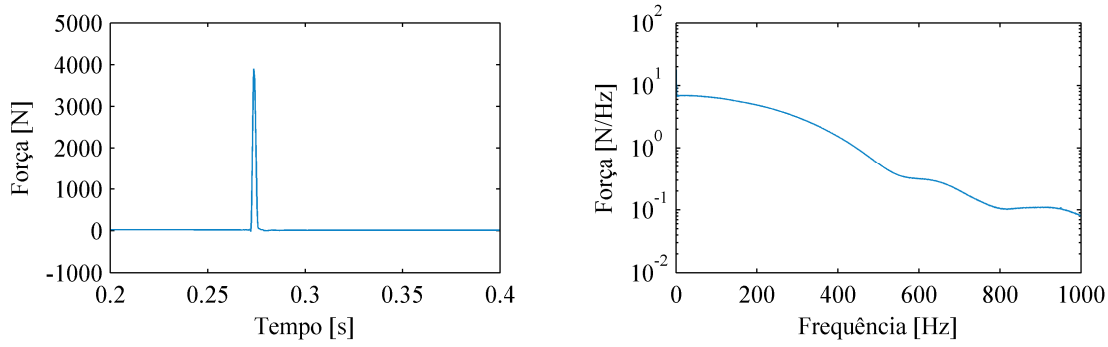


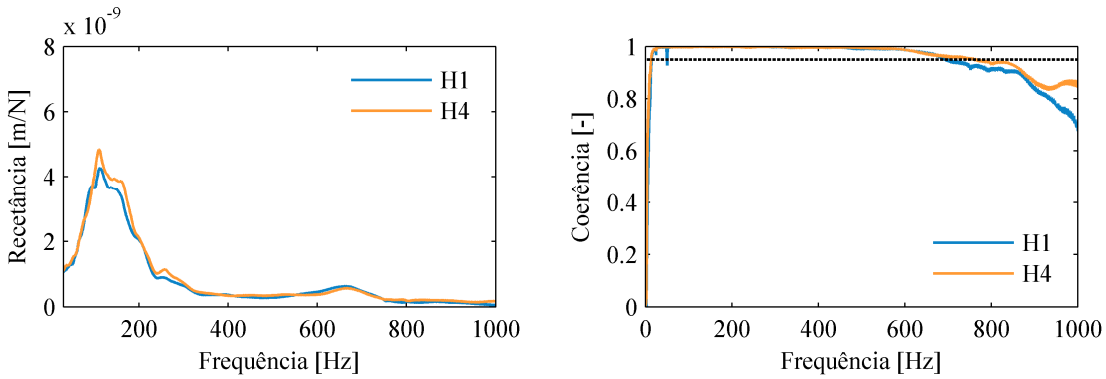
Figura 5.25 – Solicitação aplicada pelo martelo: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

A observação da figura permite desde logo confirmar o caráter impulsivo da solicitação aplicada. Por outro lado, é ainda possível verificar que a maior energia transmitida pelo martelo corresponde a frequências até cerca de 400 Hz, o que se revela adequado no âmbito do presente estudo. De notar que, num outro contexto em que a excitação de frequências mais elevadas se mostre necessária, tal pode ser conseguido equipando o martelo com uma ponteira mais rígida do que a utilizada. Uma outra possibilidade passaria pela utilização de um outro martelo, como o modelo 5800B da DYTRAN. Este martelo, de menores dimensões e com uma ponteira em aço, revela-se mais adequado

para situações em que se mostre necessária a excitação de frequências ainda mais elevadas.

Conhecida a solicitação aplicada pelo martelo, assim como a resposta da via, torna-se possível a determinação da função de recetância, de acordo com a expressão [5.1]. O cálculo foi efetuado usando a média dos registos correspondentes aos diversos eventos, o que permite minimizar o efeito do ruído e de outros possíveis erros. A consideração de um número considerável de eventos possibilita ainda a determinação da função de coerência entre solicitação e resposta. Esta avaliação mostra-se bastante útil neste contexto, possibilitando uma aferição da qualidade dos registos obtidos. A função de coerência, definida também em função da frequência, apresenta valores compreendidos entre 0 e 1: valores próximos da unidade correspondem a sinais com maior qualidade, enquanto valores mais baixos dizem respeito a sinais com níveis de ruído mais elevados. Dada a dificuldade em eliminar completamente o ruído envolvido no sistema, raramente a função de recetância toma o valor unitário. Desta forma, é habitual considerar que valores da função de coerência iguais ou superiores a 0,95 representam sinais com qualidade.

A Figura 5.26a mostra as funções de recetância das duas extremidades da travessa, para o cenário de carregamento analisado, enquanto a Figura 5.26b ilustra as funções de coerência correspondentes. De notar que as curvas de coerência são acompanhadas pelo limite definido a 0,95, por forma a facilitar a identificação da gama de frequências à qual correspondem resultados com qualidade.

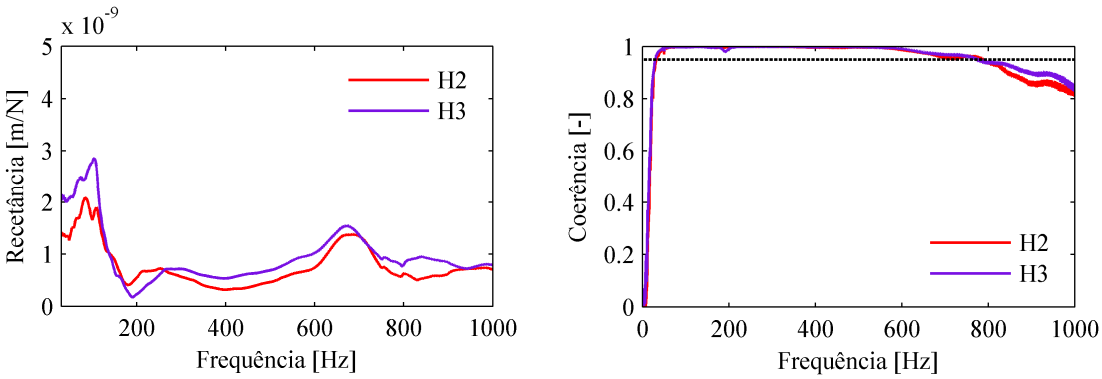


a) b)

Figura 5.26 – Recetância da travessa correspondente à secção de referência, obtida com a solicitação aplicada a meio vão da mesma: a) função de recetância; b) função de coerência.

Ainda antes de qualquer comentário relativo às funções de recetância, justifica-se desde já uma análise das correspondentes funções de coerência. A observação destas funções permite identificar valores de coerência superiores a 0,95 e muito próximos de 1,0 para frequências compreendidas entre os 20 Hz e os 700 Hz. Este comportamento transmite confiança relativamente aos resultados obtidos, indicando a presença de sinais com muita qualidade na gama de frequências com interesse para o estudo.

Passando agora para uma análise global das funções de recetância é possível a identificação de dois picos de ressonância. O primeiro pico, mais pronunciado, surge para uma frequência próxima dos 110 Hz e corresponde à vibração global da via, ou seja à vibração do carril e travessas sobre as diversas camadas da via. Já o segundo pico ocorre para uma frequência mais elevada, próxima dos 660 Hz, e diz respeito à vibração do carril sobre as palmilhas (De Man, 2002). Este segundo pico, menos marcado nas funções de recetância da travessa, torna-se mais evidente nas funções de recetância dos carris, como é possível observar na Figura 5.27.



a) b)

Figura 5.27 – Recetância dos carris na secção de referência, obtida com a solicitação aplicada a meio vão da travessa: a) função de recetância; b) função de coerência.

O conhecimento desta frequência de ressonância pode revelar-se bastante útil, quando utilizado numa avaliação da rigidez das palmilhas. De facto, considerando a frequência obtida como correspondente à ressonância de um sistema de um grau de liberdade com a rigidez das palmilhas e a massa do carril, torna-se possível estimar para as palmilhas uma rigidez próxima dos 620 kN/mm. Num primeiro momento, o valor estimado pode parecer bastante elevado, correspondendo a palmilhas muito rígidas. No entanto, a consulta da informação fornecida pelo fornecedor das palmilhas mostra que o valor obtido se encontra dentro do intervalo de rigidez previsto.

Os resultados apresentados permitem ainda observar ligeiras diferenças nas funções de recetância obtidas nas duas extremidades da travessa, assim como nos dois carris. As diferenças observadas poderão ser justificadas por alguma heterogeneidade da fundação da via ou por condições de apoio das travessas e do carril não simétricas relativamente ao eixo da via.

Por forma a analisar a variabilidade dos resultados obtidos ao longo do troço de via analisado, procedeu-se à repetição do ensaio em diversas secções, num total de 20 travessas compreendidas numa extensão total de aproximadamente 40 m.

A Figura 5.28 compara as funções de recetância da travessa, obtidas para as diversas secções analisadas, com base na resposta medida na sua extremidade exterior (A1).

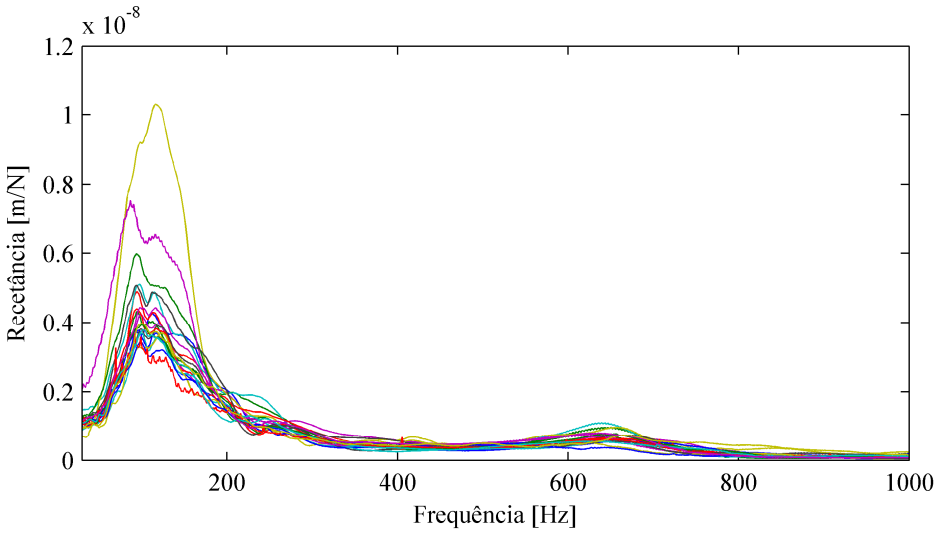


Figura 5.28 – Funções de recetância da travessa nas diversas secções, obtidas com base na resposta medida na sua extremidade exterior (acelerómetro A1).

A análise da figura numa perspetiva global permite verificar que as curvas de recetância traduzem um comportamento da via semelhante nas diversas secções. As funções apresentam um primeiro pico de ressonância mais acentuado, correspondente à vibração do carril e travessas sobre as camadas da via, e um segundo pico menos evidente, associado à vibração do carril sobre as palminhas. Uma comparação mais detalhada das curvas permite, no entanto, a identificação de diferenças não desprezáveis no que aos referidos picos de ressonância diz respeito. As principais diferenças observadas verificam-se ao nível da amplitude, embora sejam também visíveis ligeiras diferenças no que concerne ao valor das frequências para as quais os picos ocorrem.

Focando a atenção no estudo da vibração global da via (apenas por uma questão de simplicidade de exposição), é possível observar a existência de algumas secções cuja flexibilidade dinâmica é bastante superior à das restantes. Aliás, numa delas a amplitude do pico de ressonância chega a ser superior ao dobro do valor médio dessa amplitude nas diversas secções. O comportamento atrás descrito fica ainda mais evidente na Figura 5.29, onde se representa a curva média das funções de recetância nas secções analisadas, acompanhada pelas correspondentes envolventes superior e inferior.

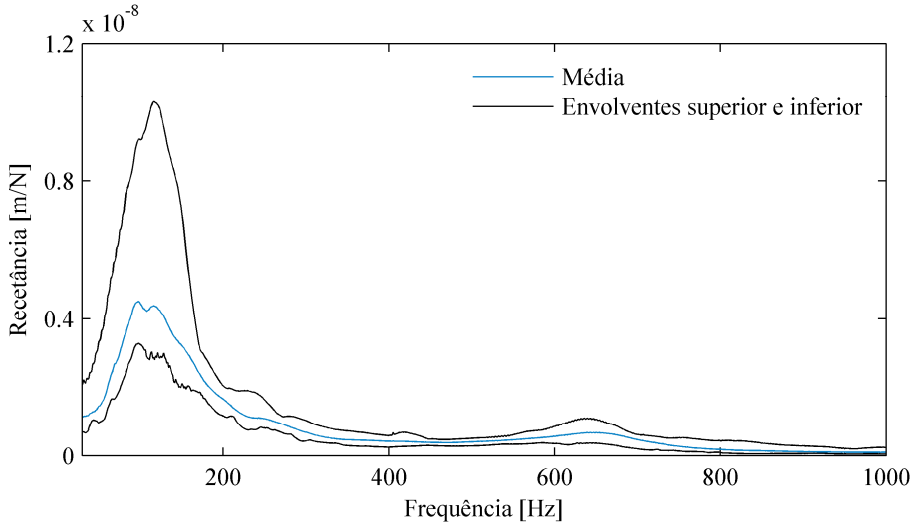


Figura 5.29 – Média e envolventes (superior e inferior) das funções de recetância da travessa, nas diversas secções, obtidas com base na resposta medida na sua extremidade exterior (acelerómetro A1).

Tal como havia já sido referido anteriormente, é possível observar que a envolvente superior das curvas representa, para a vibração global da via, uma flexibilidade superior ao dobro da média de todas as secções analisadas. Na ausência de uma análise mais pormenorizada, as diferenças observadas podem ser justificadas por heterogeneidades da fundação ao longo da direção longitudinal da via ou pelas próprias condições de apoio da travessa na secção em causa. Neste contexto, e de entre diversos aspetos com influência no apoio da travessa, importa destacar a variação da compacidade do balastro e a potencial existência de folgas sob as travessas. Embora pareça pouco provável, não será todavia de excluir a possibilidade destas diferenças terem origem em erros de medição durante o ensaio da secção com flexibilidade dinâmica mais elevada.

Por seu lado, para as diferenças identificadas ao nível do segundo pico da curva de recetância, contribuirão fatores como a fixação (ou aperto) do carril e a rigidez da palmilha em cada secção analisada.

Desta forma, numa tentativa de identificar uma possível relação entre o comportamento da via e a secção analisada, estudou-se a variação da amplitude máxima do primeiro e do segundo picos da função de recetância com a posição da secção, conforme ilustrado nas Figuras 5.30 e 5.31 respetivamente. No que diz respeito à vibração global da via, é possível confirmar a existência de três secções em que a amplitude do pico é mais elevada, sendo que numa delas está perto do dobro da média das restantes. No entanto, verifica-se que estes valores mais elevados ocorrem com um caráter pontual, para algumas travessas estudadas, não permitindo a identificação de zonas da via com maior flexibilidade dinâmica. Por seu lado, os resultados relativos ao segundo pico da função parecem variar mais suavemente em torno do valor médio, não parecendo novamente possível estabelecer uma relação entre os valores obtidos e a localização da travessa.

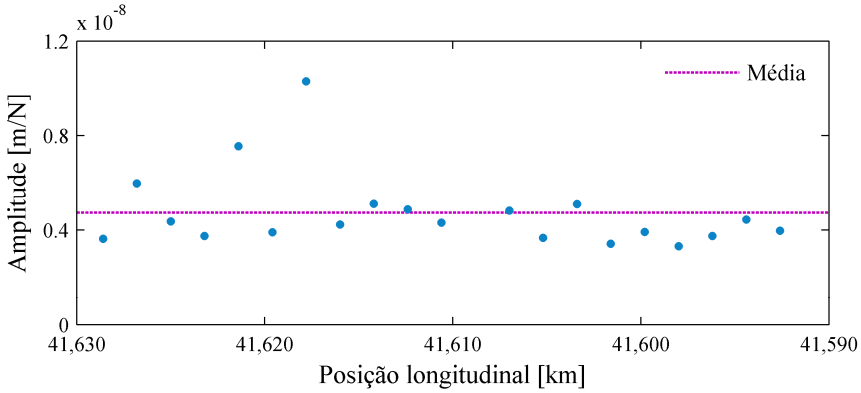


Figura 5.30 – Variação da amplitude máxima do primeiro pico da função de recetância com a posição da secção analisada.

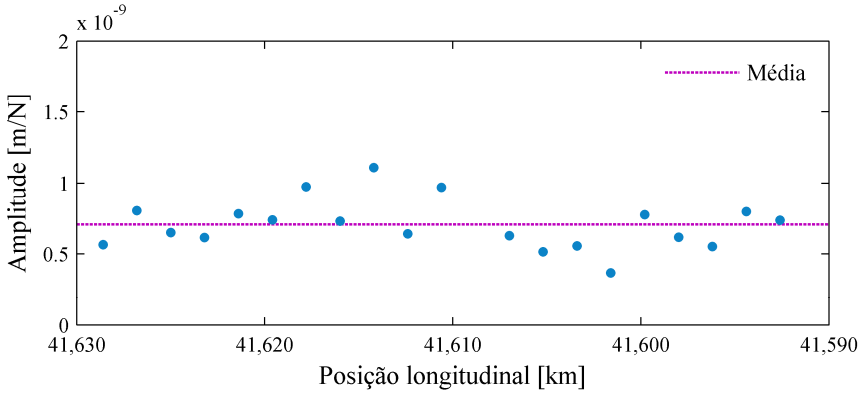


Figura 5.31 – Variação da amplitude máxima do segundo pico da função de recetância com a posição da secção analisada.

Para terminar, importa salientar novamente a importância da informação fornecida pelo ensaio de recetância. Na realidade, os resultados deste ensaio permitem não só uma interpretação e discussão do comportamento dinâmico da via como também se revelam

extremamente úteis na calibração de modelos numéricos. Conforme será apresentado na secção 6.3.2, a calibração baseia-se numa estimativa dos parâmetros mecânicos a utilizar nos modelos numéricos que conduzem a uma concordância entre as funções de recetância obtidas pelas vias numérica e experimental.

Em síntese, a repetição do ensaio em diversas secções do troço de via em estudo permitiu identificar alguma dispersão dos resultados obtidos. As diferenças observadas em algumas das secções analisadas alertam para a potencial imprecisão associada ao estudo do comportamento da via (e posterior calibração de modelos numéricos) com recurso à informação obtida numa única secção ou mesmo num número reduzido de secções da via.

5.5. MEDIÇÃO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO

5.5.1. Descrição geral do ensaio

A avaliação dos níveis de vibração induzidos por tráfego ferroviário, na via e na superfície do maciço adjacente, constitui um dos aspetos fundamentais do trabalho experimental realizado. Por um lado, os resultados obtidos possibilitaram a validação experimental da ferramenta numérica desenvolvida. Por outro, permitiram aumentar a lista de casos de estudo documentados na bibliografia, os quais contribuem para a compreensão do fenómeno em análise.

Durante a passagem de diversos comboios na via descendente (sentido Porto - Lisboa), procedeu-se à medição da resposta dinâmica vertical da mesma via e do maciço adjacente, no alinhamento da secção de referência (km 41+625). No que diz respeito à via, mediu-se a aceleração vertical dos carris e da travessa, assim como o deslocamento vertical do carril esquerdo. Em relação ao maciço adjacente, procedeu-se à medição da aceleração vertical em pontos da sua superfície, localizados a diferentes distâncias da via, ao longo de um alinhamento perpendicular à mesma.

A Figura 5.32 apresenta uma representação esquemática da configuração experimental adotada, evidenciando a localização dos diversos acelerómetros utilizados (A1 a A11) e do sistema laser/PSD.

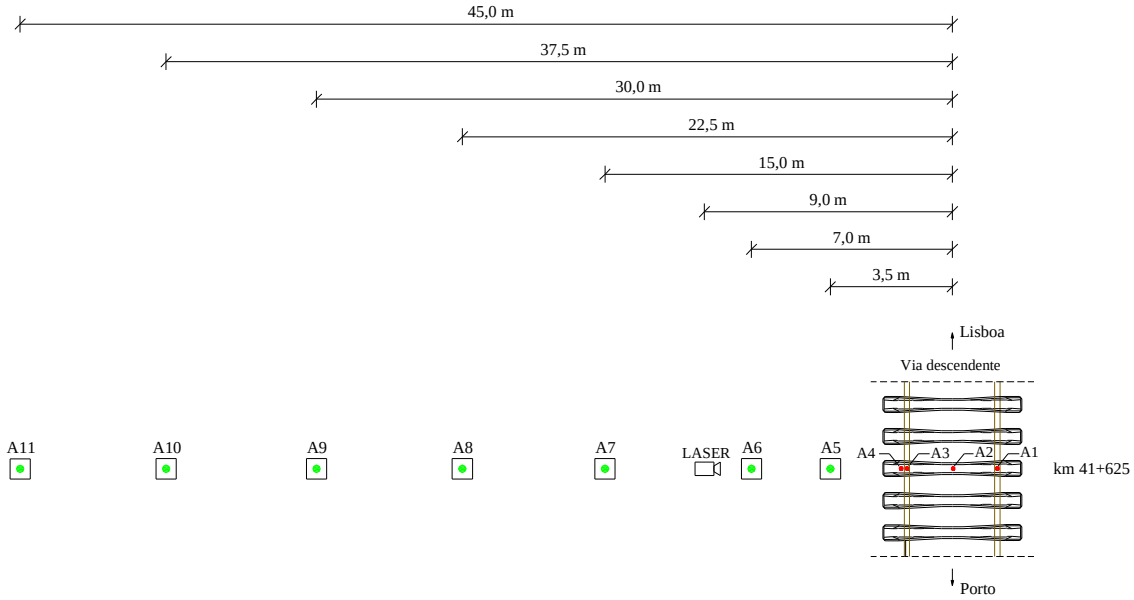


Figura 5.32 – Representação esquemática da configuração experimental adotada (planta).

A seleção dos acelerómetros a utilizar neste ensaio baseou-se em dois pressupostos fundamentais:

a) a medição de acelerações na via requer o recurso a sensores com uma gama de medição mais alargada, podendo a sua sensibilidade ser inferior;

b) os sensores utilizados na superfície do maciço podem apresentar uma menor gama de medição, sendo necessária uma sensibilidade crescente à medida que nos afastamos da via e o sinal se torna mais fraco.

Desta forma, a medição de vibrações na via (carris e travessa) foi efetuada com recurso a acelerómetros piezoelétricos PCB603C01, os quais apresentam uma gama de medição de ±50g e uma sensibilidade de aproximadamente 0,1V/g (acelerómetros A1 a A4). Os sensores são fixados aos carris e à travessa através de chapas e cantoneiras metálicas coladas aos referidos elementos da via, conforme ilustrado na Figura 5.33. O decorrer do ensaio veio a mostrar que os acelerómetros utilizados eram adequados apenas ao registo das acelerações na travessa. De facto, por diversas vezes, as vibrações no carril ultrapassaram a gama de medição do acelerómetro, conduzindo à sua saturação. Esta observação remete para a necessidade de utilização de acelerómetros com uma gama de medição mais alargada (±500g) e menor sensibilidade (0,01V/g), não disponíveis no momento da realização do ensaio.



a) b)

Figura 5.33 – Medição de vibrações na via: a) acelerómetros colados no carril e na travessa; b) pormenor de uma acelerómetro colado na travessa.

Na superfície do solo utilizaram-se acelerómetros piezoelétricos PCB393A03, com gama de medição de ±5g e sensibilidade de aproximadamente 1V/g (A5 a A11). Como mostra a Figura 5.34, os sensores são montados em estacas de aço previamente cravadas no maciço.

Em dois pontos da superfície do maciço, situados a 15,0 m e 22,5 m do eixo da via, testou-se ainda a medição das componentes horizontais de vibração (ver Figura 5.34b). No entanto, a obtenção de registos extremamente perturbados permitiu confirmar que o sistema de fixação utilizado não era o mais adequado. Por seu lado, a utilização de estacas de alumínio, mais apropriadas para o efeito, não se mostrou possível dadas as dificuldades experimentadas na sua cravação. Não sendo as componentes horizontais de vibração fundamentais no âmbito das comparações a efetuar, apenas as medições das componentes verticais foram consideradas.



a) b)

Figura 5.34 – Medição de vibrações na superfície do maciço adjacente à via através de acelerómetros montados em estacas de aço cravadas no maciço: a) medição na direção vertical; b) medição em três direções ortogonais.

Conforme foi já referido, procedeu-se simultaneamente à medição do deslocamento vertical do carril esquerdo, sem contacto, com recurso ao sistema laser/PSD ilustrado na Figura 5.35, desenvolvido e testado na FEUP (Pinto et al., 2009). O sistema adotado é constituído por um emissor, o sensor laser, e pelo correspondente recetor, o dispositivo PSD (*Position Sensitive Detector*). O funcionamento deste sistema baseia-se na emissão de um feixe pelo laser (instalado num ponto fixo), o qual é recebido pelo PSD (fixo no ponto de medição, no presente caso o carril). A estimativa do deslocamento, vertical e horizontal, do carril é feita através da determinação do centro de gravidade do feixe incidente no sensor PSD, a qual permite conhecer a variação da sua posição.



a) b)

Figura 5.35 – Sistema laser/PSD utilizado na medição do deslocamento do carril: a) vista geral; b) pormenor do emissor laser (sem proteção).

O posicionamento do sensor laser justifica também um breve comentário. Por um lado, a colocação do emissor a uma elevada distância relativamente ao sensor PSD conduz a uma perda de qualidade dos registos obtidos. Por outro, a sua colocação numa posição muito próxima do alvo, e consequentemente da via, resulta em deslocamentos não desprezáveis do suporte do laser, interferindo na determinação do deslocamento absoluto do carril. Desta forma, alguns testes realizados permitiram verificar que a colocação do emissor laser a 9,0 m do eixo da via se mostrava uma boa solução de compromisso entre os dois aspetos expostos.

Tal como nos ensaios anteriores, o sistema de aquisição utilizado é constituído pela unidade compactDAQ 9172, controlada por um computador portátil. Neste ensaio foram utilizados três módulos para a aquisição dos sinais dos acelerómetros (NI9233) e um módulo para a aquisição dos sinais do sistema laser/PSD (NI9205).

O sistema de aquisição utilizado encontra-se num processo de aquisição contínua, podendo o processo de gravação de cada registo ser ativado por um sistema constituído por dois sensores laser, funcionando como *trigger*. Este sistema consiste na colocação de dois sensores lasers, um de cada lado da via, a uma distância considerada suficiente relativamente à secção de referência (50 m, por exemplo). A interrupção do feixe laser devido à passagem do primeiro eixo do comboio conduz ao envio de informação para o sistema de aquisição, o qual dá início ao processo de gravação do registo. Caso se revele necessário, os registos guardados podem ainda conter alguns pontos correspondentes a um período de tempo anterior à passagem do eixo do comboio pelo sistema de sensores laser (*pre-trigger*).



a) b)

Figura 5.36 – Sistema laser utilizado como *trigger*: a) vista geral; b) pormenor de um emissor laser.

Para terminar, importa ainda referir que a determinação da velocidade de circulação dos diversos comboios foi conseguida com recurso a um radar de velocidades da Bushnell, modelo 10911, ilustrado na Figura 5.37.



Figura 5.37 – Radar de velocidades, modelo 10911 da Bushnell, usado na determinação da velocidade de circulação dos comboios.

5.5.2. Análise global dos resultados

Em consequência da sua proximidade relativamente à zona da Grande Lisboa, o troço em análise apresenta um elevado volume de tráfego, facto que permitiu o registo de mais de 30 eventos ao longo de um dia de medição. Estes eventos correspondem à passagem de diversos comboios, sempre na via descendente, de entre os quais é possível destacar as seguintes tipologias: comboios Alfa Pendular, comboios Intercidades, comboios Suburbanos e comboios de mercadorias (ver Figura 5.38).

Dado o elevado número de eventos registados, optou-se, a título exemplificativo, por apresentar apenas os resultados obtidos em três eventos, correspondentes à passagem de três diferentes tipos de comboios (ver Quadro 5.3). Uma vez que a via se encontrava em exploração, os comboios apresentam diferentes velocidades de circulação, as quais podem ser consideradas como representativas de um cenário real de tráfego.

Quadro 5.3 – Eventos correspondentes aos registos apresentados.

Evento	Comboio	Velocidade [km/h]
1	Alfa Pendular	212
2	Intercidades	205
3	Suburbano	123

De notar que, embora a avaliação das vibrações tenha sido feita com base na medição de acelerações, é feita a representação das vibrações em termos de velocidades. Esta opção justifica-se apenas pela maior facilidade de comparação dos resultados obtidos com outros disponíveis na bibliografia e com alguns limites previstos em documentos normativos. Desta forma, e como foi anteriormente referido, os registos de velocidades de vibração apresentados resultam de uma integração dos registos de acelerações. De seguida, são então apresentados e discutidos os registos temporais e os conteúdos em frequência da velocidade vertical na travessa e nos pontos da superfície do solo, durante a passagem dos diferentes comboios.

a) 

b) 

c) 

d) 

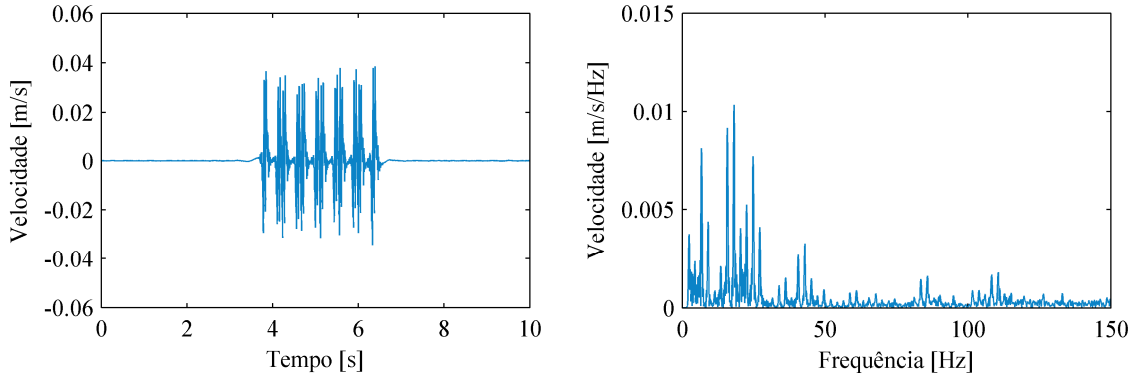
Figura 5.38 – Alguns comboios em circulação no troço em estudo: a) comboio Alfa Pendular; b) comboio Intercidades; c) comboio Suburbano; d) comboio de mercadorias.

Conforme referido anteriormente, as vibrações no carril ultrapassaram frequentemente a gama de medição dos acelerómetros utilizados, conduzindo à sua saturação. Por este motivo, no que à via diz respeito, apenas as respostas da travessa serão apresentadas.

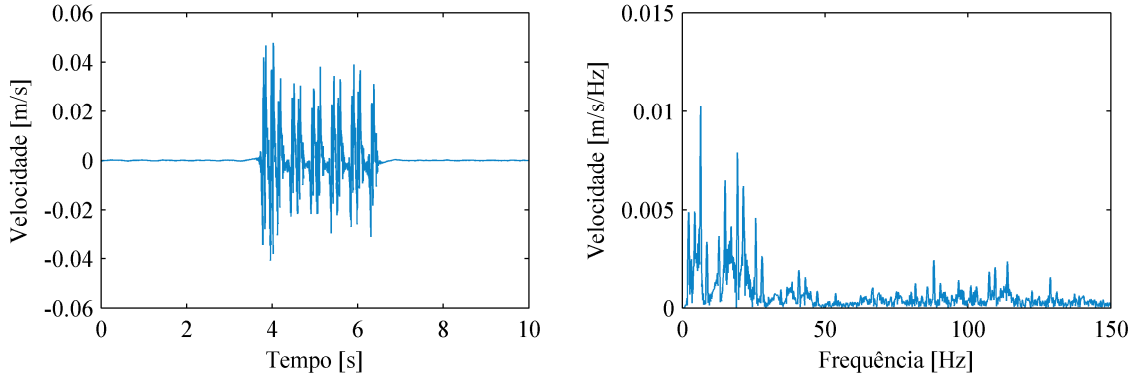
A Figura 5.39 mostra o registo temporal e o conteúdo em frequência da velocidade vertical na extremidade da travessa durante cada um dos três eventos analisados. A observação dos registos temporais permite identificar claramente a passagem dos eixos e bogies que constituem os diversos comboios. Por seu lado, a representação no domínio da frequência mostra espetros quase-discretos, com picos coincidentes com as frequências fundamentais de passagem dos bogies (e seus harmónicos de ordem superior), moduladas pelas frequências de passagem dos seus eixos.

No que diz respeito aos níveis de vibração induzidos na travessa, é possível verificar que estes são mais elevados durante a passagem dos comboios Alfa Pendular e Intercidades (e semelhantes entre si) do que durante a passagem do comboio Suburbano. Este facto pode ser facilmente explicado pelo maior peso dos primeiros comboios, aos quais estão associadas maiores cargas por eixo. Sendo a resposta da travessa predominantemente resultante da componente quase-estática da excitação, maiores cargas atuantes resultam em níveis de vibração mais elevados.

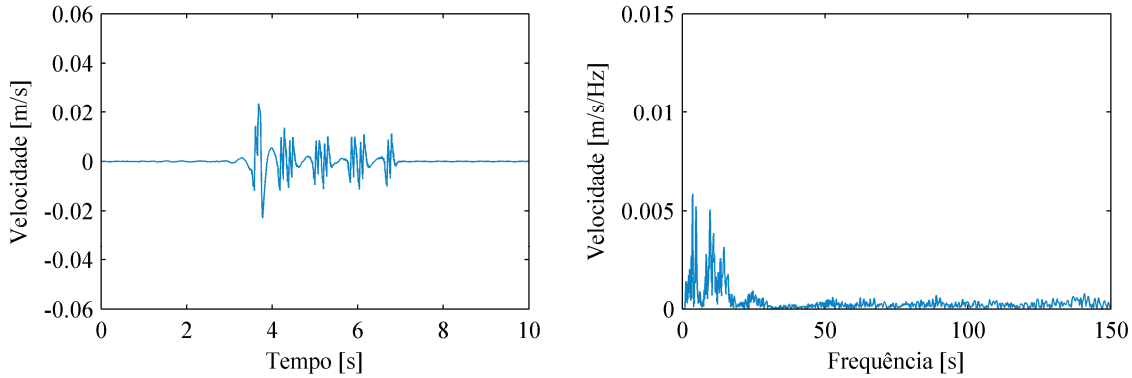
Para terminar, justifica-se ainda um breve comentário relativo à comparação das respostas resultantes das passagens dos comboios Alfa Pendular e Intercidades. A referida comparação permite identificar uma maior uniformidade da resposta no primeiro caso do que no segundo. Tal como anteriormente, esta observação justifica-se pelo facto da resposta da travessa ser essencialmente condicionada pela componente quase-estática da solicitação. Na realidade, o Alfa Pendular é um comboio com tração distribuída, o que se traduz numa maior uniformidade das cargas por eixo transmitidas à travessa. Por seu lado, as cargas transmitidas durante a passagem da locomotiva motora do comboio Intercidades são significativamente superiores às transmitidas durante a passagem das restantes carruagens.



a)



b)



c)

Figura 5.39 – Velocidade vertical da travessa devido à passagem do comboio: a) Alfa Pendular; b) Intercidades; c) Suburbano.

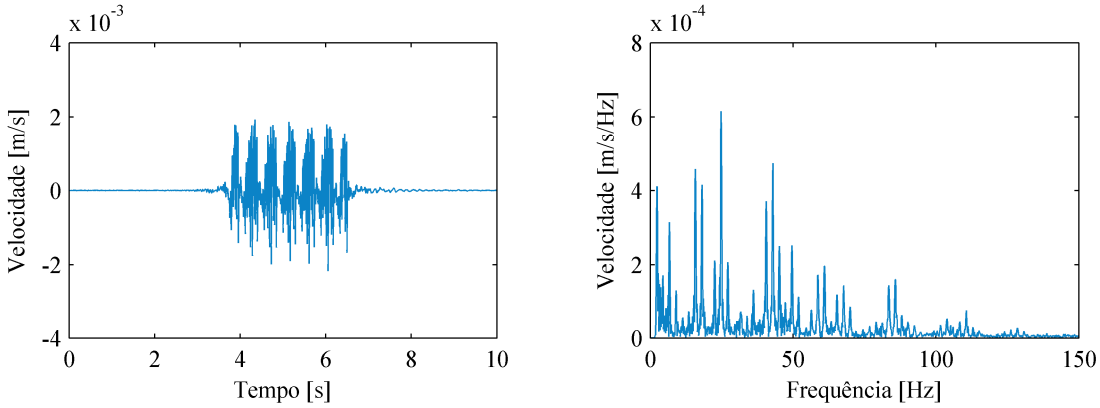
As Figuras 5.40 a 5.46 mostram os registos temporais e conteúdos em frequência da velocidade vertical nos pontos da superfície do maciço, durante os eventos em análise.

A análise dos registos temporais permite identificar uma redução da amplitude das vibrações com o aumento da distância à via, o que se deve quer ao amortecimento por radiação quer ao amortecimento material. Tal como seria de esperar, a redução é mais acentuada nos pontos mais próximos da via. A Figura 5.47 procura ilustrar as afirmações anteriores, através da representação dos valores de pico da velocidade de vibração (PPV) em função da distância ao eixo da via descendente.

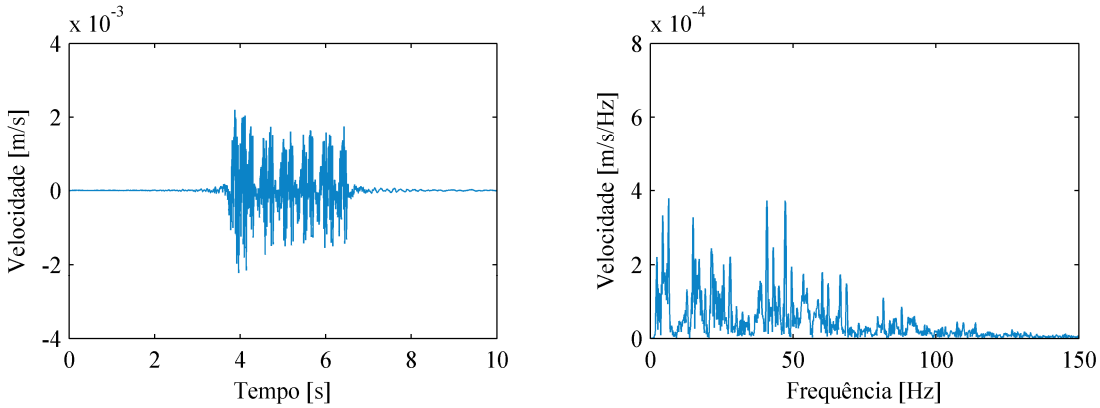
A observação dos registos temporais mostra ainda que a identificação dos eixos dos comboios deixa de ser possível e que a identificação dos bogies se torna mais difícil à medida que nos afastamos da via. Verifica-se também um aumento da duração dos registos com o afastamento da via, como consequência da propagação de ondas através do maciço.

Por seu lado, as representações no domínio da frequência evidenciam o facto das frequências altas serem significativamente mais atenuadas do que as baixas, estando este efeito associado ao amortecimento material do maciço.

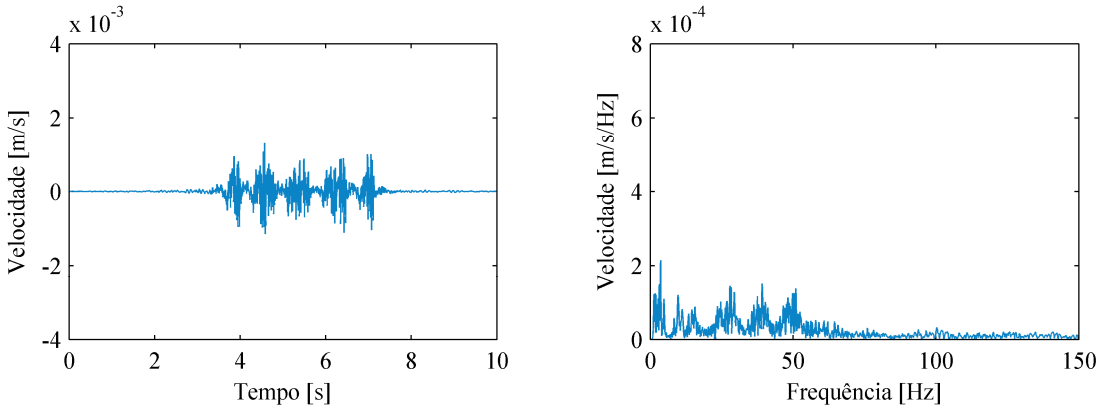
Para concluir, justifica-se um breve comentário aos níveis de vibração induzidos pela passagem dos diferentes comboios. De facto, a comparação das respostas geradas permite identificar níveis de vibração mais elevados durante a passagem dos comboios Alfa Pendular e Intercidades. Tal sucedido pode ser explicado pelas maiores cargas por eixo e, principalmente, pelas maiores velocidades de circulação destes comboios quando comparados com o comboio Suburbano. Conforme já explicado anteriormente, a resposta na superfície do maciço adjacente à via é essencialmente condicionada pela componente dinâmica da solicitação. Desta forma, velocidades de circulação mais elevadas resultam em forças de interação veículo-via mais elevadas, o que justifica os mais altos níveis de vibração transmitidos ao maciço.



a)

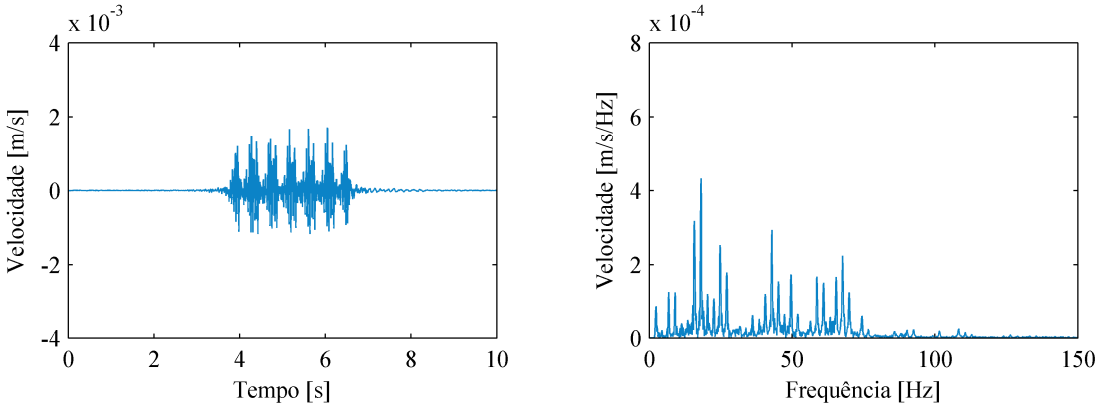


b)

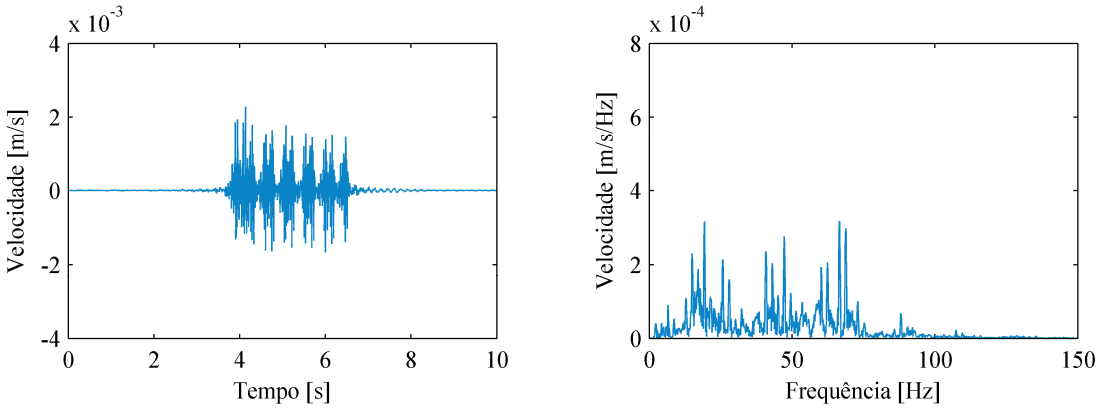


c)

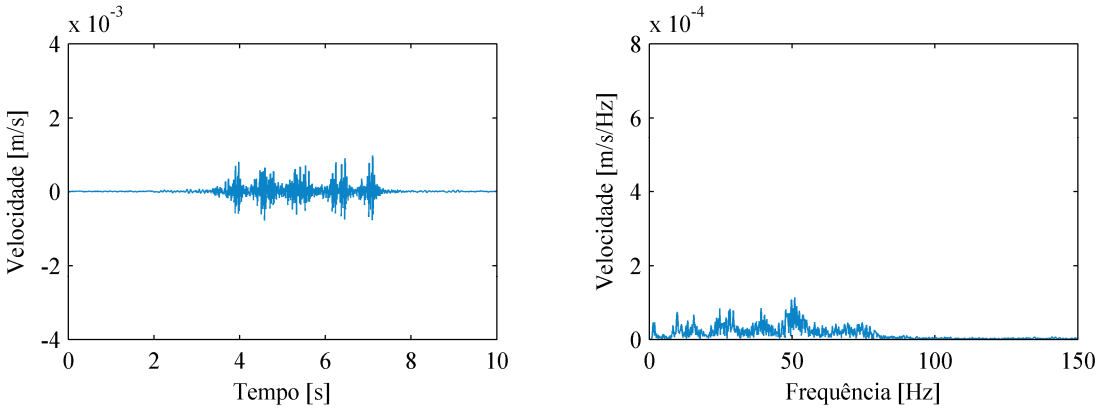
Figura 5.40 – Velocidade vertical do ponto da superfície do solo situado a 3,5 m do eixo da via devido à passagem do comboio: a) Alfa Pendular; b) Intercidades; c) Suburbano.



a)



b)



c)

Figura 5.41 – Velocidade vertical do ponto da superfície do solo situado a 7,0 m do eixo da via devido à passagem do comboio: a) Alfa Pendular; b) Intercidades; c) Suburbano.

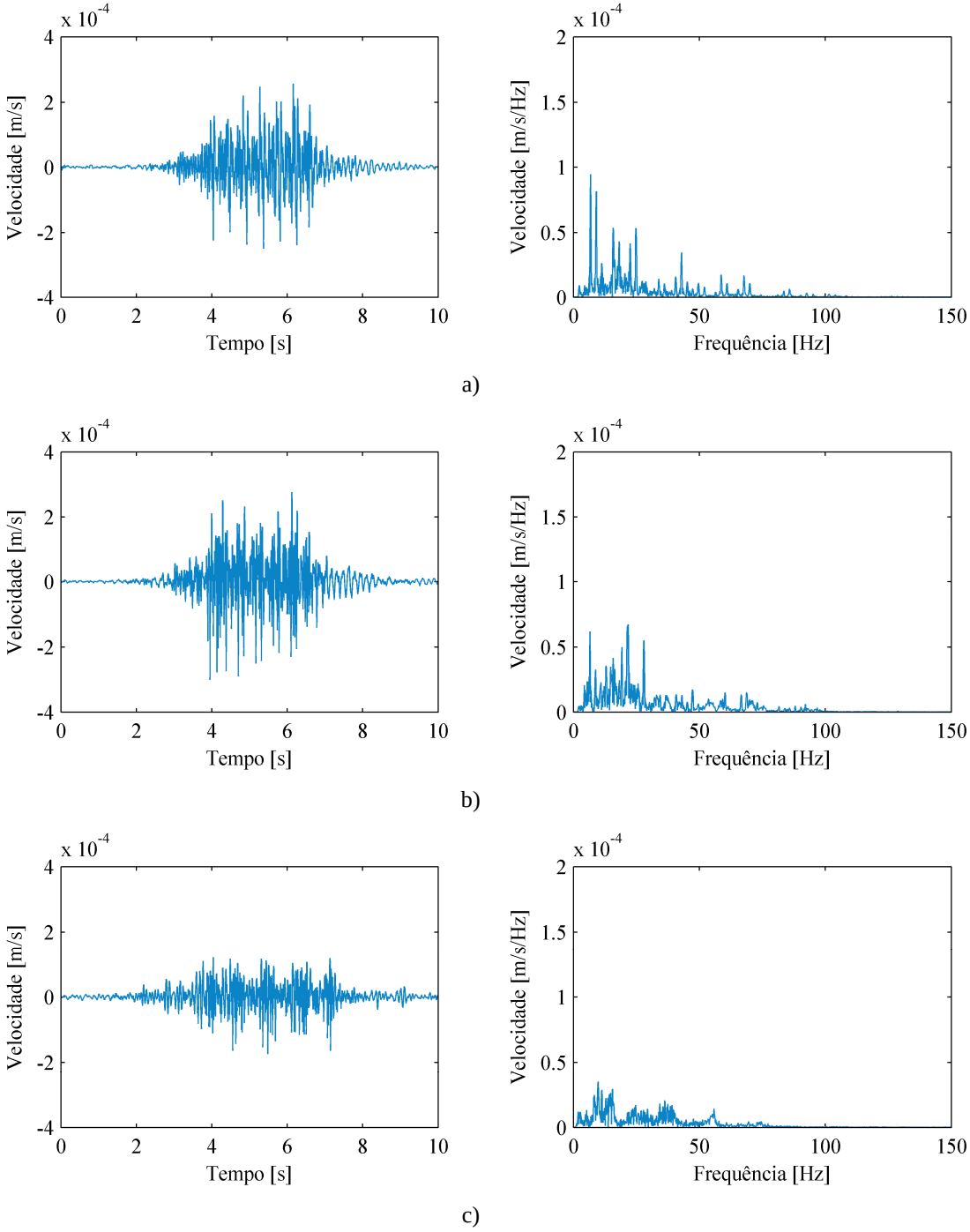
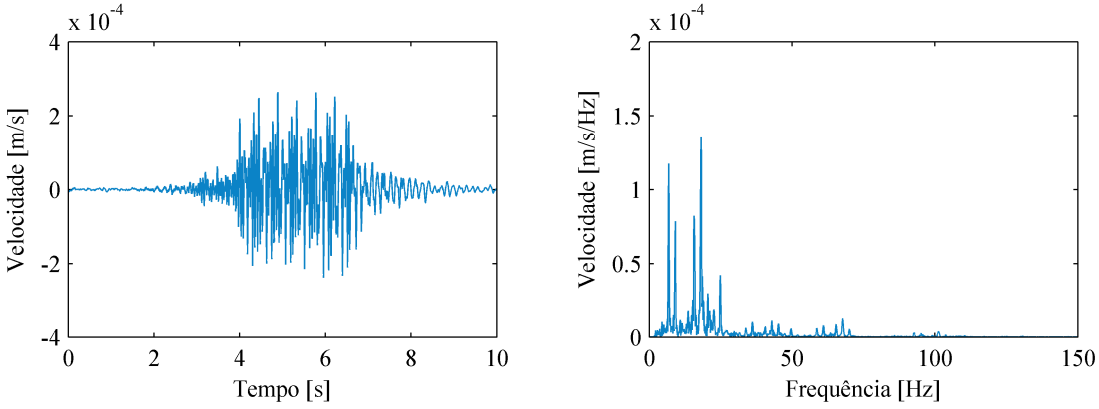
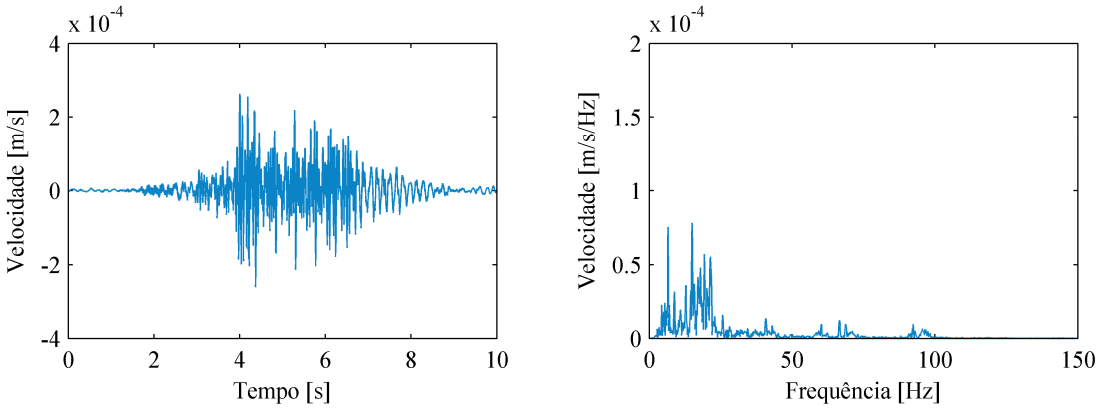


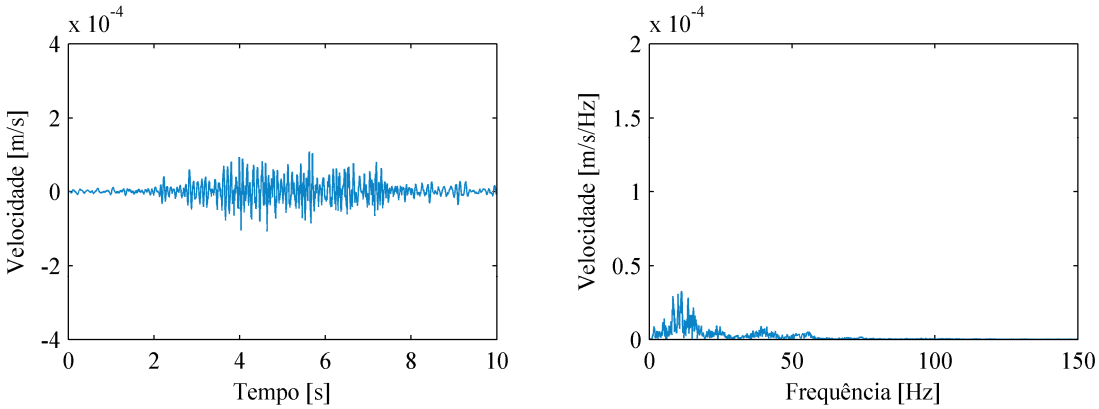
Figura 5.42 – Velocidade vertical do ponto da superfície do solo situado a 15,0 m do eixo da via devido à passagem do comboio: a) Alfa Pendular; b) Intercidades; c) Suburbano.



a)



b)



c)

Figura 5.43 – Velocidade vertical do ponto da superfície do solo situado a 22,5 m do eixo da via devido à passagem do comboio: a) Alfa Pendular; b) Intercidades; c) Suburbano.

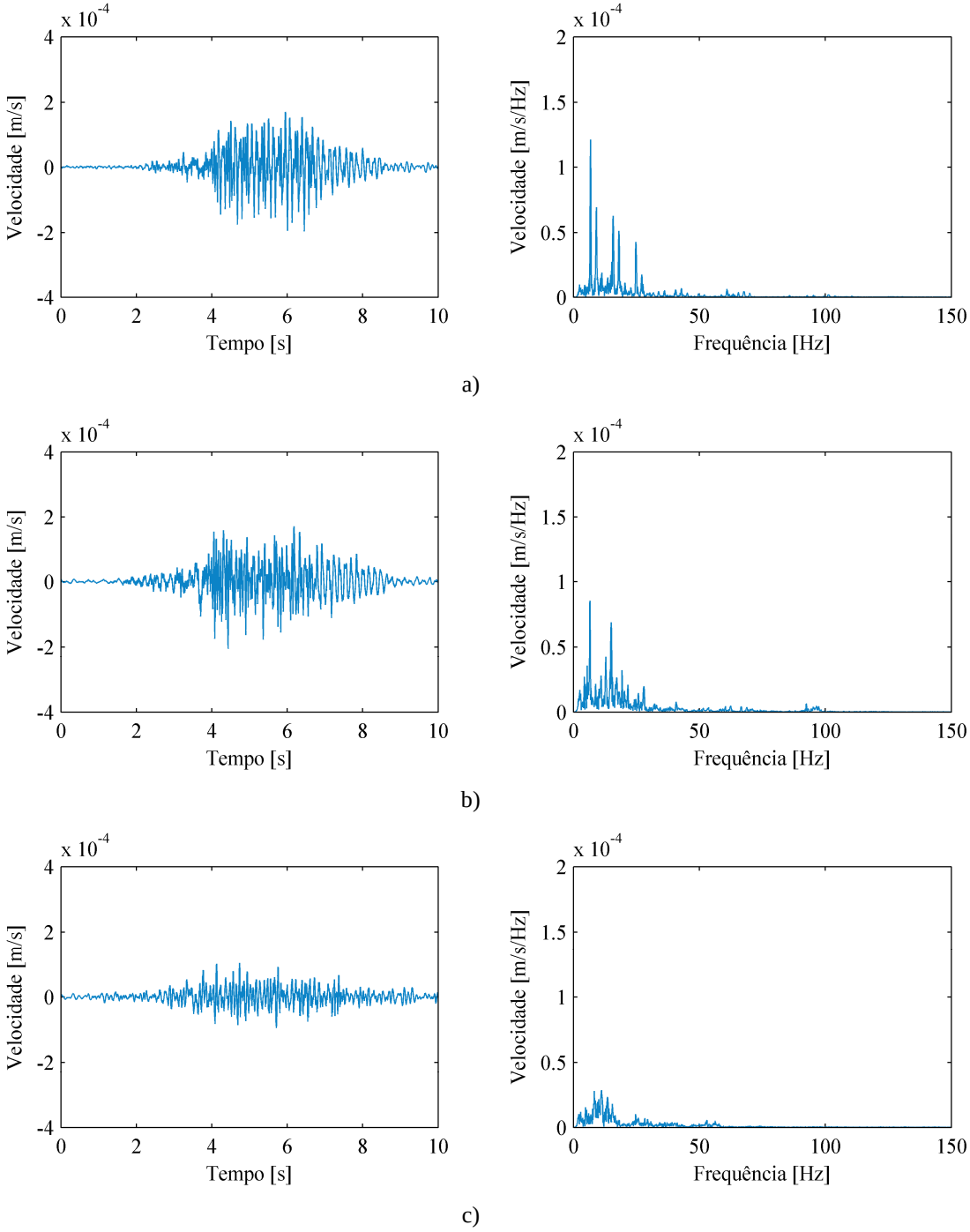
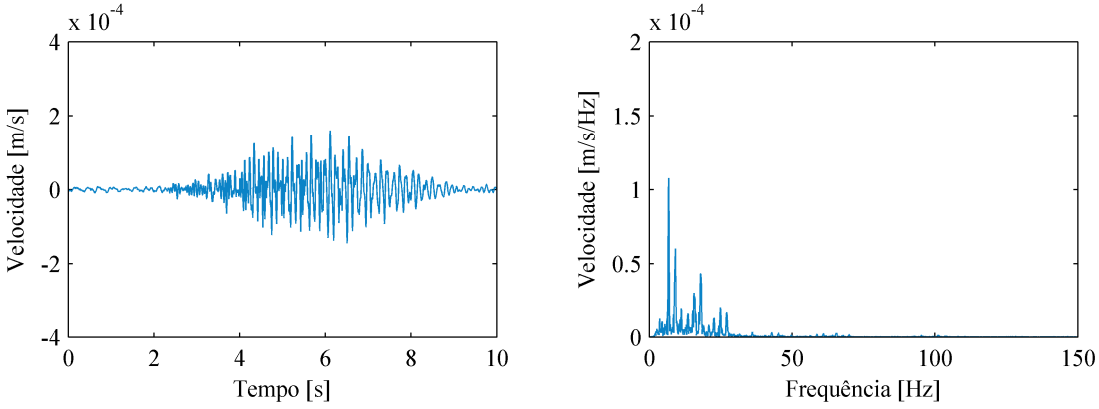
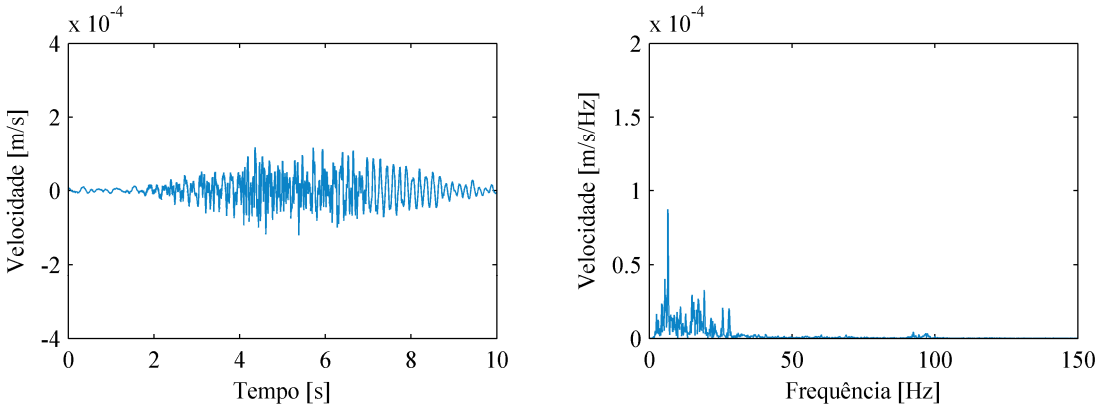


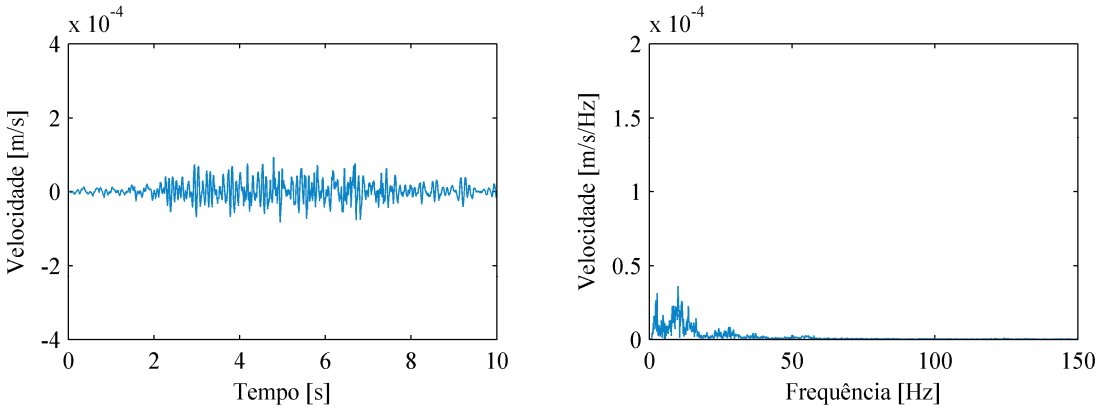
Figura 5.44 – Velocidade vertical do ponto da superfície do solo situado a 30,0 m do eixo da via devido à passagem do comboio: a) Alfa Pendular; b) Intercidades; c) Suburbano.



a)

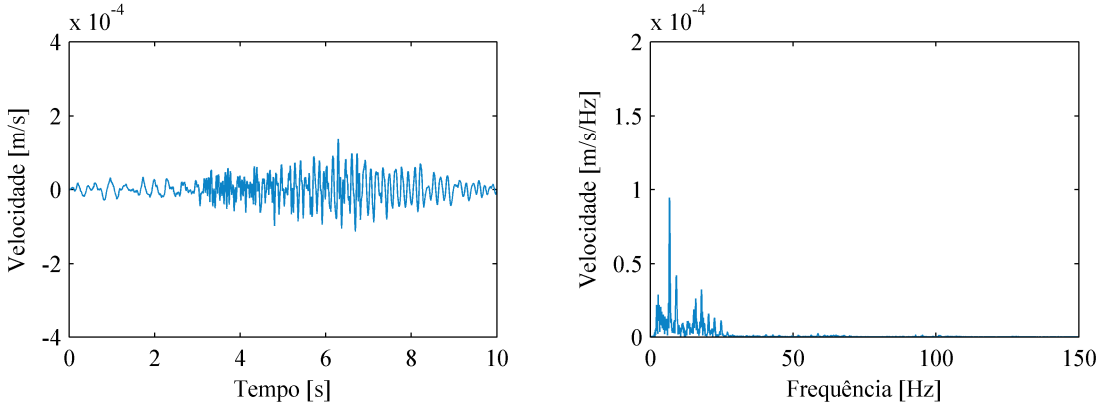


b)

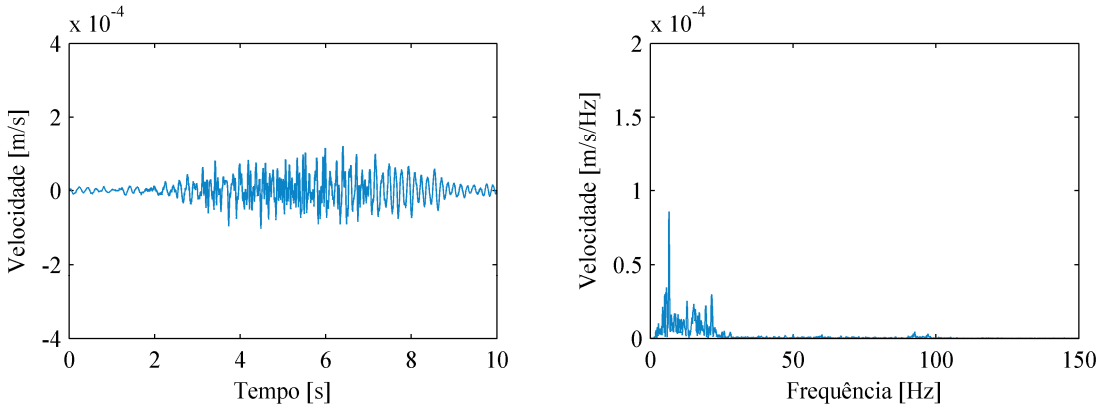


c)

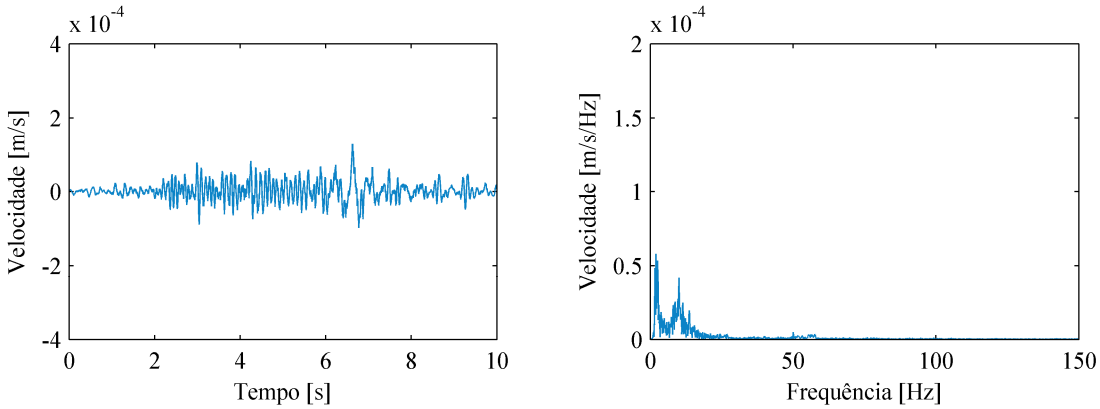
Figura 5.45 – Velocidade vertical do ponto da superfície do solo situado a 37,5 m do eixo da via devido à passagem do comboio: a) Alfa Pendular; b) Intercidades; c) Suburbano.



a)

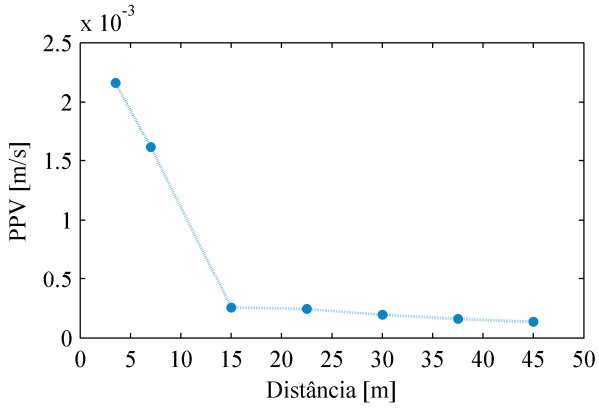


b)

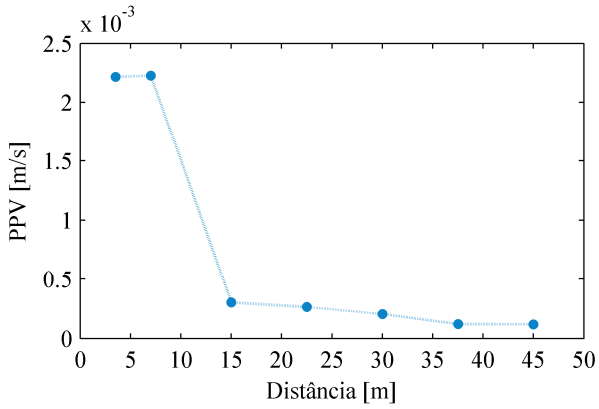


c)

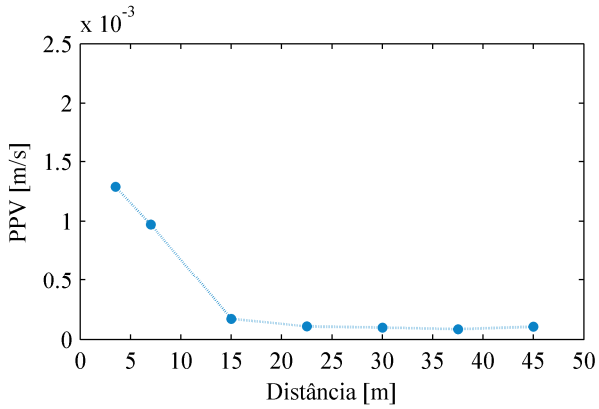
Figura 5.46 – Velocidade vertical do ponto da superfície do solo situado a 45,0 m do eixo da via devido à passagem do comboio: a) Alfa Pendular; b) Intercidades; c) Suburbano.



a)



b)



c)

Figura 5.47 – Valores de pico da velocidade de vibração (PPV) em função da distância ao eixo da via devido à passagem do comboio: a) Alfa Pendular; b) Intercidades; c) Suburbano.

5.5.3. Análise da dispersão dos resultados

Tendo em vista uma breve análise à dispersão dos resultados obtidos, procedeu-se a um agrupamento dos eventos registados de acordo com o comboio envolvido. Cada um dos grupos foi ainda dividido em função da velocidade de circulação do respetivo comboio. Nesta secção, apresenta-se e discute-se de forma sucinta alguns resultados da análise efetuada, os quais correspondem aos grupos de eventos que se encontram indicados no Quadro 5.4.

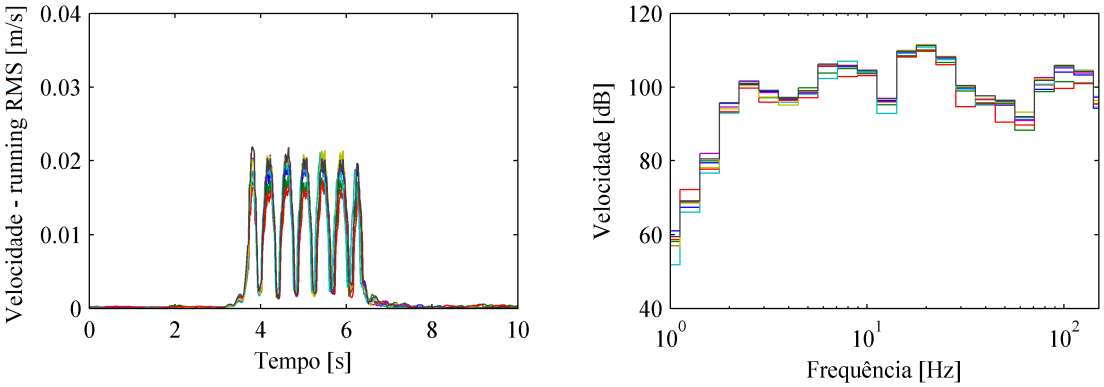
Quadro 5.4 – Grupos de eventos considerados na análise de dispersão dos resultados.

Comboio	Velocidade [km/h]	Nº de eventos
Alfa Pendular	215 ± 5	6
Intercidades	200 ± 5	4
Suburbano	120 ± 5	4

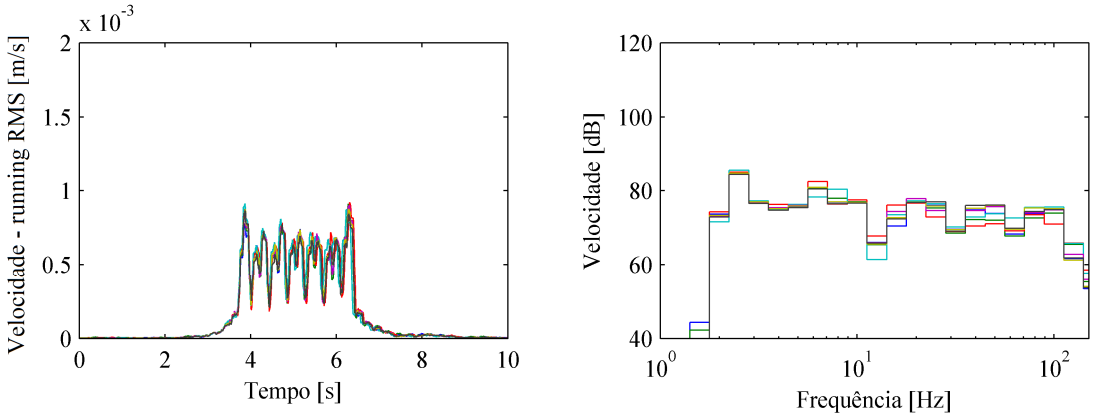
A Figura 5.48 mostra as respostas obtidas na travessa e em dois pontos da superfície do solo (situados a 3,5 e 22,5 m do eixo da via) durante os eventos relativos à passagem de comboios do tipo Alfa Pendular. Pelo facto de permitirem uma transmissão da informação considerada relevante de uma forma bastante apelativa, optou-se por apresentar a evolução temporal do valor do *running RMS* (T=0,125 s) acompanhada pelos respetivos espetros em bandas de um terço de oitava (referência dB=10^{-8} m/s). Por seu lado, as Figuras 5.49 e 5.50 mostram os mesmos resultados durante os eventos correspondentes à passagem de comboios Intercidades e Suburbanos, respetivamente.

Uma observação mais global dos resultados apresentados para cada grupo permite verificar que, em termos qualitativos, as respostas apresentam comportamentos muito semelhantes. No que diz respeito à amplitude das respostas, é possível ainda assim observar alguma dispersão (embora não muito significativa), a qual é visível quer na representação temporal quer no domínio da frequência. Verifica-se que, principalmente ao nível da via, a dispersão é mais significativa nos eventos correspondentes à passagem dos comboios Suburbanos do que nos restantes casos. Este comportamento pode ser justificado pelas maiores variações das suas cargas quase-estáticas, como resultado de oscilações significativas da sua taxa de ocupação em função do período do dia em que se verifica a passagem.

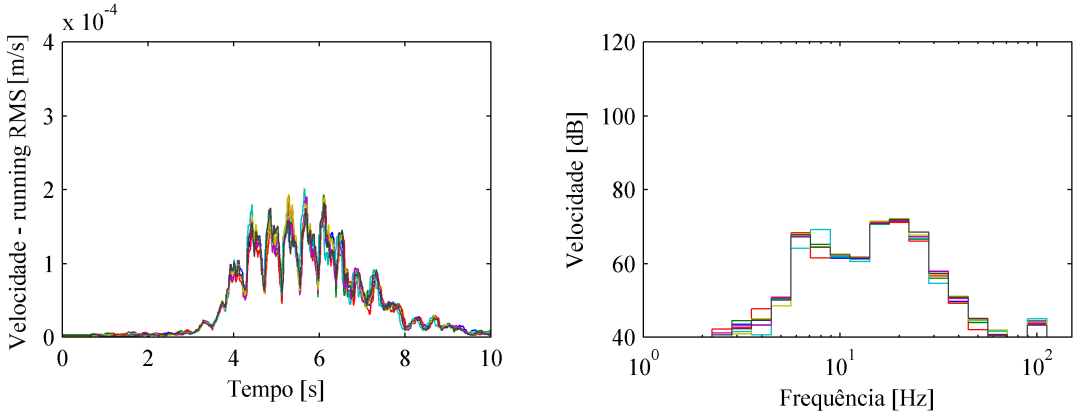
De notar que o ligeiro desfasamento observado ao nível dos registos temporais se deve ao facto das velocidades de circulação dos diferentes comboios, embora muito próximas, não serem exatamente iguais. Desta forma, poderia ser facilmente corrigido através de uma representação espacial em detrimento da temporal.



a)

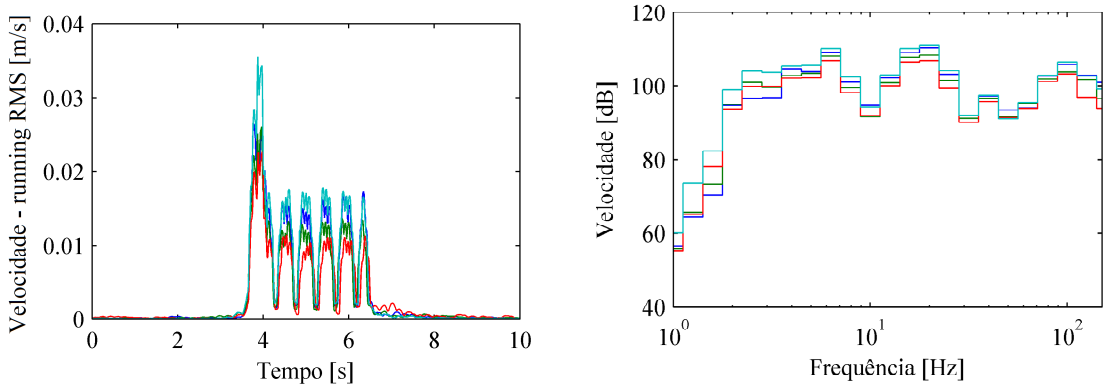


b)

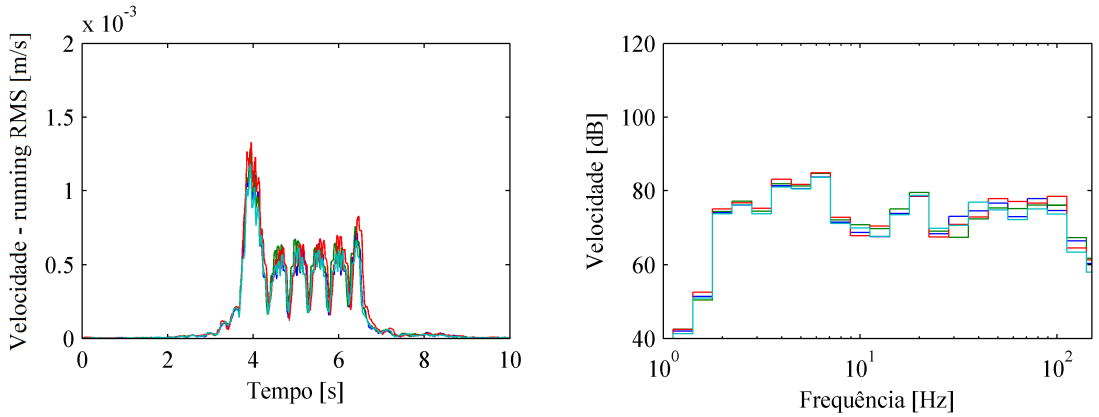


c)

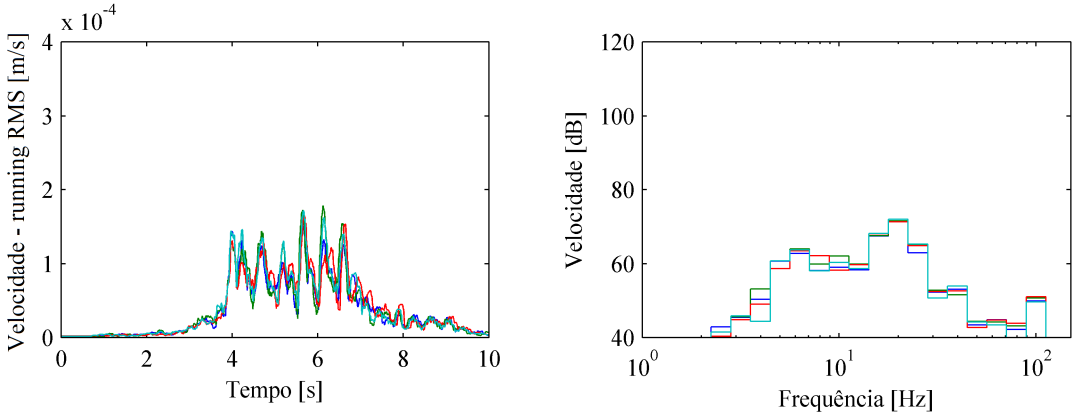
Figura 5.48 – Velocidade vertical da travessa e de pontos da superfície do maciço devido à passagem de comboios do tipo Alfa Pendular: a) travessa; b) ponto situado a 3,5 m do eixo da via; c) ponto situado a 22,5 m do eixo da via.



a)

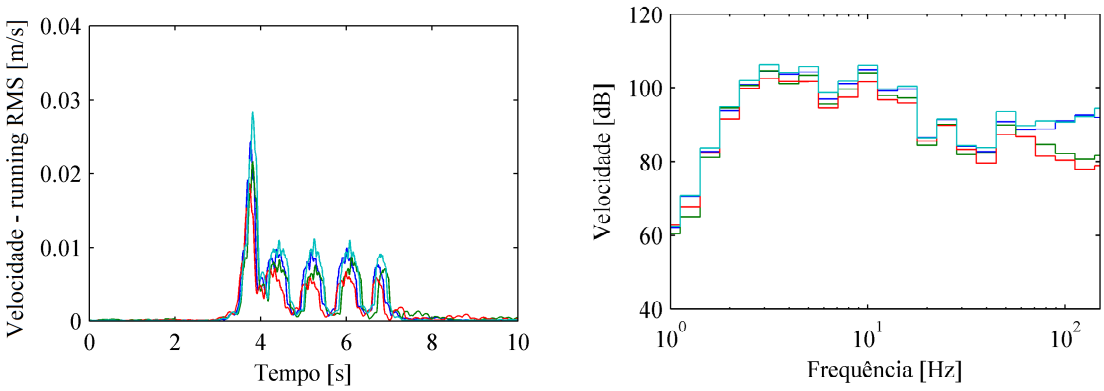


b)

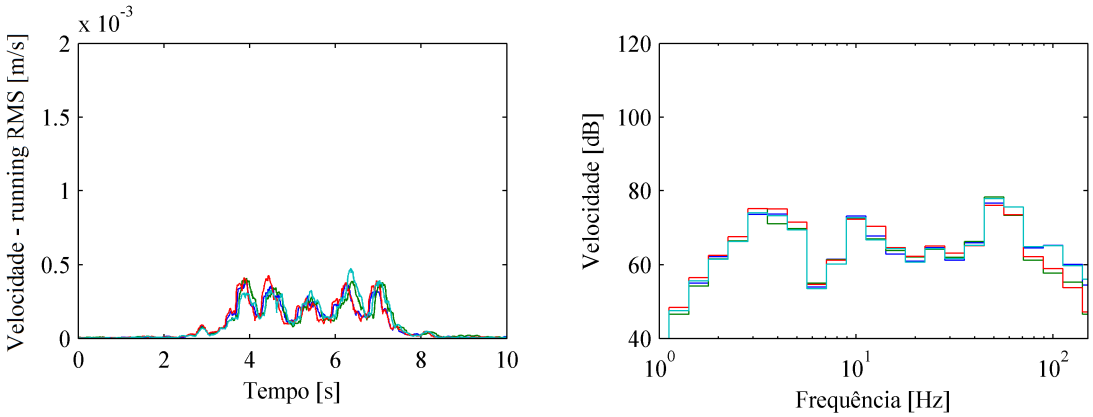


c)

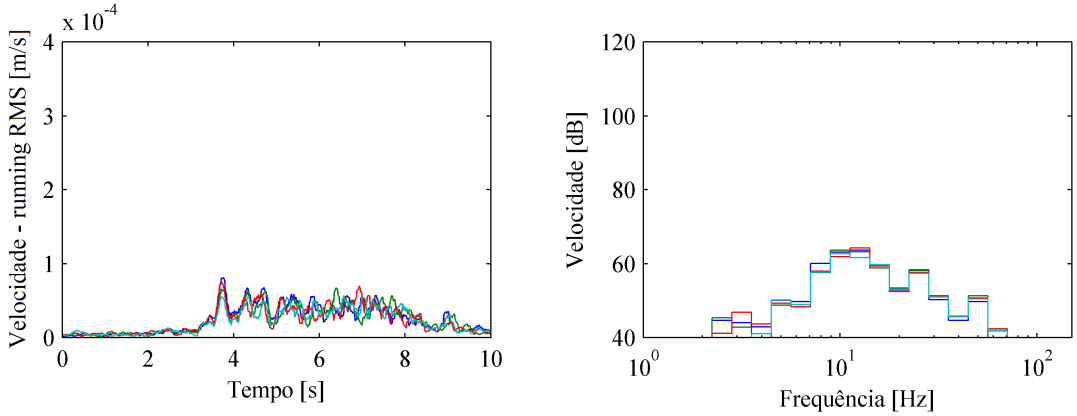
Figura 5.49 – Velocidade vertical da travessa e de pontos da superfície do maciço devido à passagem de comboios do tipo Intercidades: a) travessa; b) ponto situado a 3,5 m do eixo da via; c) ponto situado a 22,5 m do eixo da via.



a)



b)



c)

Figura 5.50 – Velocidade vertical da travessa e de pontos da superfície do maciço devido à passagem de comboios do tipo Suburbano: a) travessa; b) ponto situado a 3,5 m do eixo da via; c) ponto situado a 22,5 m do eixo da via.

5.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

O capítulo que agora termina foi inteiramente dedicado à análise experimental das vibrações induzidas por tráfego ferroviário num troço renovado da Linha do Norte.

No âmbito da campanha experimental descrita, desenvolveu-se uma vasta gama de trabalhos englobando três componentes essenciais e complementares: i) caracterização geomecânica do maciço; ii) caracterização mecânica e geométrica da via; iii) medição de vibrações geradas pela passagem de tráfego ferroviário.

Por um lado, o extenso conjunto de informação adquirida revelou-se extremamente útil para a discussão de alguns aspetos relacionados com o fenómeno em estudo, contribuindo também para o alargamento do número de casos de estudo documentados na bibliografia. Neste sentido importa aliás salientar que não são muitos os casos de campanhas tão completas como a que aqui foi apresentada. Por outro lado, a campanha realizada permitiu ainda uma caracterização adequada do sistema comboio-via-maciço, a qual possibilita a modelação numérica do problema. A comparação de resultados obtidos pelas vias numérica e experimental, apresentada no próximo capítulo desta dissertação, viabiliza a validação da ferramenta numérica desenvolvida.

Tendo em vista a caracterização do maciço de fundação, realizaram-se alguns ensaios *in situ* e laboratoriais. De entre o leque de ensaios efetuados, importa destacar os ensaios *cross-hole*, fundamentais para a estimativa das propriedades de rigidez dinâmica do maciço. De um modo global, os resultados obtidos através destes ensaios mostraram um aumento da rigidez do meio com a profundidade. Embora os valores fornecidos pelos dois ensaios efetuados não fossem coincidentes, eram muito próximos, pelo que a consideração de um perfil definido pela média dos dois ensaios pareceu bastante razoável. Neste contexto, a realização de ensaios SASW poderia ter sido interessante, pois permitiria a confrontação dos resultados fornecidos pelas duas metodologias. Para estimar o amortecimento do maciço, adotou-se uma metodologia baseada na análise do seu comportamento dinâmico quando solicitado à superfície por um excitador de frequência controlada. Um procedimento assente no ajuste entre as respostas do maciço obtidas, pelas vias numérica e experimental, possibilitou a estimativa do perfil de amortecimento do maciço com uma concordância bastante aceitável entre as respostas.

No que diz respeito à geometria da via-férrea procedeu-se a uma medição do perfil de irregularidades dos carris no troço estudado. A adequada caracterização deste perfil foi fundamental, pelo facto do mesmo estar associado a um dos principais mecanismos de excitação dinâmica envolvidos no problema em análise. Durante uma das regulares passagens do veículo de inspeção da via da REFER (EM 120) no referido troço, foi possível a medição do perfil de nivelamento longitudinal da superfície dos carris para comprimentos de onda compreendidos entre 1 m e 25 m. Ao não contemplar a medição de irregularidades com comprimentos de onda inferiores a 1 m, a informação fornecida pela EM 120 revelou-se claramente insuficiente. Procurando completar a informação disponível, recorreu-se então a um outro equipamento da REFER, com a designação comercial VOGEL RMF$^{2.3E}$, o qual possibilita a medição das irregularidades dos carris com comprimentos de onda compreendidos entre os 0,005 m e 1 m. A informação fornecida pelos dois equipamentos complementou-se, permitindo a definição de um perfil de irregularidades da via no troço estudado, tendo em consideração a gama de comprimentos de onda com interesse para este estudo. A comparação dos valores de pico do perfil de irregularidades medido com os limites preconizados pela norma EN13848-5 (2008) deu indicações positivas acerca da qualidade da via neste troço.

A informação fornecida pelos ensaios de recetância mostrou-se útil para a compreensão do comportamento dinâmico da via-férrea, podendo ainda ser utilizada na calibração das propriedades dinâmicas da via. Os resultados destes ensaios possibilitam a avaliação da deformabilidade dinâmica da via, através de uma função de transferência (função de recetância) que estabelece a relação entre a resposta da via e a solicitação aplicada, em função da frequência. Para além de fornecer informação acerca do comportamento dinâmico da via, esta função pode ainda ser utilizada na calibração de modelos numéricos, conforme será discutido no Capítulo 6. Procurando analisar a variabilidade dos resultados ao longo do troço em análise, repetiu-se este ensaio em diversas secções, num total de 20, compreendidas numa extensão de aproximadamente 40 m. A repetição do ensaio permitiu identificar alguma dispersão dos resultados obtidos, sendo que as diferenças observadas em algumas das secções analisadas apontam para a necessidade de uma caracterização espacial adequada da função de recetância (a adotar na calibração de modelos numéricos, por exemplo).

A avaliação das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário constituiu um dos pontos principais da campanha experimental desenvolvida. Durante a passagem de diversos comboios na via descendente (sentido Porto-Lisboa), procedeu-se à medição da resposta dinâmica vertical da via e da superfície do maciço adjacente. Dado o elevado número de eventos registados, optou-se por apresentar apenas os resultados obtidos em três eventos, correspondentes à passagem de três diferentes tipos de comboios. As vibrações no carril ultrapassaram frequentemente a gama de medição dos sensores utilizados, conduzindo à sua saturação, pelo que os respetivos registos não foram apresentados. Já os registos de velocidades da travessa e dos pontos de observação definidos na superfície do maciço (a diferentes distâncias da via) foram apresentados e brevemente discutidos. Finalmente, tendo em vista uma breve análise da dispersão dos resultados, procedeu-se a um agrupamento dos eventos registados de acordo com o comboio e sua velocidade de circulação. Neste capítulo, mostrou-se os resultados correspondentes a alguns dos grupos de eventos definidos. Uma observação mais global dos resultados obtidos permite identificar comportamentos qualitativamente muito semelhantes dentro de cada grupo. No que concerne à amplitude das respostas é possível observar alguma dispersão, a qual é mais significativa ao nível da via e nos eventos correspondentes à passagem dos comboios Suburbanos. Em parte este facto pode ser explicado pela maior variação das cargas quase-estáticas associadas a estes comboios, como consequência das oscilações significativas da sua taxa de ocupação em função do período do dia em que se verifica a passagem.

Por último, importa uma vez mais realçar a importância da campanha experimental realizada. Por um lado, pela quantidade de informação dela resultante, a qual permitiu toda a discussão apresentada ao longo do capítulo que agora termina. Por outro lado, pelo facto tornar possível a confrontação de resultados tendo em vista a validação experimental da ferramenta numérica desenvolvida.

6. CASO DE ESTUDO DO CARREGADO: ANÁLISE NUMÉRICA

6.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo procede-se à validação da ferramenta numérica desenvolvida, através da comparação dos resultados numéricos com os obtidos experimentalmente. A comparação efetuada centrou-se no estudo dos efeitos dinâmicos induzidos por tráfego ferroviário num troço renovado da Linha do Norte, junto ao km 41+625. Com o estudo efetuado pretende-se prever numericamente as vibrações induzidas pela passagem de tráfego ferroviário na via e na superfície do maciço adjacente.

No entanto, ainda antes do estudo das vibrações induzidas pela passagem de tráfego ferroviário, procedeu-se à simulação numérica do ensaio de recetância. O procedimento adotado teve como principal objetivo aferir da capacidade do modelo desenvolvido para reproduzir adequadamente o comportamento dinâmico da via. A simulação do ensaio de recetância permitiu ainda a definição das propriedades dos diversos elementos da via a considerar no modelo numérico por forma a conseguir uma boa concordância entre as respostas obtidas pelas vias numérica e experimental.

No que concerne à passagem de tráfego ferroviário, estudou-se o evento correspondente à passagem do comboio Alfa Pendular com uma velocidade igual a 212 km/h, o qual foi apresentado e discutido no capítulo 5 (evento 1). Por um lado, a opção pelo estudo deste evento justifica-se pela mais elevada velocidade de circulação. Por outro, explica-se pela existência de informação disponível acerca do comboio Alfa Pendular. Na verdade, a informação fornecida pela CP (Comboios de Portugal, E.P.E.) aliada a algum trabalho desenvolvido no seio do grupo de investigação em que o autor se insere (Ribeiro, 2012), facilita a modelação do comboio em causa.

Antes do avanço para a descrição do processo de validação, justifica-se ainda um breve comentário relativamente à consideração da simetria da via, conforme ilustrado na Figura 6.1. De facto, estudos realizados por Alves Costa (2011) permitem verificar que a simplificação adotada não afeta de forma significativa os resultados obtidos, o que foi também verificado pelo autor em análises de sensibilidade efetuadas com recurso a exemplos mais simples. Permitindo a obtenção de resultados fiáveis, a consideração da simetria da via revela-se extremamente vantajosa, dado que viabiliza a modelação de apenas metade da via descendente. Este procedimento resulta numa redução bastante significativa do tempo de cálculo, assim como dos recursos computacionais necessários.

Importa ainda salientar que a consideração da simetria da via implica a consideração de um perfil de irregularidades igual em ambos os carris. Para uma melhor compreensão da simplificação adotada contribui também a utilização de um modelo plano do comboio. De facto, a consideração de um perfil de irregularidades distinto para cada um dos carris justificaria uma modelação tridimensional do comboio, a qual não foi desenvolvida por se considerar não ser fundamental para os objetivos do estudo em curso.

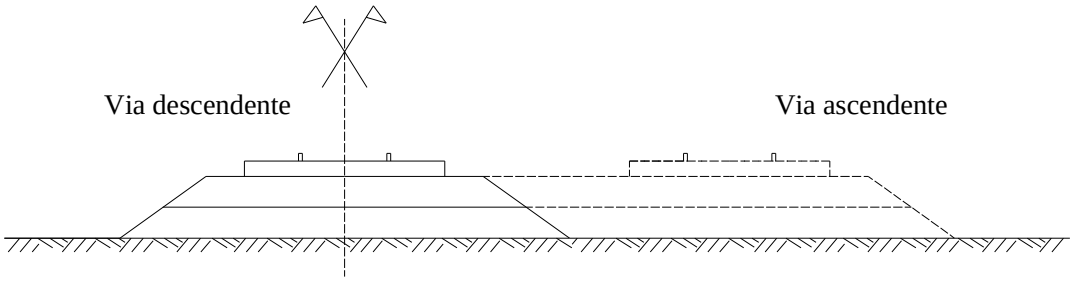


Figura 6.1 – Esquema ilustrativo da simetria adotada para a via.

O capítulo segue com uma breve descrição da modelação dos diversos componentes do sistema, começando pelo maciço e seguindo-se a via-férrea e o comboio Alfa Pendular. Neste contexto, merece um especial destaque a simulação do ensaio de recetância efetuada no âmbito da calibração das propriedades dinâmicas dos vários elementos constituintes da via. De seguida, surge então a componente fundamental do processo de validação, associada ao estudo das vibrações induzidas pela passagem do comboio Alfa Pendular e correspondente comparação das respostas obtidas pelas duas vias (numérica e experimental). Por forma a evidenciar as potencialidades da ferramenta, simula-se a presença de uma transição resultante da variação brusca da rigidez das palmilhas e analisa-se o seu efeito na resposta da via e do maciço.

6.2. MODELAÇÃO DO MACIÇO

O comportamento dinâmico do maciço é simulado com recurso às funções de Green de um meio semi-indefinido estratificado. Estas funções são determinadas com o Método das Matrizes de Rigidez, de acordo com o procedimento explicado com detalhe na secção 3.4.3 da presente dissertação.

Na modelação, considerou-se o maciço com a estratificação e as propriedades de rigidez dinâmica obtidas a partir dos ensaios *cross-hole* (secção 5.3.1.3). Adotou-se ainda um valor da massa volúmica igual a 1900 kg/m^3, constante em profundidade, valor que parece perfeitamente plausível na ausência de mais informação. Finalmente, assumiu-se o perfil de amortecimento resultante da calibração efetuada na sequência do ensaio do maciço com um excitador de frequência controlada (secção 5.3.2). No Quadro 6.1 apresenta-se um resumo das propriedades adotadas na modelação do maciço em função da profundidade.

Quadro 6.1 – Resumo das propriedades adotadas na modelação do maciço.

Profundidade [m]	C_P [m/s]	C_S [m/s]	ρ [kg/m^3]	$D_P = D_S$ [-]
0	918,0	140,5	1900	0,07
1,5	1098,5	130,5	1900	0,07
2,5	1268,5	165,0	1900	0,06
3,5	1501,5	143,5	1900	0,05
4,5	1465,0	154,5	1900	0,04
5,5	1400,0	202,0	1900	0,03
6,5	1496,0	241,5	1900	0,03
7,5	1562,5	242,0	1900	0,03
8,5	1501,0	244,0	1900	0,03
12,0	1600,0	311,0	1900	0,03
∞				

Ainda relativamente à modelação do maciço, e antes de terminar esta secção, importa relembrar a facilidade com que a simetria admitida pode ser considerada na modelação do maciço, através do procedimento descrito na secção 4.7 (baseado na imposição de simetrias ou antissimetrias das pressões transmitidas pela via ao maciço).

6.3. MODELAÇÃO DA VIA

6.3.1. Descrição da modelação

Conforme foi explicado anteriormente, a modelação da via é efetuada com recurso a elementos finitos. A modelação do carril é conseguida através de elementos de viga, enquanto as palmilhas são simuladas por conjuntos mola-amortecedor. Os restantes elementos da via (travessas, balastro, sub-balastro e camada de forma) são reproduzidos por elementos sólidos tridimensionais de 20 nós.

A Figura 6.2 mostra a secção transversal do modelo utilizado na simulação da via. Esta representação permite observar os diferentes elementos que constituem a via e sua geometria, assim como a malha de elementos finitos adotada. A geometria da via foi definida de acordo com os elementos de projeto fornecidos pela REFER, os quais puderam ser comprovados através de uma inspeção ao troço analisado.

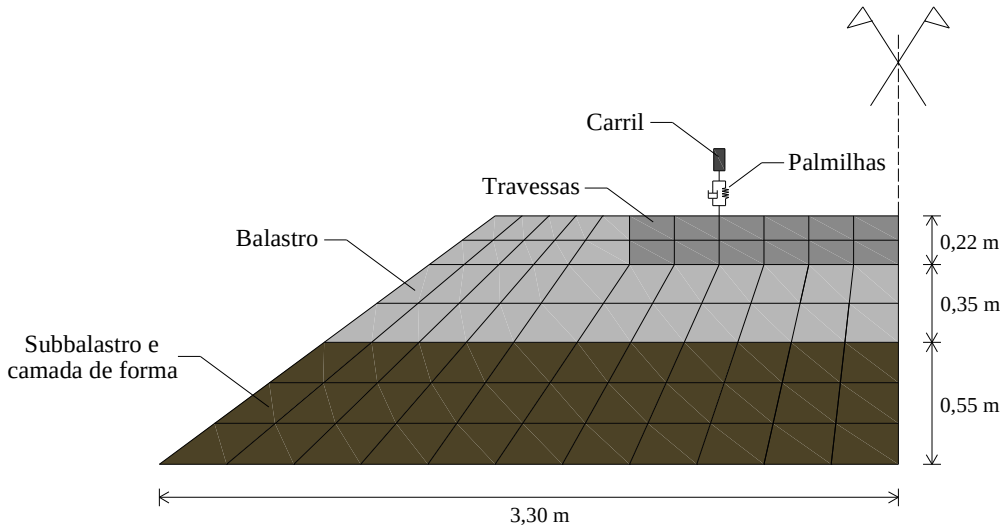


Figura 6.2 – Esquema do modelo de elementos finitos adotado na modelação da via: secção transversal.

Neste contexto, justifica-se um breve comentário acerca do critério usado na definição da malha de elementos finitos. Com base numa análise dos resultados experimentais

apresentados no Capítulo 5, assumiu-se a frequência mais elevada a considerar no estudo igual a 150 Hz. Desta forma, sendo a simulação do comportamento do maciço condicionante, o menor comprimento de onda a simular está próximo de 0,94 m. A malha utilizada resultou do equilíbrio entre a intenção de garantir a existência de 8 nós por comprimento de onda (condicionante ao nível da interação com o maciço) e a necessidade de definir um modelo cuja análise fosse viável em termos computacionais.

Um outro aspeto que importa discutir, dada a sua relevância, está relacionado com o comprimento adotado para o modelo. Como se compreende, a qualidade dos resultados obtidos, principalmente nos pontos mais distantes da via, aumenta com a consideração de modelos mais extensos. No entanto, a dimensão longitudinal do modelo encontra-se condicionada pelos recursos computacionais disponíveis, sendo que modelos muitos extensos podem ainda conduzir a tempos de cálculo extremamente elevados. Desta forma, procurando uma solução que garantisse o equilíbrio entre os dois fatores descritos, optou-se pela utilização de um modelo com 60 m de comprimento.

A Figura 6.3 mostra uma perspetiva de parte do modelo, a qual pretende facilitar a compreensão do seu desenvolvimento longitudinal.

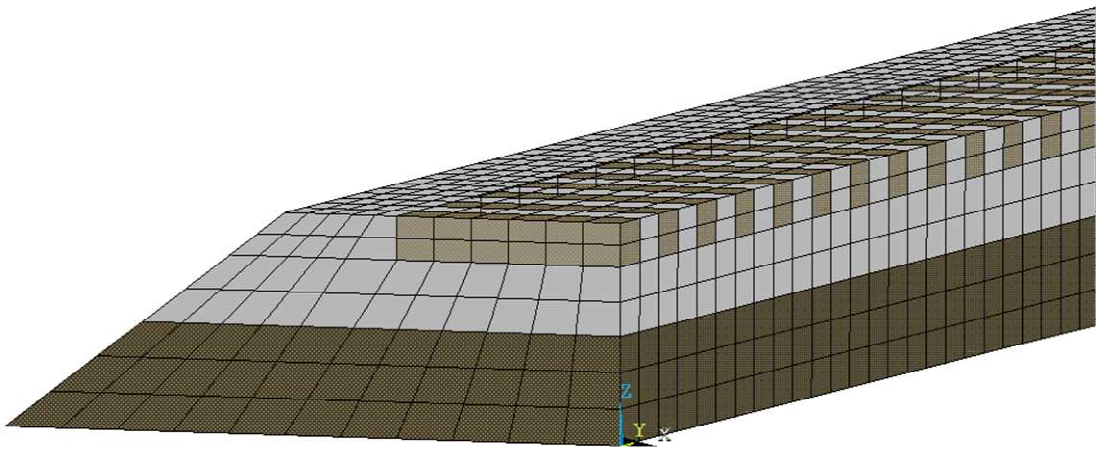


Figura 6.3 – Esquema do modelo de elementos finitos adotada na modelação da via: perspetiva.

De notar que a modelação de apenas metade da via requer a imposição de condições de apoio adequadas ao longo do plano de simetria, as quais consistem no impedimento dos deslocamentos na direção perpendicular ao mesmo.

No que diz respeito às propriedades mecânicas dos materiais considerados na modelação da via, convém começar por referir que algumas delas são assumidas como

conhecidas enquanto outras são objeto de uma análise mais detalhada. De seguida procede-se a uma explicação pormenorizada do procedimento adotado na definição das referidas propriedades.

O carril é do tipo UIC60 e as travessas são monobloco em betão, pelo que as suas propriedades se encontram definidas à partida. No que diz respeito às palmilhas, considerou-se o valor de rigidez estimado com base nos resultados do ensaio de recetância (secção 5.4.2) e um valor de 22,5 kN.s/m para o amortecimento. Por não se encontrarem perfeitamente definidos, os parâmetros relativos às camadas de balastro e sub-balastro são aqui entendidos como incógnitas do problema. A determinação destes parâmetros requer, portanto, uma atenção especial. Desta forma, como ponto de partida, são assumidos os valores estimados por Alves Costa (2011) para o mesmo troço de via. No entanto, a simulação numérica do ensaio de recetância permitirá verificar a razoabilidade da utilização dos referidos valores e identificar a necessidade de eventuais ajustes. Em forma de síntese, o Quadro 6.2 apresenta as propriedades mecânicas dos materiais considerados na modelação da via.

Quadro 6.2 – Resumo das propriedades mecânicas dos materiais adotados na modelação da via.

Elemento da via	Rigidez	Massa	Amortecimento
Carril (UIC60)	E = 200 GPa I = 3055×10^{-8} m^4	ρ = 7850 kg/m^3	---
Palmilhas	k = 620 kN/mm	---	c = 22,5 kN.s/m
Travessas	E = 30 GPa	ρ = 1894 kg/m^3	---
Balastro	E = 97 GPa ν = 0,12	ρ = 1591 kg/m^3	ξ = 0,03
Sub-balastro e camada de forma	E = 212 GPa ν = 0,30	ρ = 1913 kg/m^3	ξ = 0,03

Relativamente à definição do amortecimento a adotar para balastro, sub-balastro e camada de forma, procedeu-se à estimativa dos parâmetros α e β da matriz de Rayleigh de forma a garantir um coeficiente de amortecimento viscoso igual a 3% para as frequências de 20 Hz e 150 Hz. Deste critério resultou a consideração dos seguintes valores: $\alpha = 6,65$ e $\beta = 5,62\times10^{-5}$.

6.3.2. Calibração das propriedades mecânicas da via

Procurando avaliar a acuidade da ferramenta desenvolvida no que diz respeito à reprodução do comportamento dinâmico da via, procedeu-se à simulação numérica do ensaio de recetância. Para este efeito, utilizou-se o modelo tridimensional descrito nas secções anteriores, baseado num acoplamento dinâmico via-maciço. Assumindo as propriedades dinâmicas do maciço como definidas, este procedimento permitiu ainda verificar a adequabilidade dos valores usados para as propriedades mecânicas de alguns elementos da via.

A malha de elementos finitos utilizada na modelação da via conduz a uma discretização regular da superfície de interação, constituída por 2200 elementos (11×200) quadrados com $0{,}30\,\mathrm{m}$ de lado. Com base na expressão [4.4], definiu-se o uso de um intervalo de tempo Δt igual a 2×10^{-3} s, o qual se revelou adequado e não conduziu a instabilidades.

Para reproduzir o ensaio de recetância, aplicou-se uma carga impulsiva a meio vão da travessa (igual à aplicada experimentalmente, a qual se encontra ilustrada na Figura 6.4) e determinou-se a resposta (deslocamentos) no extremo da mesma. Uma vez conhecida a solicitação aplicada e a correspondente resposta, torna-se possível a determinação da curva de recetância numérica.

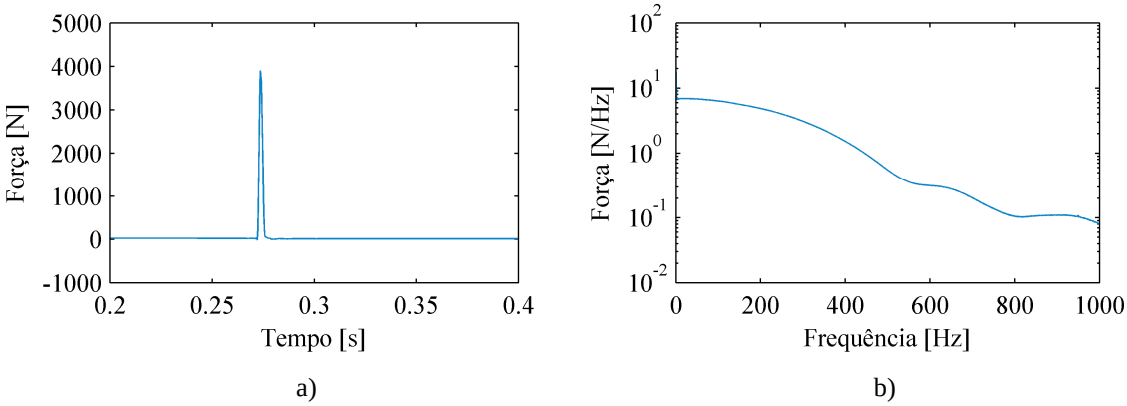


Figura 6.4 – Solicitação impulsiva aplicada a meio vão da travessa: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

A Figura 6.5 apresenta uma comparação da função de recetância numérica com a mesma função estimada por via experimental, sendo esta última representada pela sua curva média e pelas curvas correspondentes à média ± o desvio padrão. Como é possível observar, optou-se por restringir a comparação à gama de frequências

compreendidas entre os 30 e os 240 Hz. O limite inferior adotado justifica-se pela falta de coerência dos registos experimentais na gama de frequências abaixo dos 30 Hz. Por outro lado, verifica-se também que as frequências relevantes para os fenómenos que se pretende estudar são inferiores aos 240 Hz definidos.

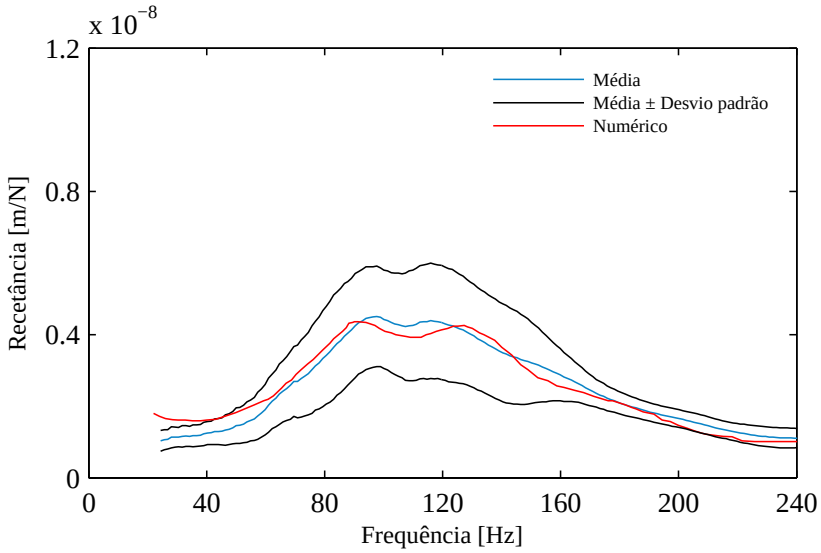


Figura 6.5 – Comparação entre as curvas de recetância da travessa obtidas pelas vias numérica e experimental.

A análise da Figura 6.5 permite verificar que, de um modo geral, o comportamento dinâmico da via se encontra adequadamente simulado pelo modelo numérico utilizado. De facto, na gama de frequências considerada, a curva de recetância determinada numericamente aproxima-se da curva média experimental, conseguindo ainda traduzir as suas tendências de uma forma bastante razoável. No entanto, e embora importante, a comparação com a curva média experimental pode mostrar-se insuficiente. Desta forma, optou-se por enriquecer a comparação através da representação dos limites definidos pela média ± desvio padrão das curvas experimentais, a qual permite verificar que a curva numérica se encontra quase sempre no interior da banda correspondente.

Assumindo os resultados fornecidos pelo modelo numérico como bastante aceitáveis, não se considerou necessária a realização de ajustes no que às propriedades mecânicas da via diz respeito. Desta forma, nas análises dinâmicas apresentadas de seguida, tendo em vista a previsão das vibrações induzidas pela passagem do comboio Alfa Pendular, foram utilizados estes mesmos parâmetros.

6.4. MODELAÇÃO DO COMBOIO ALFA PENDULAR

6.4.1. Breve descrição do comboio

O Alfa Pendular, série 4000, é um comboio elétrico, com sistema de pendulação ativa, ao serviço da CP desde 1999, estabelecendo a ligação entre as cidades de Braga, Porto, Aveiro, Coimbra, Lisboa e Faro, entre outras cidades intermédias.

A Figura 6.6 ilustra simplificadamente a geometria do comboio Alfa Pendular e o seu esquema de cargas, estando a vermelho identificados os eixos motores e a preto os eixos livres. Como é possível observar, trata-se de um comboio convencional (cada carruagem apresenta dois bogies, cada um dos quais com dois eixos) constituído por seis veículos: quatro motores (BAS, BBS, BBN e BAN) e dois reboques (RNB e RNH). Neste contexto, justifica-se ainda referir que a composição apresenta um comprimento total igual a 158,9 m, podendo atingir uma velocidade máxima de 220 km/h.

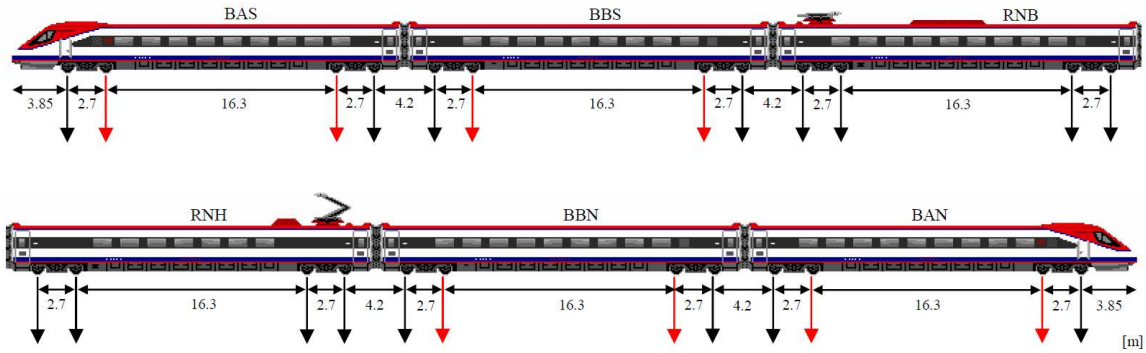


Figura 6.6 – Representação esquemática do comboio Alfa Pendular [adaptado de Ribeiro (2012)].

No Quadro 6.3 apresenta-se um resumo das principais propriedades mecânicas dos diversos veículos que constituem o comboio Alfa Pendular, as quais foram definidas de acordo com a informação disponibilizada pela CP. De acordo com a notação adotada, os bogies 1 e 2 correspondem, respetivamente, aos bogies dianteiro e traseiro de cada veículo. Designa-se ainda por eixo 1 e 2 o primeiro e o segundo eixos do bogie dianteiro e por eixo 3 e 4 o primeiro e o segundo eixos do bogie traseiro.

As cargas por eixo consideradas resultam de uma distribuição do peso do comboio em condições de carga normal, variando entre 128,8 kN e 136,6 kN. A circulação em condições diferentes das consideradas, como consequência de uma diferente lotação do

comboio por exemplo, poderá conduzir a algumas diferenças nas cargas estimadas, embora pouco significativas (na generalidade dos casos inferiores a 5%).

Quadro 6.3 – Propriedades mecânicas dos veículos que constituem o comboio Alfa Pendular.

Veículo			BAS	BBS	RNB	RNH	BBN	BAN
Caixa		Massa [kg]	36901	37810	36924	38524	38510	37301
Bogies	1	Massa [kg]	4932	4823	4712	4712	4823	4823
	2	Massa [kg]	4823	4823	4712	4712	4823	4932
Suspensão primária		Rigidez [kN/m]	3200					
		Amortecimento [kN.s/m]	35					
Eixos	1	Massa [kg]	1538	1538	1538	1538	1538	1538
		Carga [kN]	129,8	131,4	128,8	132,6	133,2	130,2
	2	Massa [kg]	1884	1884	1538	1538	1884	1884
		Carga [kN]	133,2	134,8	128,8	132,6	136,6	133,6
	3	Massa [kg]	1884	1884	1538	1538	1884	1884
		Carga [kN]	132,6	134,8	128,8	132,6	136,6	134,2
	4	Massa [kg]	1538	1538	1538	1538	1538	1538
		Carga [kN]	129,2	131,4	128,8	132,6	133,2	130,8

6.4.2. Modelação do comboio

Conforme referido no Capítulo 2, a solicitação aplicada pelo comboio à via pode ser agrupada essencialmente em duas componentes: i) excitação quasi-estática; ii) excitação dinâmica. A primeira componente, excitação quasi-estática, está relacionada com o movimento das cargas correspondentes ao peso por eixo do comboio. Conforme explicado anteriormente, o contributo desta componente da solicitação revela-se fundamental para a resposta da via e do solo adjacente, perdendo importância rapidamente com o aumento da distância à via. A sua simulação é bastante simples, consistindo na solicitação da via com um conjunto de cargas móveis com magnitude constante. A definição das referidas cargas baseia-se no conhecimento das cargas por eixo do comboio, assim como da sua geometria e velocidade de circulação. As cargas por eixo do Alfa Pendular encontram-se indicadas no Quadro 6.3, enquanto a Figura 6.6 ilustra a geometria do mesmo comboio. No evento estudado, o comboio circula com uma velocidade estimada de 212 km/h.

Por outro lado, a excitação dinâmica resulta da interação dinâmica entre o veículo e a via, podendo estar associada a diversos mecanismos, os quais conduzem à geração de ondas que se propagam ao longo do maciço adjacente até distâncias consideráveis da via. De facto, e como foi já explicado anteriormente, a resposta na superfície do maciço a maiores distâncias da via é fundamentalmente condicionada por esta componente da solicitação. A consideração da componente dinâmica da excitação requer portanto uma modelação do comboio adequada ao problema em estudo e, consequentemente, o conhecimento de algumas das suas propriedades mecânicas.

Ao longo dos últimos anos, diversos modelos de veículos ferroviários têm sido desenvolvidos. Alguns desses modelos são bastante complexos, permitindo um estudo muito aprofundado do comportamento dinâmico do veículo. No entanto, esse estudo está fora do âmbito da presente dissertação, pelo que se remete o leitor interessado para trabalhos de referência nesta temática, como são os de Pombo (2004), Hanson (2006), Carlbom (2001) e Ribeiro (2012), entre outros.

Na realidade, face aos objetivos deste trabalho, o recurso a modelos simplificados baseados na utilização de massas discretas, molas e amortecedores mostra-se suficiente. Estudos efetuados por diversos autores [Lombaert et al. (2000), Sheng et al.(2003), Alves Costa (2011, 2012b)] mostram a acuidade dos referidos modelos, a qual foi aliás comprovada pelo autor através de algumas análises de sensibilidade.

Desta forma, nos estudos realizados, o comboio foi simulado com recurso a uma sequência de sistemas estruturais, cada um deles correspondente a um bogie do comboio. Conforme ilustrado na Figura 6.7, cada um desses sistemas é constituído pelos eixos, pelo bogie e pelas suspensões primárias (que estabelecem a ligação entre eles). Em termos de modelação, os eixos são simulados através de massas concentradas, enquanto o bogie é modelado como uma viga muito rígida com massa distribuída. A ligação entre estes elementos é efetuada com recurso a conjuntos mola-amortecedor, os quais pretendem representar as suspensões primárias. As propriedades dos diversos elementos utilizados encontram-se definidas no Quadro 6.3. A simulação do contacto entre cada roda e o carril pode ser conseguida através da consideração de uma mola com rigidez definida de acordo com a teoria de Hertz (Esveld, 2001), tomando neste caso um valor igual a $1{,}22\times10^{9}$ N/m.

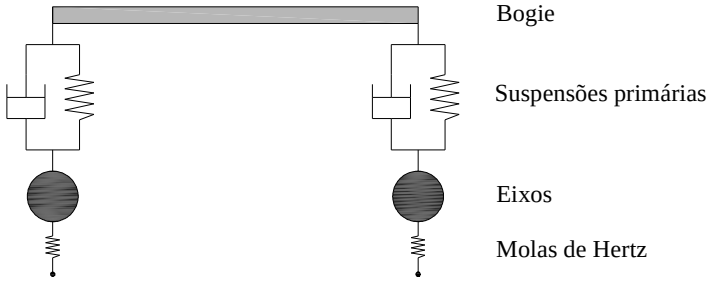


Figura 6.7 – Modelo dinâmico adotado na simulação de cada bogie do comboio.

6.5. VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL DA FERRAMENTA NUMÉRICA

Tendo em vista a validação experimental da ferramenta numérica, reproduziu-se a passagem do comboio Alfa Pendular no troço em estudo com uma velocidade de 212 km/h, ou seja 58,89 m/s (evento 1).

O comboio Alfa Pendular foi modelado com recurso a elementos finitos, considerando o modelo dinâmico descrito na secção 6.4.2 e as propriedades definidas no Quadro 6.3. O modelo utilizado é plano e representa apenas metade do veículo, o que parece uma opção razoável e coerente com a consideração da simetria da via.

Conforme descrito na secção 5.4.1, o perfil de irregularidades da via foi medido ao longo do troço compreendido entre o km 41+725 e o km 41+525. Na sequência dessa medição, optou-se por considerar o perfil do carril exterior como representativo, o qual se encontra representado na Figura 6.8. Neste cálculo, e como se compreende, o perfil apenas se encontra definido ao longo dos 60 m modelados e que correspondem ao troço limitado pelas curvas a preto no gráfico.

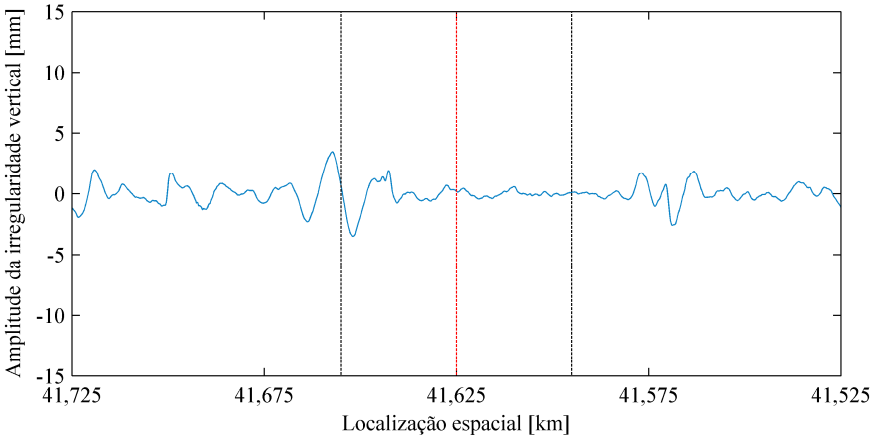


Figura 6.8 – Registo espacial do perfil de irregularidades verticais do carril, evidenciando o troço considerado na análise.

De seguida, procede-se então à comparação dos resultados obtidos pelas vias numérica e experimental. A comparação começa por uma análise da resposta da via, seguindo-se o estudo das respostas dos pontos da superfície do maciço a diferentes distâncias da via.

6.5.1. Resposta da via

Durante a campanha experimental realizada, procedeu-se à avaliação da resposta dinâmica através de acelerómetros colados no carril e na travessa. Em simultâneo, mediu-se o deslocamento vertical do carril, sem contacto, com recurso a um sistema laser/PSD. Como foi explicado no capítulo anterior, verificou-se que as vibrações do carril ultrapassaram frequentemente a gama de medição dos acelerómetros, conduzindo à sua saturação. Por este motivo, os registos correspondentes não foram apresentados no Capítulo 5 nem podem ser utilizados na comparação.

A Figura 6.9 mostra o deslocamento vertical do carril, obtido quer por via numérica quer experimental. Neste contexto, importa referir o elevado nível de ruído presente no registo experimental, o qual motivou a aplicação de filtros a ambos os registos, por forma a eliminar as frequências superiores a 60 Hz. A comparação apresentada mostra uma excelente concordância entre os registos numéricos e experimentais, quer em termos de registo temporal quer de conteúdo em frequência. A diferença mais evidente, embora pouco significativa, ocorre ao nível do deslocamento resultante da passagem do primeiro bogie. Este comportamento pode ser eventualmente justificado pelo facto das cargas quase-estáticas reais serem ligeiramente superiores às assumidas na modelação.

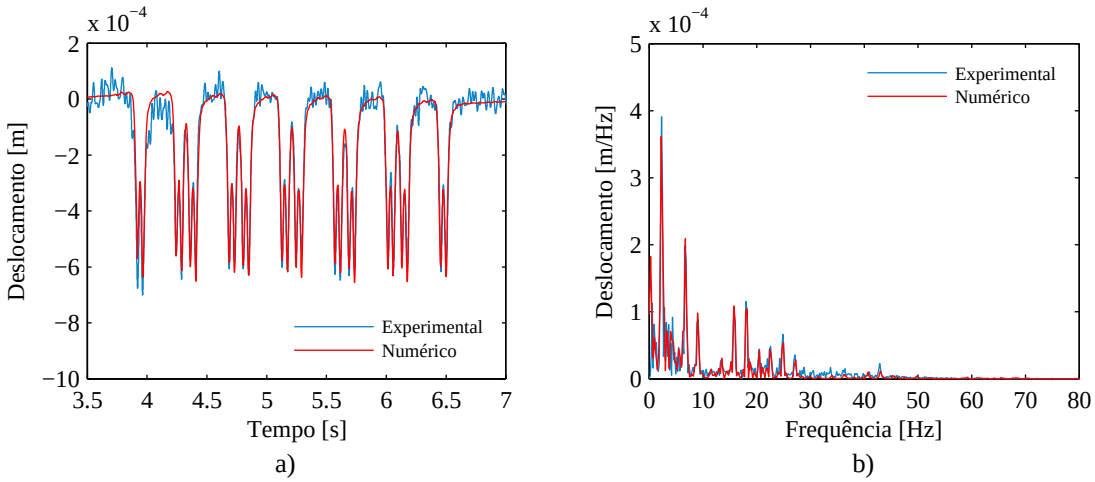


Figura 6.9 – Deslocamento vertical do carril: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

A Figura 6.10 apresenta o registo temporal e o conteúdo em frequência da velocidade vertical do carril calculada numericamente. Embora não seja possível a comparação com resultados experimentais, a resposta do carril mostra-se coerente com o que se encontra disponível na literatura (Degrande e Schillemans, 2011; Galvín et al., 2010c).

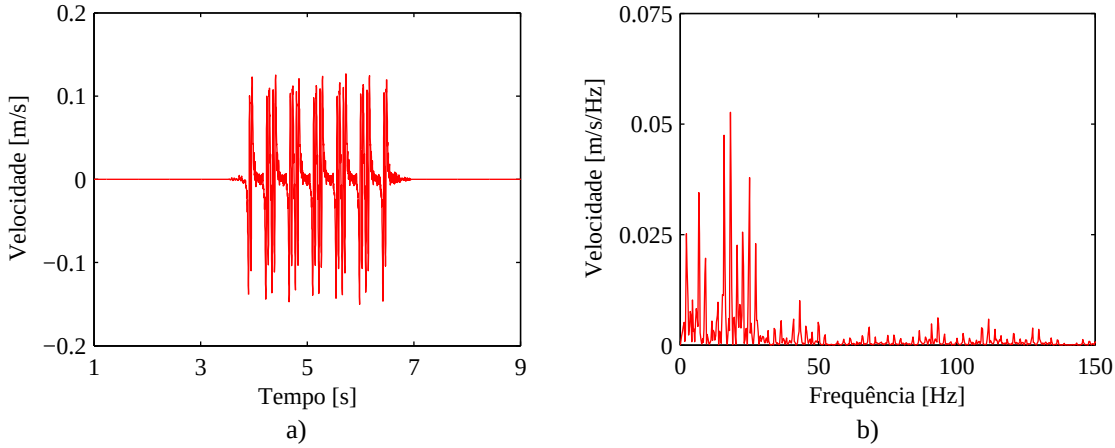


Figura 6.10 – Velocidade vertical do carril: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

Ainda no contexto da análise da resposta da via, a Figura 6.11 ilustra a velocidade vertical da travessa, comparando os resultados numéricos e experimentais.

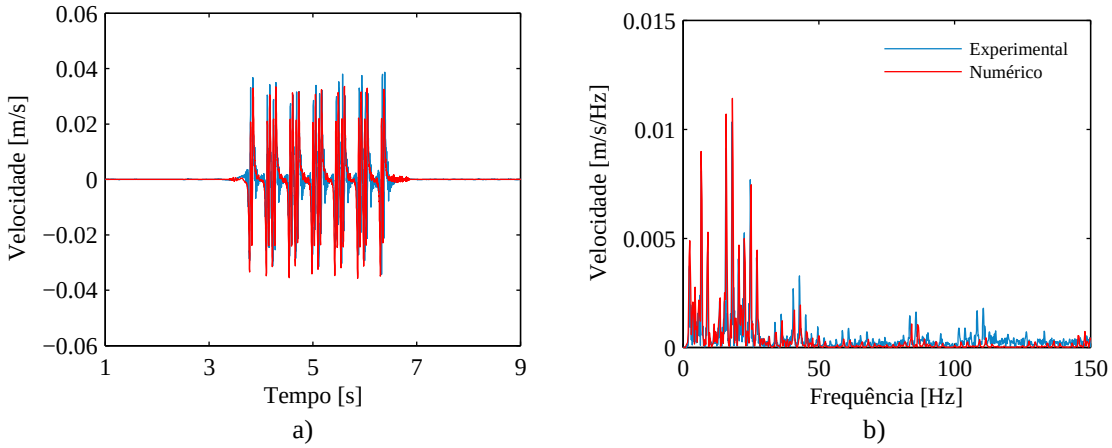


Figura 6.11 – Velocidade vertical da travessa: a) registo temporal; b) conteúdo em frequência.

A observação da figura permite identificar novamente uma boa concordância entre os resultados obtidos pelas duas vias. Uma análise mais atenta do conteúdo em frequência da resposta permite, ainda assim, verificar que as diferenças mais relevantes ocorrem para frequência superiores a 100 Hz, ou seja para uma parte da resposta condicionada pela componente dinâmica da excitação. Esta análise sugere portanto que as diferenças observadas sejam causadas por uma modelação incompleta desta componente da excitação, consequência por exemplo da não consideração de irregularidades ou defeitos

nos rodados. Neste contexto, importa ainda referir algumas limitações do modelo numérico, salientando a importância da utilização de uma modelação refinada da via tendo em vista a obtenção de bons resultados em gamas de frequências superiores.

A título meramente ilustrativo e para terminar a análise da resposta da via, a Figura 6.12 mostra uma coloração do deslocamento vertical de um troço da via, num instante intermédio do evento, determinado numericamente.

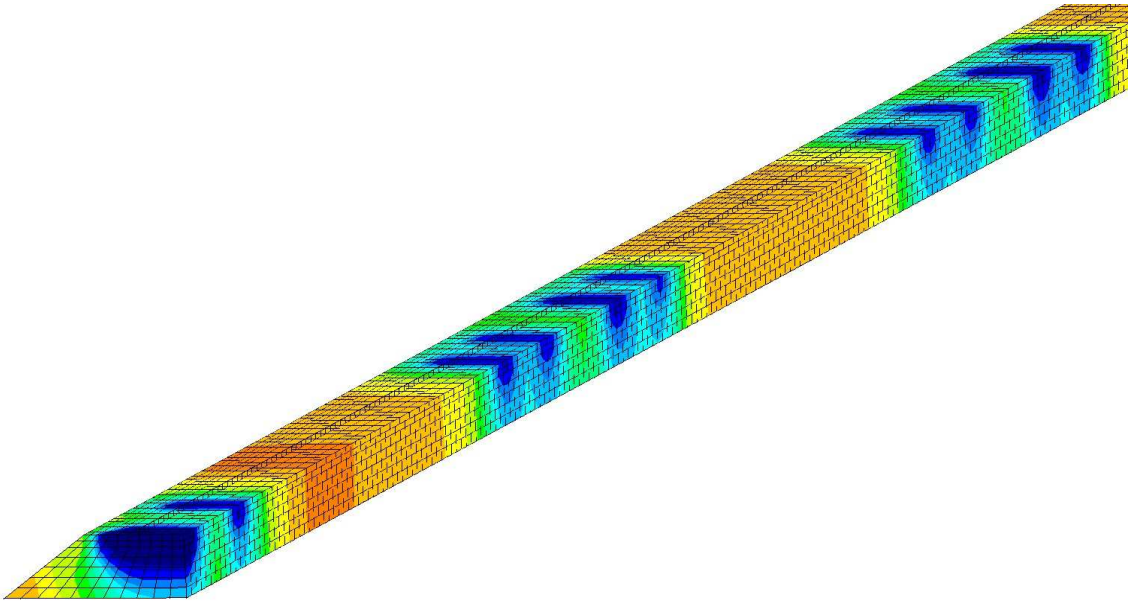


Figura 6.12 – Coloração do deslocamento vertical de um troço da via num instante intermédio do evento.

6.5.2. Resposta à superfície do maciço

Conforme descrito no capítulo anterior, mediu-se a resposta em diversos pontos da superfície do maciço, no alinhamento da secção de referência (km 41+625), a diferentes distâncias do eixo da via. Na presente secção apresenta-se uma análise comparativa das respostas obtidas nos diversos pontos pelas vias numérica e experimental.

A Figura 6.13 apresenta as respostas dos pontos mais próximos da via-férrea (a distâncias compreendidas entre 3,5 e 22,5 m), enquanto os registos relativos aos pontos mais afastados (a distâncias compreendidas entre 30 m e 45 m) se encontram ilustrados na Figura 6.14. Em ambos os casos, é possível observar não só os registos temporais da velocidade vertical dos respetivos pontos, mas também os respetivos conteúdos em frequência.

Pelo facto de permitirem uma fácil visualização e análise dos resultados, optou-se por mostrar também os espetros de banda de terço de oitava da velocidade vertical (referência $dB=10^{-8}$ m/s) dos pontos analisados (Figuras 6.15 e 6.16). Por outro lado, e conforme referido no Capítulo 2, este tipo de representação da resposta dinâmica é muito frequentemente utilizado em contextos regulamentares. Desta forma, e embora servindo apenas como referência, as curvas propostas por Gordon (1991) encontram-se sobrepostas aos espetros apresentados.

Uma análise global dos registos temporais permite identificar uma boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais. É possível reparar que a amplitude das vibrações dos diversos pontos se encontra bem estimada, aproximando-se bastante dos valores experimentais. Por outro lado, observa-se também que as respostas obtidas com a ferramenta numérica traduzem as principais tendências observadas com o aumento da distância entre o ponto de observação e a via, de entre as quais é possível destacar: i) a redução da amplitude das vibrações; ii) o aumento da duração das respostas; iii) a superior atenuação das frequências mais elevadas.

No entanto, uma análise mais pormenorizada permite identificar a presença de ligeiras perturbações nos registos temporais, as quais são mais evidentes no início e no final dos mesmos. Embora presentes na resposta dos diversos pontos, as perturbações tornam-se mais significativas com o aumento da distância do ponto de observação relativamente à via. O comportamento descrito pode, pelo menos em parte, ser justificado pelo facto da solicitação resultante da passagem do comboio contribuir para a resposta nos pontos mais afastados quando o veículo se encontra a uma distância da secção de referência superior à considerada na modelação. Como tal, julga-se que a utilização de um modelo mais extenso na simulação numérica permitiria minimizar ou mesmo eliminar estas perturbações, melhorando a qualidade dos resultados.

A comparação das respostas no domínio da frequência permite observar também a existência de pequenas diferenças, geralmente para frequências inferiores a 20 Hz. Na realidade, a menor concordância observada na gama das baixas frequências pode resultar da utilização de um modelo com apenas 60 m de comprimento, o qual pode não se revelar suficiente para uma reprodução perfeita dos maiores comprimentos de onda.

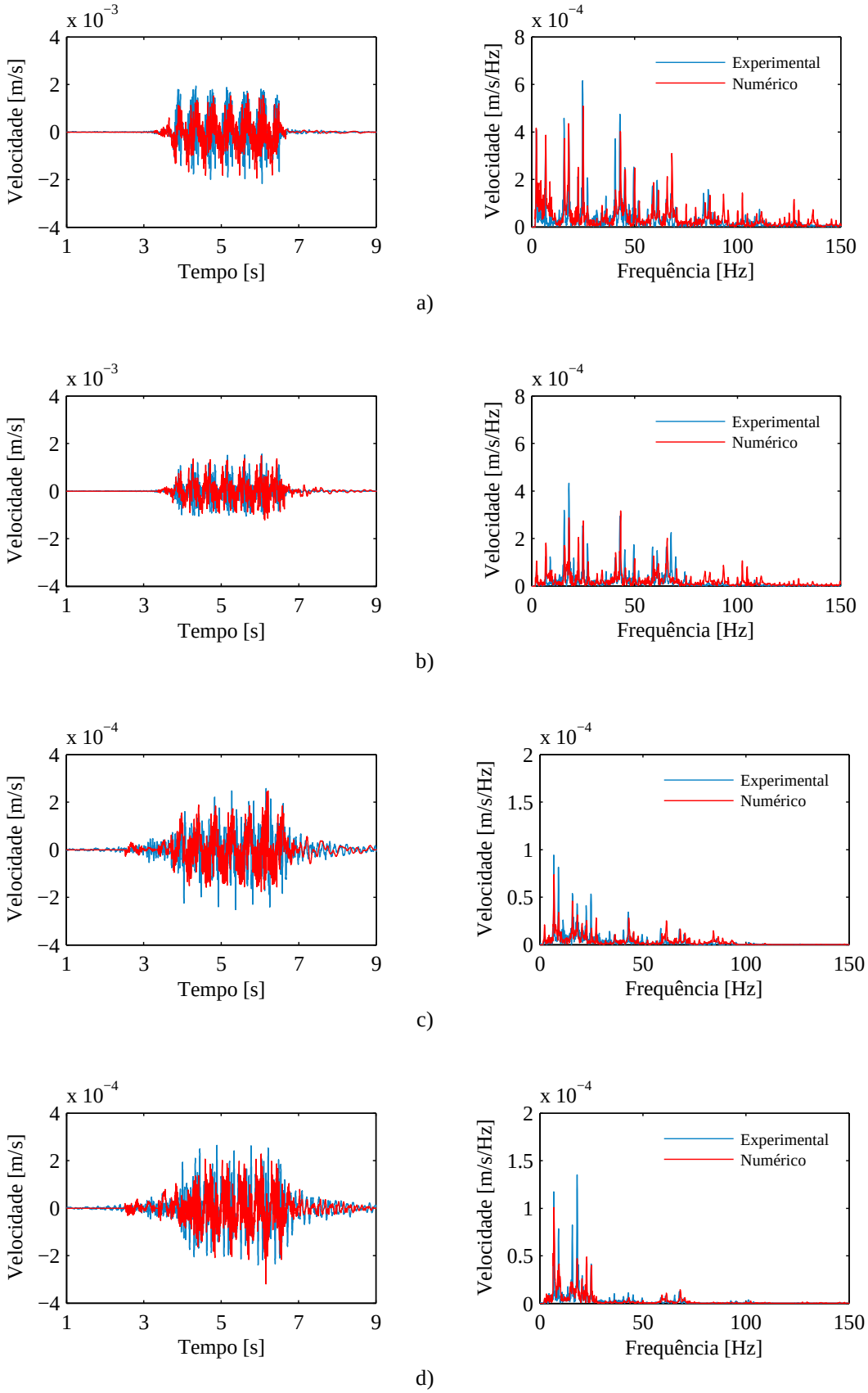


Figura 6.13 – Velocidade vertical dos pontos da superfície do maciço situados a menores distâncias do eixo da via descendente: a) 3,5 m; b) 7,0 m; c) 15,0 m; d) 22,5 m.

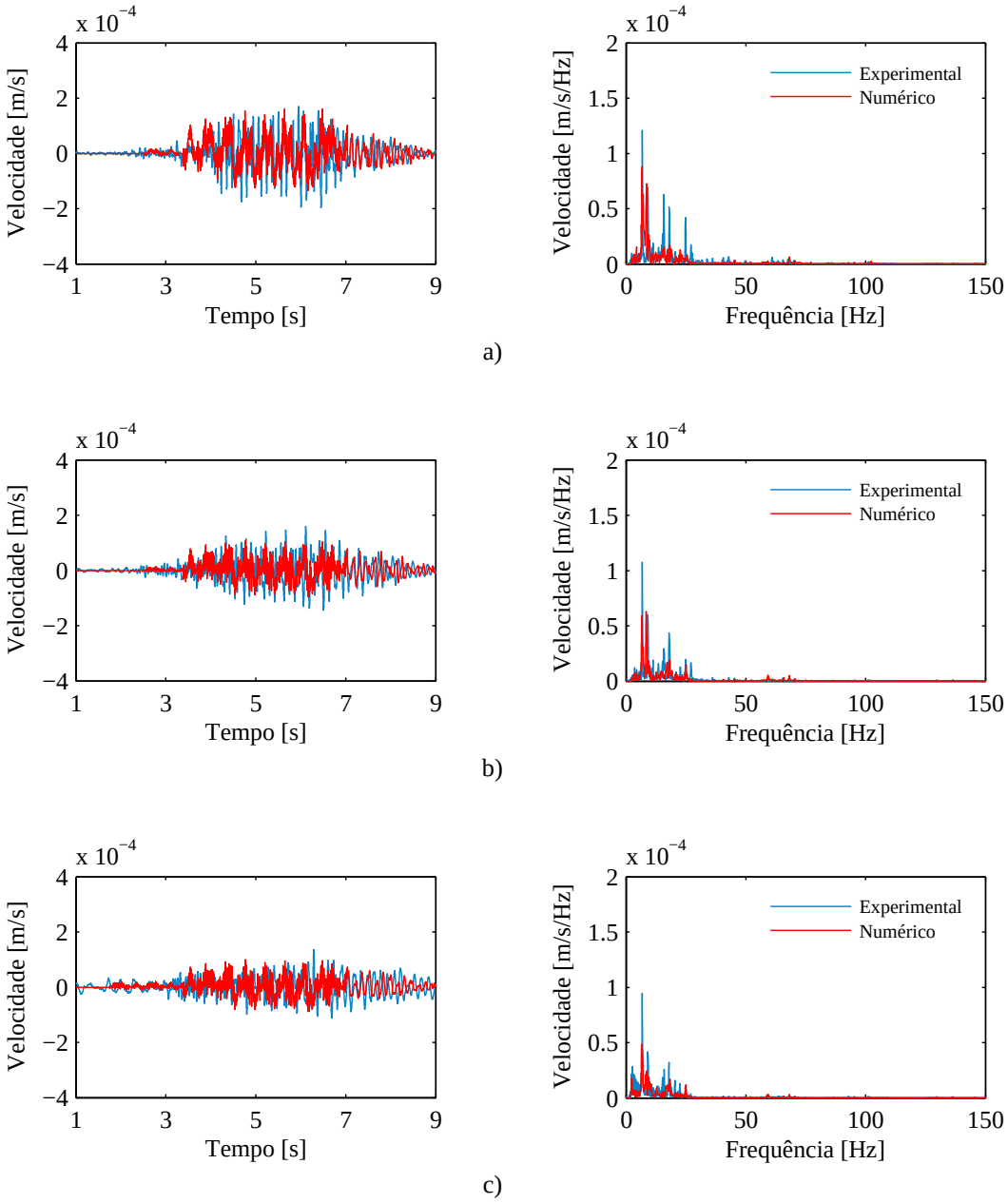


Figura 6.14 – Velocidade vertical dos pontos da superfície do maciço situados a maiores distâncias do eixo da via descendente: a) 30,0 m; b) 37,5 m; c) 45,0 m.

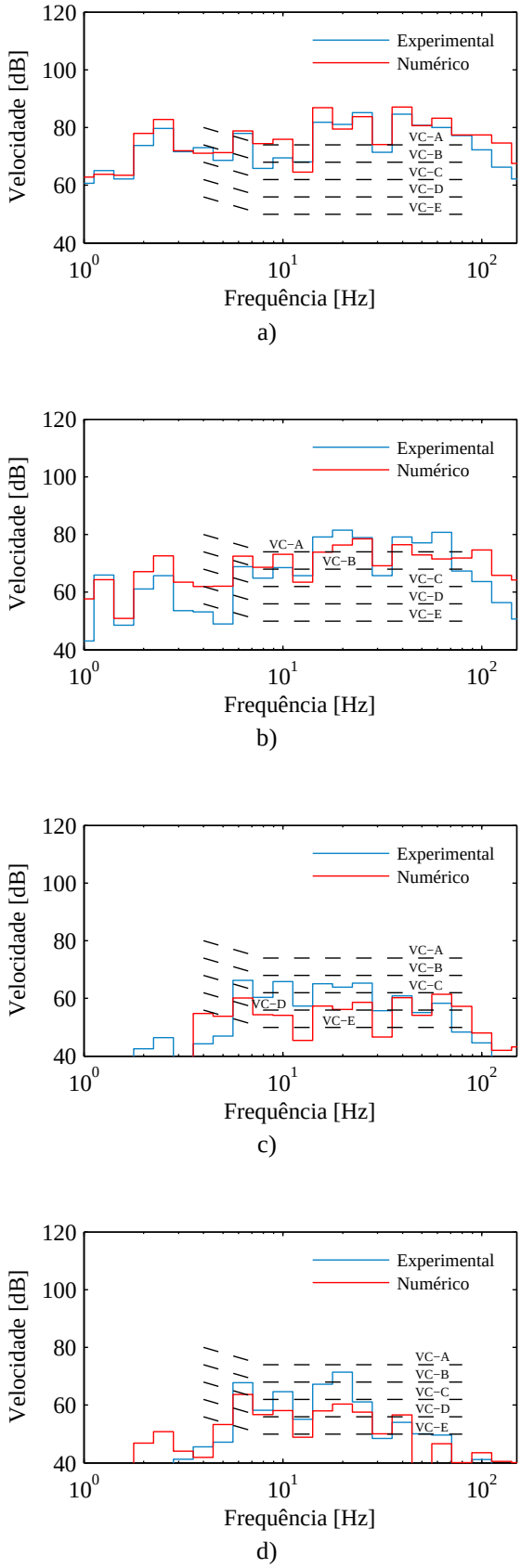
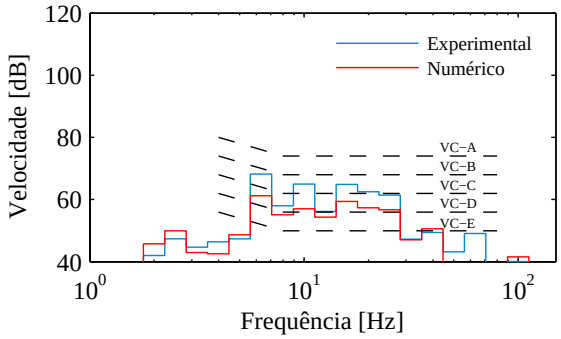
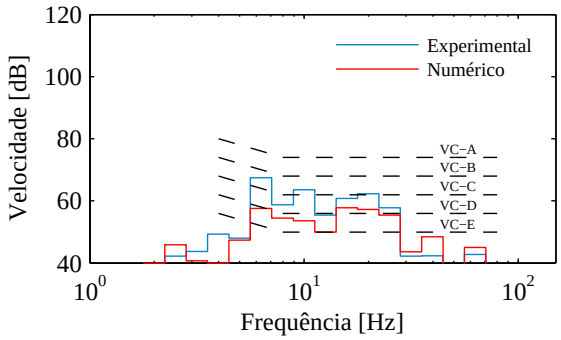


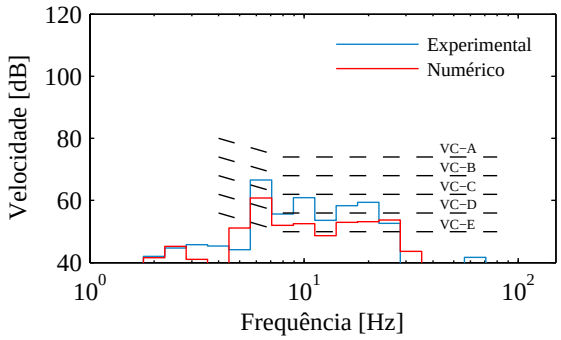
Figura 6.15 – Espetros de bandas de terço de oitava da velocidade vertical dos pontos da superfície do maciço situados a menores distâncias do eixo da via descendente: a) 3,5 m; b) 7,0 m; c) 15,0 m; d) 22,5 m.



a)



b)



c)

Figura 6.16 – Espetros de bandas de terço de oitava da velocidade vertical dos pontos da superfície do maciço situados a maiores distâncias do eixo da via descendente: a) 30,0 m; b) 37,5 m; c) 45,0 m.

6.6. SIMULAÇÃO DE UM CENÁRIO DE TRANSIÇÃO PROVOCADO PELA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DAS PALMILHAS

Por forma a acentuar a tridimensionalidade do problema e explorar as potencialidades da ferramenta na sua análise, simulou-se a existência de uma transição no troço em análise, resultante da variação da rigidez das palmilhas. Para esse efeito considerou-se que, enquanto na segunda metade do troço as palmilhas apresentavam a rigidez definida anteriormente (k = 620 kN/mm), na primeira metade eram utilizadas palmilhas mais flexíveis: k' = 200 kN/mm.

Procurando estabelecer uma comparação com a análise já apresentada neste capítulo, simulou-se novamente a passagem do comboio Alfa Pendular no troço em análise, com uma velocidade de 212 km/h. Para o estudo efetuado, utilizou-se o modelo dinâmico do sistema comboio-via-maciço descrito nas secções 6.2 a 6.4, procedendo-se somente à alteração do valor de rigidez das palmilhas na primeira metade do modelo.

Considerando que o modelo numérico da via se desenvolve ao longo da coordenada y e tendo em conta que este apresenta 60 m de comprimento, tem-se que 0 m < y < 60 m. A transição ocorre ao nível da secção intermédia, definida pela coordenada y = 30m. A Figura 6.17 ilustra o troço central da malha de elementos finitos adotada na modelação da via, procurando auxiliar na compreensão da descrição apresentada.

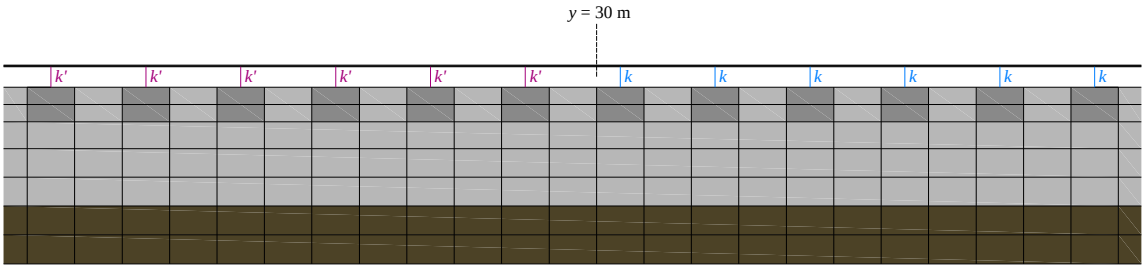


Figura 6.17 – Esquema do troço central da malha de elementos finitos adotada na modelação da via: perfil longitudinal.

Após a análise dinâmica do problema, procedeu-se ao estudo das respostas da via e da superfície do maciço adjacente, as quais serão apresentadas e brevemente discutidas de seguida.

6.6.1. Resposta da via

Começando pela análise da resposta do carril, as Figuras 6.18 e 6.19 apresentam a sua deformada em dois diferentes instantes de tempo, durante a passagem das primeiras carruagens do comboio AP no troço analisado.

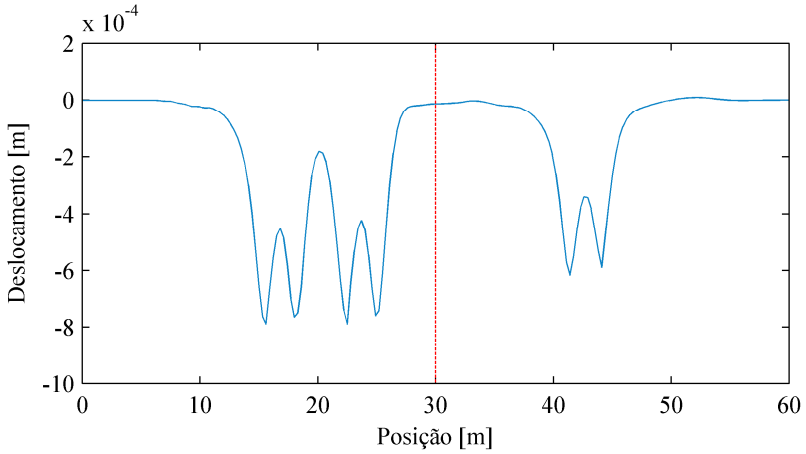


Figura 6.18 – Deformada do carril num instante em que as primeiras carruagens do comboio AP se encontram sobre o modelo.

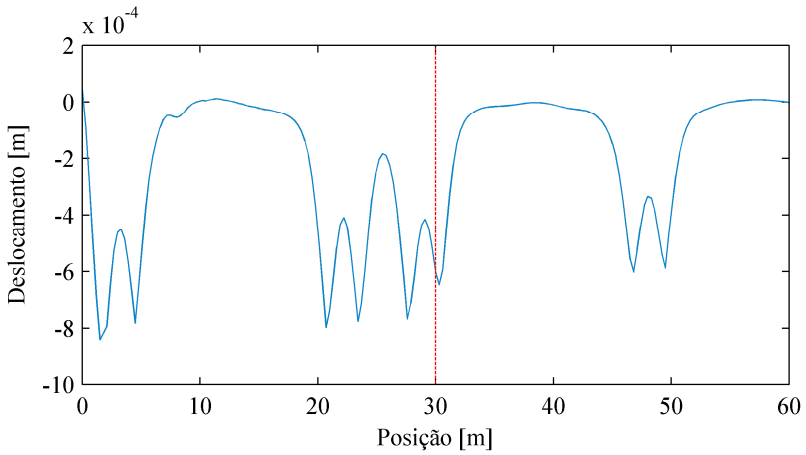
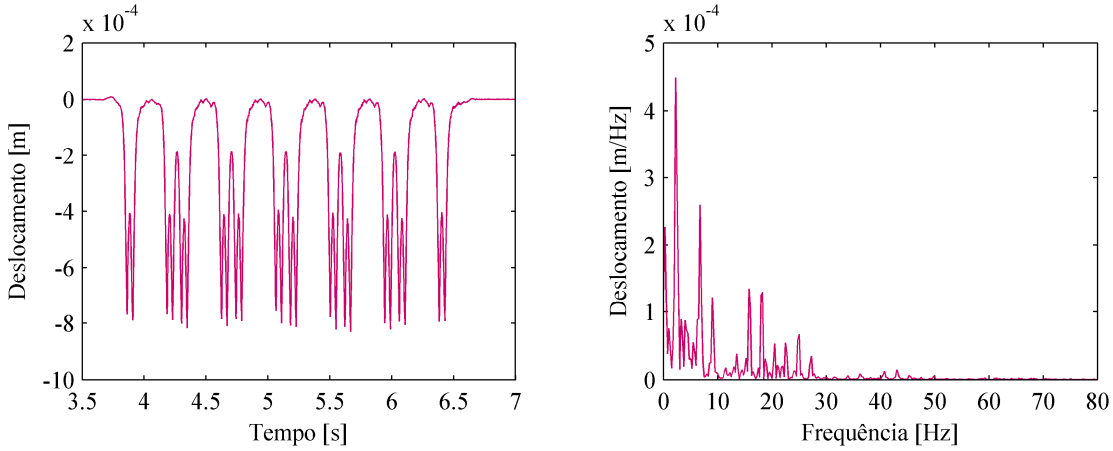


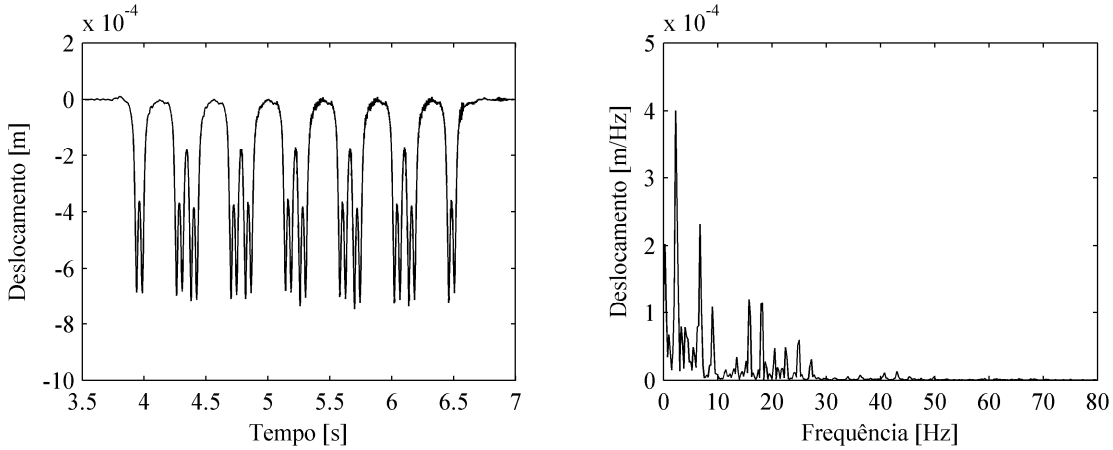
Figura 6.19 – Deformada do carril no instante em que o primeiro eixo do segundo bogie do comboio AP atravessa a secção de transição.

A observação das deformadas do carril permite identificar diferenças ao nível dos deslocamentos em cada um dos tramos. Como seria de esperar, os deslocamentos são mais elevados no tramo com palmilhas mais flexíveis (cerca de 0,8 mm) do que no tramo com palmilhas mais rígidas (cerca de 0,6 mm). A segunda deformada mostra ainda a variação verificada aquando da passagem de um dos eixos na zona de transição. Por forma a complementar a informação apresentada, e permitindo conclusões análogas, a Figura 6.18 mostra os registos temporais e respetivos conteúdos em frequência do

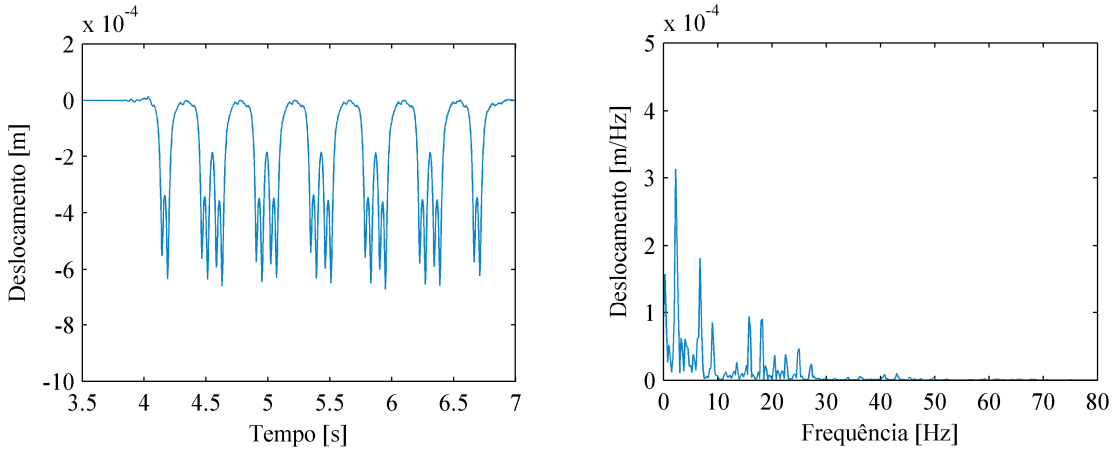
deslocamento vertical do carril em três secções: a) no tramo com palmilhas mais flexíveis; b) na transição; c) no tramo com palmilhas mais rígidas.



a)



b)



c)

Figura 6.20 – Deslocamento vertical do carril: a) no tramo com palmilhas mais flexíveis; b) na zona de transição; c) no tramo com palmilhas mais rígidas.

No contexto de uma análise deste género, tem interesse analisar também a variação das forças de interação roda-carril. Para esse efeito, a Figura 6.21 apresenta a evolução da força de interação roda-carril do primeiro eixo do comboio em função da sua posição.

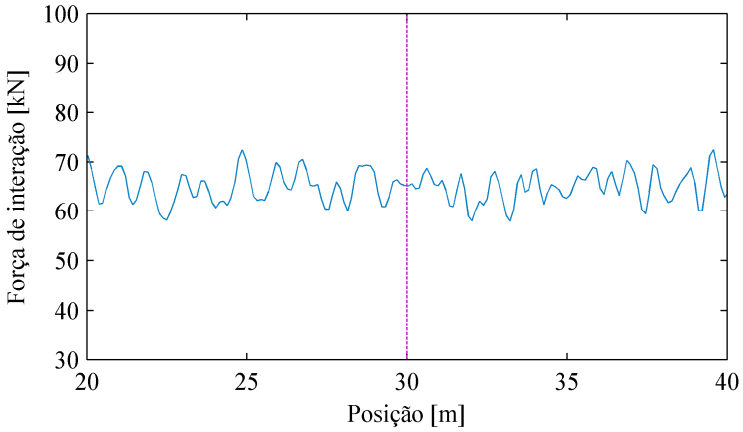


Figura 6.21 – Força de interação roda-carril do primeiro eixo do comboio Alfa Pendular.

Como é possível verificar, a mudança de rigidez das palmilhas não se traduziu numa variação da força de interação na zona de transição. Na verdade, a variação observada deve-se principalmente ao efeito das irregularidades do carril, o qual se mostra mais relevante. Por forma a separar os efeitos e sustentar a afirmação anterior, repetiu-se o estudo para um cenário de via perfeita. A Figura 6.22 mostra a evolução da força de interação quando as irregularidades da via não são consideradas.

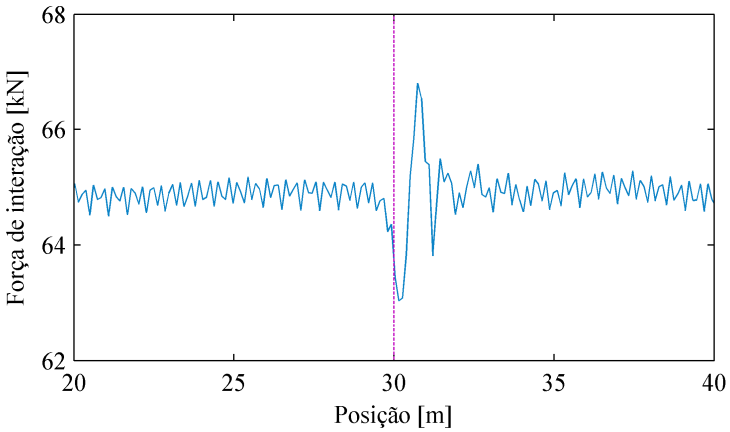


Figura 6.22 – Força de interação roda-carril do primeiro eixo do comboio Alfa Pendular, considerando um cenário de via perfeita (sem irregularidades).

Neste cenário, a variação da força dinâmica é inferior (como consequência da ausência de irregularidades), o que permite que o pico ao nível da transição ganhe significado. É ainda possível observar a pequena variação da força resultante do caráter discreto do apoio do carril.

No que diz respeito à resposta das travessas, e começando por uma abordagem mais global, a Figura 6.23 mostra a evolução do valor máximo do *running RMS* (τ = 0,125 s) da velocidade vertical das travessas em função da localização das mesmas.

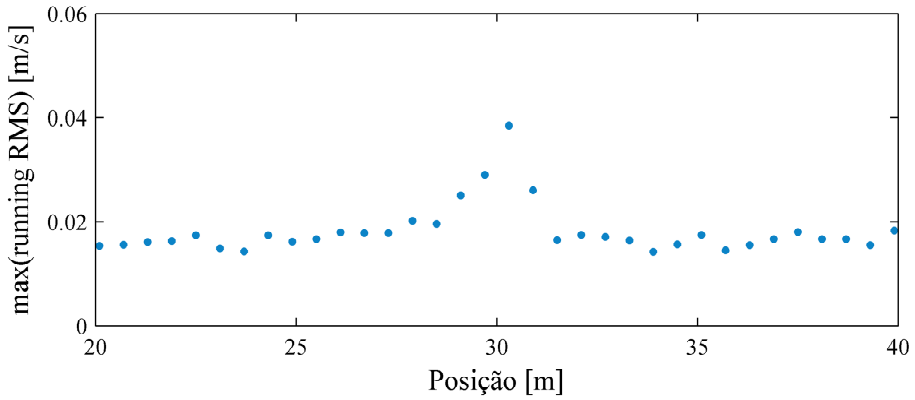


Figura 6.23 – Valor máximo do *running RMS* da velocidade vertical das travessas em função da sua localização.

A análise deste gráfico permite verificar que os níveis de vibração das travessas localizadas em cada um dos tramos são bastante semelhantes. Observa-se, no entanto, um aumento significativo da resposta das travessas junto à transição.

Os registos temporais da resposta nas várias travessas ajudam a ilustrar os comentários anteriores. A título exemplificativo, a Figura 6.24 apresenta os registos temporais da velocidade vertical de duas travessas: uma situada no tramo com as palmilhas mais flexíveis e outra no tramo com as palmilhas mais rígidas.

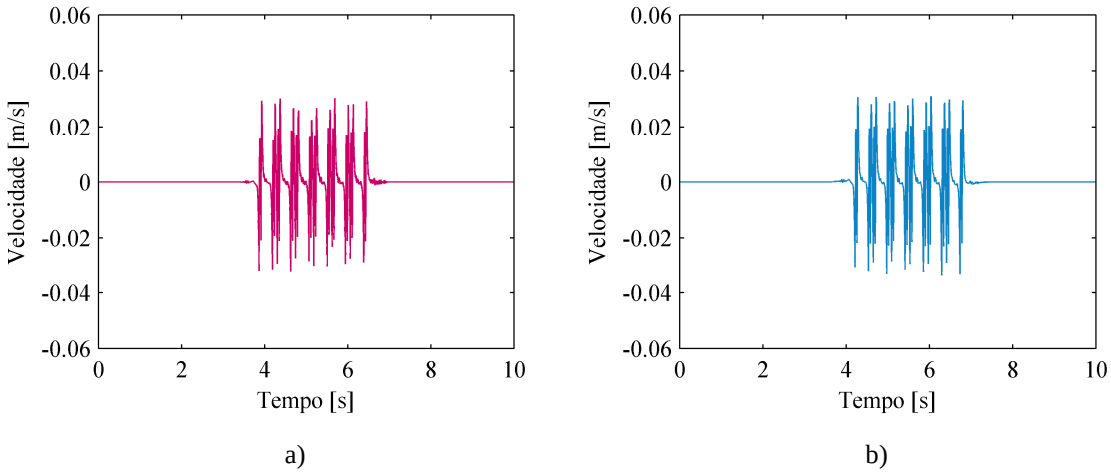


Figura 6.24 – Velocidade vertical de uma travessa localizada: a) no tramo com palmilhas mais flexíveis; b) no tramo com palmilhas mais rígidas.

Como é possível reparar, as respostas das travessas são semelhantes, sendo a velocidade de vibração bastante uniforme e com uma amplitude máxima ligeiramente inferior a 0,04 m/s em ambos os casos. Já a resposta da travessa localizada na zona de transição é afetada pela alteração da rigidez das palmilhas. Conforme evidencia a Figura 6.25, a perturbação introduzida conduz a um aumento da velocidade de vibração para valores superiores a 0,04 m/s (atingindo por vezes 0,05 m/s).

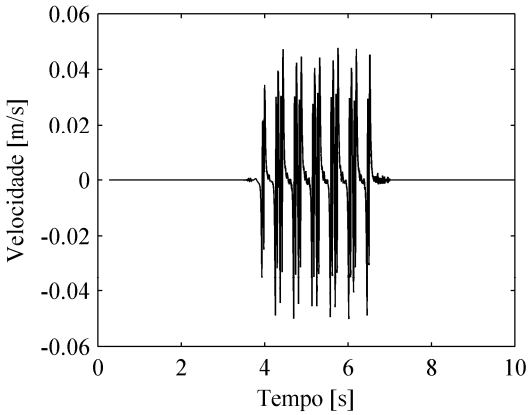
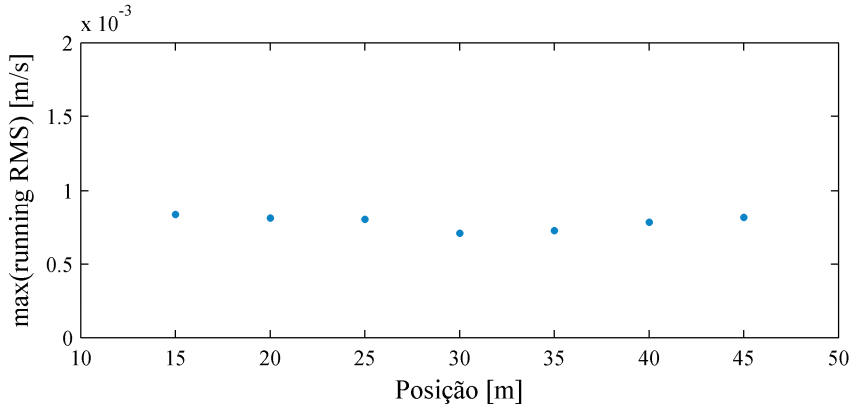


Figura 6.25 – Velocidade vertical da travessa localizada na transição.

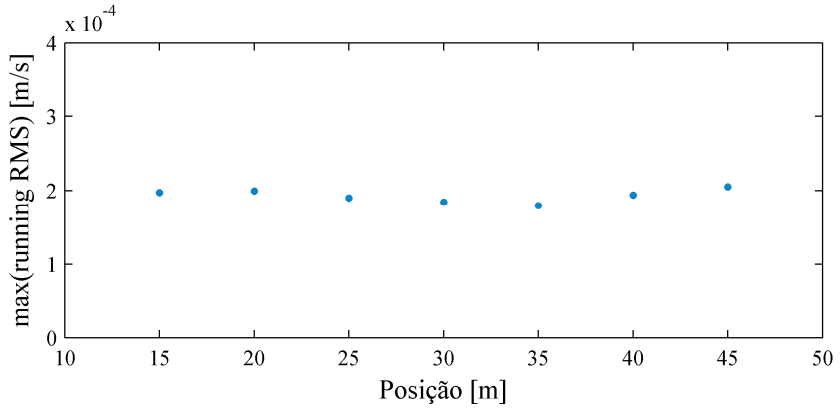
6.6.2. Resposta à superfície do maciço

Tal como no problema anterior, procedeu-se à análise das respostas à superfície do maciço em pontos a diferentes distâncias da via. Por forma a estudar a variação dos resultados ao longo do desenvolvimento da via, consideraram-se sete alinhamentos de pontos, com coordenadas *y* iguais a: 15 m, 20 m, 25 m, 30 m, 35 m, 40 m e 45 m. Todos os alinhamentos são perpendiculares à via e constituídos por pontos cuja distância ao eixo da via está compreendida entre 3,5 m e 45,0 m.

Começando por uma abordagem mais global dos resultados, a Figura 6.26 mostra a variação do valor máximo do *running RMS* (T=0,125 s) da velocidade vertical dos pontos da superfície do solo em função da localização do alinhamento. Procurando simplificar a exposição, opta-se pela apresentação dos resultados apenas nos pontos localizados a 3,5 m e a 22,5 m do eixo da via. Como é possível observar, a variação da resposta é relativamente pequena em ambos os casos, não sendo percetível qualquer efeito associado à transição existente na via. Embora não sejam aqui representados os gráficos correspondentes, o mesmo ocorre nos pontos a outras distâncias da via.



a)



b)

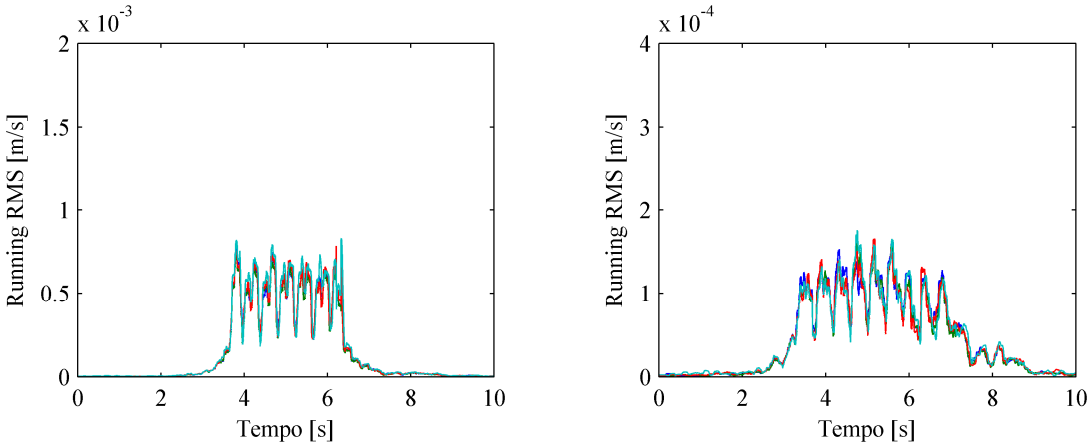
Figura 6.26 – Velocidade vertical de pontos da superfície do maciço situados a: a) 3,5 m do eixo da via; b) 22,5 m do eixo da via.

Na verdade, a resposta na superfície do maciço é pouco influenciada pela transição, sendo as ligeiras variações observadas justificadas principalmente pelas irregularidades da via e pela variação das propriedades do maciço.

A existência de perturbações resultantes da transição foi investigada ainda com mais pormenor através da análise da resposta da superfície do maciço junto a essa zona. Para esse efeito, mostrou-se necessário considerar alinhamentos adicionais. A Figura 6.27 mostra o valor *running RMS* (T=0,125 s) da velocidade vertical dos pontos da superfície do solo pertencentes a cinco alinhamentos definidos pela coordenada y igual a: 28 m, 29 m, 30 m, 31 m e 32 m. Uma vez mais, apenas são apresentados resultados nos pontos situados a 3,5 m e 22,5 m do eixo da via.

A análise dos gráficos permite verificar que as respostas apresentam comportamentos qualitativamente semelhantes. No que concerne à amplitude, verifica-se uma reduzida

dispersão, a qual resulta essencialmente da variação da componente dinâmica da solicitação. Não é visível qualquer perturbação causada pela transição, o que ajuda a comprovar o seu pequeno efeito na resposta da superfície do maciço.



a) b)

Figura 6.27 – Velocidade vertical de pontos da superfície do maciço junto à transição e situados: a) 3,5 m do eixo da via; b) 22,5 m do eixo da via.

6.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Este capítulo incidiu sobre a análise numérica do caso de estudo do Carregado com recurso à ferramenta numérica desenvolvida. Numa primeira fase, desenvolveu-se um modelo tridimensional do sistema via-maciço e simulou-se numericamente o ensaio de recetância, o que permitiu a definição das propriedades da via e a calibração do modelo adotado. Posteriormente, passou-se à componente fundamental deste trabalho, o estudo das vibrações geradas por tráfego.

O desenvolvimento de um modelo do comboio Alfa Pendular viabilizou a simulação da sua passagem no troço em estudo e a previsão dos níveis de vibração induzidos na via e na superfície do maciço adjacente. A comparação dos resultados obtidos pelas vias numérica e experimental possibilitou a validação experimental da ferramenta. No que diz respeito à resposta da via-férrea, foi possível identificar uma concordância quase perfeita entre os resultados. No que concerne à resposta da superfície do maciço, verificou-se que a concordância continua a ser boa e que os resultados numéricos conseguem traduzir as principais tendências observadas com o aumento da distância entre a solicitação e o ponto de observação. Importa, ainda assim, referir a presença de

ligeiras perturbações no início e no final dos registos temporais, as quais se tornam mais significativas com o aumento da distância do ponto de observação relativamente à via. A utilização de um modelo mais longo poderia permitir minimizar ou mesmo eliminar estas perturbações, melhorando a qualidade dos resultados. Também na comparação das respostas no domínio em frequência foram observadas algumas pequenas diferenças, mais evidentes numa gama de frequências relativamente baixas. Uma vez mais, este comportamento pode ser justificado pela utilização de um modelo com apenas 60 m de comprimento, o qual pode não ser suficiente para a reprodução perfeita dos maiores comprimentos de onda. No entanto, a consideração de um modelo mais longo não se mostrou viável no âmbito do trabalho realizado, quer por limitações de tempo quer de recursos computacionais. De qualquer forma, e em síntese, o balanço da comparação foi claramente positivo.

Com o computador pessoal já utilizado nos exemplos de validação apresentados no Capítulo 4 (Intel Core i7-860 2.80 GHz e 16 GB de memória RAM DDR3 1333 MHz), o cálculo efetuado (3,6 segundos de análise) demorou aproximadamente 98 horas. Embora seja um tempo de cálculo considerável, parece aceitável no contexto das análises efetuadas. A implementação de alguns melhoramentos na ferramenta, aliada ao contínuo avanço dos computadores, poderá permitir tornar os tempos de cálculo mais atrativos já a curto prazo.

Por forma a acentuar a tridimensionalidade do problema e explorar as potencialidades da ferramenta, simulou-se a presença de uma transição no troço em análise, a qual resulta da variação da rigidez das palmilhas utilizadas. A análise dinâmica do problema permitiu verificar que a transição imposta tem efeito essencialmente ao nível da via. No que diz respeito à superfície do maciço, a resposta é condicionada principalmente pelo perfil de irregularidades da via, pelo que o efeito da transição imposta não foi notado.

7. CONCLUSÕES E PROPOSTA DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES

Uma vez concluída a exposição dos trabalhos realizados, justifica-se nesta fase a apresentação de uma síntese das principais conclusões.

A presente dissertação centrou-se no estudo das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário na via-férrea e no maciço adjacente. Os trabalhos realizados visaram três componentes fundamentais, as quais se complementaram. A primeira componente esteve relacionada com o desenvolvimento de uma ferramenta numérica que permitisse a simulação do problema. A segunda consistiu no planeamento e desenvolvimento de um bastante completo campo experimental no Carregado, junto a um troço renovado da Linha do Norte, tendo como principal objetivo a análise das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. Finalmente, a terceira componente resultou de uma combinação das duas anteriores, baseando-se numa validação experimental da ferramenta desenvolvida, através da comparação de resultados numéricos e experimentais.

O Capítulo 2 pode ser encarado como um capítulo introdutório, ao longo do qual se procurou contextualizar a temática em estudo. Para além da descrição da problemática associada às vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, chamou-se também à atenção para aspetos que estiveram na base do trabalho desenvolvido e ajudaram a justificar algumas das opções tomadas.

Dada a complexidade da problemática, justificou-se a importância do desenvolvimento de metodologias que permitam a previsão com fiabilidade das vibrações no sistema comboio-via-maciço. A crescente capacidade dos computadores tem contribuído para

um aumento significativo do recurso a metodologias numéricas. Neste contexto, a utilização de modelos baseados no conceito 2.5D revela-se bastante atrativa nos cenários em que seja aceitável assumir a via como invariante ao longo da sua direção longitudinal. No entanto, o uso destas ferramentas não é tão adequado quando se pretende estudar variações longitudinais da geometria ou das propriedades mecânicas da via. A análise de cenários em que as referidas variações ocorrem motiva o recurso a ferramentas com um caráter realmente tridimensional.

A importância da avaliação experimental das vibrações induzidas por tráfego ferroviário ficou também evidente. Este procedimento permite obter informação extremamente útil, não só para a compreensão do fenómeno mas também para a validação de ferramentas de previsão.

Nos Capítulos 3 e 4 apresentou-se uma ferramenta numérica desenvolvida tendo em vista a análise de problemas 3D de interação dinâmica veículo-estrutura-maciço. A ferramenta desenvolvida baseia-se na descrição do comportamento do maciço através das suas funções de Green e na simulação da estrutura e do veículo com recurso a elementos finitos. Na realidade, trata-se de um caso particular de acoplamento MEF/MEC, formulado no domínio do tempo, em que a estrutura modelada com elementos finitos se encontra assente na superfície do maciço.

A estratégia definida visou aproveitar as potencialidades dos dois métodos. Por um lado, as funções de Green do maciço permitem uma reprodução adequada do seu comportamento dinâmico. Por outro, o uso de elementos finitos facilita a modelação do veículo e da via com um nível de complexidade adequado a cada problema.

A determinação das funções de Green baseou-se na idealização do maciço como um meio semi-indefinido homogéneo ou como um meio semi-indefinido estratificado. No caso de um meio semi-indefinido homogéneo, as funções de Green encontram-se definidas analiticamente, o que se revelou extremamente atraente do ponto de vista computacional. Estas soluções não contemplam, no entanto, o efeito do amortecimento material do meio. A simulação do maciço de forma mais realista requereu portanto o recurso a ferramentas mais adequadas, neste caso o Método das Matrizes de Rigidez, (disponível na ferramenta EDT). Este método permite o estudo não só de meios semi-

indefinidos homogéneos (tendo em conta o efeito do amortecimento) mas também de meios semi-indefinidos estratificados. Conforme seria de esperar, verificou-se que o cálculo das funções de Green por esta via resulta num acréscimo significativo do custo computacional associado.

O acoplamento dos três subsistemas foi conseguido através de considerações baseadas no equilíbrio de forças e na compatibilização de deslocamentos, resultando num sistema de equações global que pode ser resolvido de forma direta, com recurso ao Método de Gauss ou equivalente.

Após a apresentação da metodologia, houve a preocupação de descrever, no Capítulo 4, o processo envolvido na sua implementação e destacar os aspetos computacionais mais relevantes.

Neste contexto mostrou-se relevante a impossibilidade de armazenamento das matrizes de flexibilidade do maciço em memória. Procurando contornar a referida dificuldade, optou-se por proceder à sua escrita em ficheiros binários. Este procedimento viabilizou a análise de problemas de maior dimensão, em que não seria possível armazenar todas as matrizes em memória. Como contrapartida, a necessidade de efetuar a escrita e a leitura dos ficheiros traduz-se numa considerável perda de eficiência da ferramenta. No entanto, a contínua evolução dos equipamentos informáticos tem permitido a utilização de computadores com cada vez mais memória disponível. Muito provavelmente, a curto prazo será viável o armazenamento em memória das matrizes de flexibilidade, mesmo em problemas de grandes dimensões. Esta alteração poderá permitir um aumento bastante significativo da eficiência da ferramenta.

Outro aspeto importante resultou da implementação de um procedimento para o estudo de sistemas simétricos de uma forma mais eficiente. De facto, o estudo de sistemas simétricos com recurso ao MEF é bastante simples, sendo suficiente a modelação de metade do sistema e a imposição de condições de apoio adequadas ao longo do plano de simetria. No entanto, este procedimento não se aplica ao maciço (simulado através de funções de Green), pelo que se revelou necessário definir uma abordagem alternativa, baseada na imposição de uma simetria ou antissimetria das tensões que lhe serão transmitidas pela estrutura. O procedimento adotado permite operar com matrizes com

metade da dimensão do problema original, o que se traduz numa redução significativa do tempo de cálculo e dos recursos computacionais necessários.

A estabilidade do método mereceu também uma atenção especial, já que a formulação do MEC no domínio do tempo (da qual a abordagem seguida é um caso particular) pode apresentar problemas de estabilidade caso o intervalo de tempo não seja adequado. As instabilidades observadas resultam de uma violação da condição de causalidade, sendo que as funções de forma dos elementos de contorno se revelam incapazes de representar corretamente a passagem de uma frente de onda ao longo do elemento. A escolha de intervalos de tempo inferiores aos recomendados conduz a instabilidades do esquema de integração. Já o uso de intervalos de tempo superiores não induz instabilidades, mas conduz a resultados menos rigorosos. Desta forma, verificou-se que a utilização de uma metodologia baseada no acoplamento MEF/MEC como a que foi desenvolvida implica a procura de um equilíbrio na escolha do intervalo de tempo: deve ser suficientemente pequeno para permitir uma simulação adequada do problema (nomeadamente no que diz respeito às altas frequências), mas sem originar instabilidades do processo.

Foram ainda apresentados e discutidos alguns exemplos numéricos, os quais fazem parte de um vasto conjunto de análises realizadas no âmbito da validação da ferramenta. Os resultados obtidos foram comparados com resultados disponíveis na bibliografia ou fornecidos por uma ferramenta 2.5D MEF/MEC previamente validada. A comparação permitiu observar uma concordância quase perfeita entre os resultados, sendo possível verificar um bom desempenho da ferramenta na avaliação da resposta da estrutura e da superfície do maciço na sua vizinhança.

Os exemplos apresentados permitiram ainda confirmar a importância da discretização, temporal e espacial, e sua influência nos resultados obtidos. Ficou claro que a análise de problemas envolvendo gamas de frequências mais elevadas implica a utilização de elementos de interação de reduzida dimensão, o que viabiliza também a adoção de intervalos de tempo mais pequenos e geralmente mais adequados. Um outro parâmetro que se revelou bastante importante foi o comprimento do modelo, pelo que o uso de modelos longos é recomendado, principalmente quando se pretenda conhecer a resposta em pontos mais afastados da solicitação.

Os cálculos efetuados comprovaram a elevada exigência computacional associada à análise 3D de problemas de interação dinâmica veículo-estrutura-maciço com recurso a formulações no domínio do tempo e do espaço. Com um computador com processador Intel Core i7-860 (2.80 GHz) e 16 GB de memória RAM (DDR3, 1333MHz), o cálculo associado ao último dos exemplos de validação apresentados demorou cerca de 36 horas, bastante mais do que o tempo requerido pela ferramenta 2.5D MEF/MEC (pouco mais de 1 hora). Ainda assim, importa salientar que no estudo deste tipo de problemas com a ferramenta 2.5D, e ao contrário do que acontece com a ferramenta proposta, o tempo de cálculo aumenta proporcionalmente ao número de frequências a considerar na análise. Deste facto resulta uma redução significativa da diferença entre os tempos de cálculo com o aumento do número de frequências, sendo que em alguns casos a ferramenta desenvolvida poderá eventualmente permitir a obtenção de resultados num mais curto espaço de tempo.

Pese embora os bons resultados obtidos nos exemplos apresentados, o processo de validação da ferramenta apenas ficou concluído com a análise do caso de estudo real, apresentado nos Capítulos 5 e 6 da dissertação.

O Capítulo 5 foi inteiramente dedicado à análise experimental das vibrações induzidas por tráfego ferroviário num troço renovado da Linha do Norte. A campanha experimental efetuada englobou três componentes essenciais que se complementam: i) caracterização geomecânica do maciço; ii) caracterização mecânica e geométrica da via; iii) medição de vibrações geradas pela passagem de tráfego ferroviário.

Por um lado, a informação obtida permitiu a validação experimental da ferramenta numérica. Por outro, contribuiu para o aumento do número de casos de estudo reais documentados na bibliografia. Em relação a este último ponto, importa aliás referir que não é extensa a lista de campanhas tão completas e tão bem documentadas como a que aqui foi apresentada.

De entre o leque de ensaios efetuados tendo em vista a caracterização do maciço de fundação, os ensaios *cross-hole* mostraram-se fundamentais para a estimativa das suas propriedades de rigidez dinâmica. Embora os valores fornecidos pelos dois ensaios efetuados não fossem coincidentes, eram muito próximos, pelo que pareceu bastante

razoável a consideração de um perfil definido pela média dos ensaios. Tendo em vista a estimativa dos parâmetros de amortecimento do maciço, adotou-se uma metodologia baseada na análise do seu comportamento dinâmico quando solicitado à superfície por um excitador de frequência controlada. Um procedimento assente no ajuste entre as respostas do maciço, obtidas pelas vias numérica e experimental, tornou possível uma estimativa do perfil de amortecimento do maciço com uma concordância bastante aceitável entre as respostas.

No que concerne à geometria da via-férrea, procedeu-se a uma medição do perfil de irregularidades dos carris no troço estudado. A caracterização deste perfil revela-se fundamental, pela sua associação a um dos mecanismos de excitação dinâmica com mais relevância no problema em análise. A passagem do veículo de inspeção da via da REFER (EM120) no troço estudado permitiu medir o perfil de nivelamento longitudinal dos carris, na gama de comprimentos de onda compreendidos entre 1 m e 25 m. Um outro equipamento da REFER (VOGEL RMF$^{2.3E}$) tornou possível a medição de comprimentos de onda menores, compreendidos entre 0,005 m e 1 m. Desta forma, a informação fornecida pelos dois equipamentos complementou-se, dando origem a um perfil de irregularidades da via com informação na gama de comprimentos de onda com interesse.

A informação fornecida pelos ensaios de recetância mostrou-se útil para a compreensão do comportamento dinâmico da via-férrea, tendo sido ainda utilizada na calibração das propriedades dinâmicas da via. Procurando analisar a variabilidade dos resultados ao longo do troço em análise, repetiu-se o ensaio em diversas travessas, num total de 20 secções compreendidas numa extensão de aproximadamente 40 m. A repetição do ensaio permitiu identificar diferenças significativas em algumas das secções analisadas, o que sugere a necessidade de proceder a uma caracterização espacial adequada da função de receptância (a adotar na calibração de modelos numéricos, por exemplo).

A avaliação das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário constituiu um dos pontos principais da campanha experimental desenvolvida. Para esse efeito procedeu-se à medição da resposta dinâmica vertical da via e da superfície do maciço adjacente durante a passagem de diversos comboios. Dos mais de 30 eventos registados, optou-se por apresentar e discutir os resultados correspondentes a três eventos relativos à

passagem de três diferentes tipos de comboios. Por outro lado, e tendo em vista uma breve análise da dispersão dos resultados, procedeu-se ao agrupamento dos eventos registados de acordo com o comboio envolvido e respetiva velocidade de circulação, tendo sido apresentados os resultados correspondentes a alguns desses grupos. Uma observação mais global dos resultados obtidos para cada grupo permitiu identificar respostas qualitativamente muito semelhantes. No que concerne à amplitude das respostas, é possível observar alguma dispersão, a qual é mais significativa ao nível da via e nos eventos correspondentes à passagem dos comboios Suburbanos. Em parte este facto pode ser explicado pela maior variação das suas cargas quase-estáticas, como consequência das oscilações da sua taxa de ocupação em função do período do dia em que se verifica a passagem.

A campanha experimental realizada foi fundamental para o trabalho desenvolvido pela quantidade de informação gerada e que permitiu toda a discussão efetuada ao longo do Capítulo 5, mas também por viabilizar a validação experimental da ferramenta numérica descrita no Capítulo 6 da dissertação.

Tendo em vista a validação experimental da ferramenta, procedeu-se então à análise numérica do caso de estudo do Carregado. Numa primeira fase, o desenvolvimento de um modelo tridimensional do sistema via-maciço e a simulação numérica do ensaio de recetância permitiu a definição das propriedades dinâmicas da via. Posteriormente, o desenvolvimento de um modelo do comboio Alfa Pendular viabilizou a simulação da sua passagem no troço em estudo e a previsão dos níveis de vibração induzidos na via e na superfície do maciço adjacente.

A comparação dos resultados obtidos pelas duas vias possibilitou a validação experimental da ferramenta, sendo o balanço bastante positivo. No que diz respeito à via, observou-se uma concordância quase perfeita entre os resultados. No que concerne à resposta da superfície do maciço, verificou-se que a concordância continua a ser boa e que os resultados numéricos conseguem traduzir as principais tendências observadas com o aumento da distância entre a solicitação e o ponto de observação. Notou-se, ainda assim, a presença de ligeiras perturbações no início e no final dos registos temporais, as quais se tornam mais significativas com o aumento da distância do ponto de observação relativamente à via. A utilização de um modelo mais longo poderia permitir minimizar

ou mesmo eliminar as referidas perturbações, melhorando a qualidade dos resultados. Também na comparação das respostas no domínio em frequência foram observadas algumas pequenas diferenças, mais evidentes numa gama de frequências relativamente baixas. Uma vez mais, este comportamento pode ser justificado pela utilização de um modelo com apenas 60 m de comprimento, o qual pode não ser suficiente para a reprodução perfeita dos maiores comprimentos de onda. No entanto, a consideração de um modelo mais longo não se mostrou viável no âmbito deste trabalho, quer por limitações de tempo quer de recursos computacionais.

Com o mesmo computador pessoal utilizado nos exemplos de validação apresentados no Capítulo 4, este cálculo demorou aproximadamente 98 horas. Embora não seja um tempo de cálculo inaceitável, dificulta a realização de estudos envolvendo um elevado número de análises. A implementação de alguns melhoramentos na ferramenta, aliada ao contínuo avanço dos computadores, poderá permitir tornar os tempos de cálculo mais atrativos já a curto prazo.

Por forma a acentuar a tridimensionalidade do problema e explorar as potencialidades da ferramenta neste tipo de estudos, simulou-se a presença de uma transição no troço em análise, resultante da variação da rigidez das palmilhas utilizadas. O efeito da transição imposta pode ser identificado essencialmente ao nível da via; à superfície do maciço quase não foi notado, sendo a resposta condicionada principalmente pelo perfil de irregularidades.

7.2. PROPOSTA DE DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Ao longo do estudo realizado, foram surgindo diversas perspetivas de investigação, as quais não foram seguidas por limitações de tempo ou de recursos. Na opinião do autor, algumas delas merecem uma atenção futura, por forma a dar continuidade ao trabalho já desenvolvido, pelo que são apresentadas de seguida:

- para além dos casos já estudados, a ferramenta numérica desenvolvida permite o estudo de diversos problemas envolvendo cenários em que existam variações geométricas ou mecânicas da via ao longo da sua direção longitudinal, como é o caso das zonas de transição entre via balastrada e via em laje;

- a ferramenta desenvolvida permite também o estudo de problemas envolvendo uma interação dinâmica ao nível do sistema comboio-via-maciço-edifício, possibilitando a previsão dos níveis de vibração verificados no interior de edifícios existentes na vizinhança da via;

- ainda no âmbito da ferramenta numérica, a sua eficiência poderá ser aumentada, por forma a conseguir uma diminuição que se julga significativa dos tempos de cálculo. A referida otimização pode ser conseguida quer através de técnicas de processamento paralelo correntes quer recorrendo ao GPU (*Graphics Processing Unit*). A redução dos tempos de cálculo mostra-se extremamente relevante, já que facilitará a realização de estudos paramétricos;

- no que diz respeito à análise experimental das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, considera-se com interesse a realização de campanhas tendo em vista a medição das respostas da via, dos terrenos adjacentes e de edifícios existentes na vizinhança;

- para terminar, uma referência à necessidade de proceder à realização de mais estudos pormenorizados de algumas medidas de mitigação das vibrações, para além dos já realizados até ao momento. Uma combinação de informação proveniente de estudos numéricos e experimentais poderá será vantajosa para o sucesso desses estudos.

Antes de terminar, importa aliás referir que algumas das sugestões apresentadas correspondem a tarefas já em curso no seio do grupo de investigação em que o autor se insere e nas quais está envolvido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

Achenbach, J. D. - *Wave Propagation in Elastic Solids*. Amsterdam: North-Holland Series in Applied Mathematics and Mechanics Series, 1973.

Adam, M., Von Estorff, O. - *Reduction of train-induced building vibrations by using open and filled trenches*. Computers & Structures, 83:1: p. 11-24, 2005.

Ahmad, S., Al-Hussaini, T. M. - *Simplified design for vibration screening by open and in-filled trenches*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117 (1):p. 67-88, 1991.

Alves Costa, P. - *Vibrações do sistema via-maciço induzidas por tráfego ferroviário. Modelação numérica e validação experimental*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.

Alves Costa, P., Calçada, R., Silva Cardoso, A. - *Ballast mats for the reduction of railway traffic vibrations. Numerical study*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 42: p. 137-150, 2012a.

Alves Costa, P., Calçada, R., Silva Cardoso, A. - *Influence of train dynamic modelling strategy on the prediction of track-ground vibrations induced by railway traffic*. Journal of Rail and Rapid Transit, 226:4: p. 434-450, 2012b.

Alves Costa, P., Calçada, R., Silva Cardoso, A., Bodare, A. - *Influence of soil non-linearity on the dynamic response of high-speed railway tracks*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30: p. 221-235, 2010.

Alves Ribeiro, C. - *Transições aterro-estrutura em linhas ferroviárias de alta velocidade: análise experimental e numérica*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.

Anagnostopoulos, A., Koukis, G., Sabatakakis, N., Tsiambaos, G. - *Empirical correlations of soil parameters based on Cone Penetration Tests (CPT) for Greek soils*. Geotechnical and Geological Engineering, 21:4: p. 377-387, 2003.

Auersch, L. - *The excitation of ground vibration by rail traffic: theory of vehicle–track–soil interaction and measurements on high-speed lines*. Journal of Sound and Vibration, 284:1-2: p. 103-132, 2005.

B

Badsar, S. A. - *In situ determination of material damping in the soil at small deformation ratios*. PhD Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, 2012.

Badsar, S. A., Schevenels, M., Haegeman, W., Degrande, G. - *Determination of the material damping ratio in the soil from SASW tests using the half-power bandwidth method*. Geophysical Journal International, 182:3: p. 1493-1508, 2010.

Bahrekazemi, M. - *Train-Induced Ground Vibration and Its Prediction*. PhD Thesis, Royal Institute of Technology, 2004.

Barron de Angoiti, I. - *High speed rail: a global perspective*. In: Tunnels for high-speed railways, R. Calçada et al., Editors, FEUP, Porto, 2009.

Basu, U., Chopra, A. K. - *Perfectly matched layers for time-harmonic elastodynamics of unbounded domains: theory and finite-element implementation*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 192:11-12: p. 1337-1375, 2003.

Basu, U., Chopra, A. K. - *Perfectly matched layers for transient elastodynamics of unbounded domains*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 59:8: p. 1039-1074, 2004.

Bellana, N. - *Shear wave velocity as function of SPT penetration resistance and vertical effective stress at California bridge sites*. MSc Thesis, University of California, 2009.

Berenger, J.-P. - *A perfectly matched layer for the absorption of electromagnetic waves*. Journal of Computational Physics., 114:2: p. 185-200, 1994.

Bettess, P. - *Infinite elements*. First Edition. Phenshaw Press, 1992.

Bode, C., Hirschauer, R., Savidis, S. A. - *Soil–structure interaction in the time domain using halfspace Green's functions*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 22:4: p. 283-295, 2002.

Bongini, E., Lombaert, G., François, S., Degrande, G. - *A parametric study of the impact of mitigation measures on ground borne vibration due to railway traffic*. In: 8th International Conference on Structural Dynamics - EURODYN 2011, Leuven, Belgium, 2011.

Busch, T., Gendreau, M., Amick, H. - *Vibration and Noise Criteria used to Evaluate Environmental Impacts of Transportation Projects on Sensitive Facilities*. In: SPIE Conference 5933, Engineering, International Society fot Optical, San Diego, CA, 2005.

C

CargoVibes Project - *Attenuattion of ground-borne vibration affecting residents near freight railway lines* (http://www.cargovibes.eu).

Carlbom, P. - *Combining MBS with FEM for Rail Vehicle Dynamics Analysis*. Multibody System Dynamics, 6:3: p. 291-300, 2001.

Chao, C. C. - *Dynamic response of an elastic half-space to tangential surface loadings*. Journal of Applied Mechanics, 27 (September): p. 559-567, 1960.

Chebli, H., Othman, R., Clouteau, D., Arnst, M., Degrande, G. - *3D periodic BE–FE model for various transportation structures interacting with soil*. Computers and Geotechnics, 35:1: p. 22-32, 2008.

Chopra, A. - *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Fourth Edition. New Jersey: Prentice Hall, 1995.

Correia dos Santos, N., Alves Costa, P., Calçada, R., Delgado, R., Silva Cardoso, A. - *Caracterização de vibrações induzidas por tráfego ferroviário na via e na vizinhança da via num troço da linha do Norte*. In: 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal, 2010a.

Correia dos Santos, N., Barbosa, J., Calçada, R., Azevedo, A., Delgado, R. - *A 3D time domain formulation for the analysis of train induced vibrations*. In: International Conference on Noise and Vibration Engineering – ISMA 2010, Leuven, Belgium, 2010b.

Correia dos Santos, N., Barbosa, J., Calçada, R., Azevedo, A., Delgado, R. - *Implementation of a three-dimensional time domain formulation for the prediction of vehicle induced vibrations*. In: Tenth International Conference on Computational Structures Technology - CST 2010, Valencia, Spain, 2010c.

D

De Man, A. P. - *DYNATRACK: A survey of dynamic railway track properties and their quality*. PhD Thesis, Technische Universiteit Delft, 2002.

Degrande, G. - *H02Z8A Seismic wave propagation - Course notes*. Katholieke Universiteit Leuven, 2008.

Degrande, G., Broeck, P., Cloteau, D. - *A critical appraisal of in situ vibration measurements*. In: EURODYN'96, Balkema, Florence, Italy, 1996.

Degrande, G., Geraedts, K. - *An electronic learning environment for the study of seismic wave propagation*. Computers & Geosciences, 34:6: p. 569-591, 2008.

Degrande, G., Schillemans, L. - *Free field vibrations during the passage of a Thalys high-speed train at variable speed*. Journal of Sound and Vibration, 247:1: p. 131-144, 2001.

Dieterman, H. A., Metrikine, A. - *The equivalent stiffness of a half-space interacting with a beam. Critical velocities of a moving load along the beam*. European Journal of Mechanics A/Solids, 15(1): p. 67-90, 1996.

DIN 4150-2 - *Structural vibration - Part 2: Human exposure to vibration in buildings*. Deutsches Institut für Normung, 1999.

DIN 4150-3 - *Structural vibration - Part 3: Effects of vibration on structures*. Deutsches Institut für Normung, 1999.

Dominguez, J. - *Boundary Elements in Dynamics*. Computational Mechanics Publications, Elsevier Applied Science, 1993.

E

Ekevid, T., Wiberg, N.-E. - *Wave propagation related to high-speed train: A scaled boundary FE-approach for unbounded domains*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 191:36: p. 3947-3964, 2002.

EN 13848-5 - *Railway Applications - Track - Track geometry quality - Part 5: Geometry quality levels*. European Committee for Standardization (CEN), 2008.

Esveld, C. - *Modern Railway Track*. 2nd Edition. Zaltbommel: MRT Productions, 2001.

F

Fiala, P., Degrande, G., Augusztinovicz, F. - *Numerical modelling of ground-borne noise and vibration in buildings due to surface rail traffic*. Journal of Sound and Vibration, 301:3-5: p. 718-738, 2007.

François, S. - *Nonlinear modelling of the response of structures due to ground vibrations*. PhD Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, 2008.

François, S., Schevenels, M., Galvín, P., Lombaert, G., Degrande, G. - *A 2.5D coupled FE–BE methodology for the dynamic interaction between longitudinally invariant structures and a layered halfspace*. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 199:23-24: p. 1536-1548, 2010.

G

Galvin, P. - *Análisis numérico y experimental de las vibraciones ocasionadas por el paso de trenes de alta velocidad en el suelo y en estructuras cercanas a la vía*. Tese de Doutoramento, Universidad de Sevilla, 2007.

Galvín, P., Domínguez, J. - *Analysis of ground motion due to moving surface loads induced by high-speed trains.* Engineering Analysis with Boundary Elements, 31:11: p. 931-941, 2007.

Galvín, P., Domínguez, J. - *Experimental and numerical analyses of vibrations induced by high-speed trains on the Córdoba–Málaga line*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29:4: p. 641-657, 2009.

Galvín, P., François, S., Schevenels, M., Bongini, E., Degrande, G., Lombaert, G. - *A 2.5D coupled FE-BE model for the prediction of railway induced vibrations.* Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30:12: p. 1500-1512, 2010a.

Galvín, P., Romero, A., Domínguez, J. - *Fully three-dimensional analysis of high-speed train–track–soil-structure dynamic interaction*. Journal of Sound and Vibration, 329:24: p. 5147-5163, 2010b.

Galvín, P., Romero, A., Domínguez, J. - *Vibrations induced by HST passage on ballast and non-ballast tracks*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30:9: p. 862-873, 2010c.

Gordon, C. - *Generic Criteria for Vibration-Sensitive Equipment*. In: SPIE'91 Proceedings, Engineering, International Society for Optical, San Jose, CA, 1991.

Gordon, C. - *Generic Vibration Criteria for Vibration-Sensitive Equipment*. In: SPIE'99 Proceedings, Engineering, International Society for Optical, Denver, CO, 1999.

Guan, F., Novak, M. - *Transient Response of an Elastic Homogeneous Half-Space to Suddenly Applied Rectangular Loading*. Journal of Applied Mechanics, 61:2: p. 256-263, 1994.

Gupta, S., Degrande, G., Lombaert, G. - *Experimental validation of a numerical model for subway induced vibrations*. Journal of Sound and Vibration, 321:3-5: p. 786-812, 2009.

H

Hall, L. - *Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23:5: p. 403-413, 2003.

Hall, L. - *Simulations and analyses of train-induced ground vibrations. A comparative study of of two- and three-dimensional calculations with actual measurements*. PhD Thesis, Royal Institute of Technology, 2000.

Hanson, C. E., Towers, D. A., Meister, L. D. - *High-Speed Ground Transportation Noise and Vibration Impact Assessment*. U. S. Department of Transportation, Federal Railroad Administration, HMMH Report No. 293630-4, 2005.

Hanson, D. - *Operational modal analysis and model updating with a cyclostationary input*. PhD Thesis, University of New South Wales, 2006.

Hasancebi, N., Ulusay, R. - *Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 66:2: p. 203-213, 2007.

Haskell, N. A. - *The dispersion of surface waves on multilayered media*. Bulletin of the Seismological Society of America, 43: p. 17-34, 1953.

Holm, G., Andréasson, B., Bengtsson, P.-E., Bodare, A., Eriksson, H. - *Mitigation of Track and Ground Vibrations by High Speed Trains at Ledsgård, Sweden*. Linköping: Swedish Deep Stabilization Research Centre, Report 10, 2002.

Hung, H.-H., Yang, Y.-B. - *A Review of Researches on Ground-Borne Vibrations with Emphasis on Those Induced by Trains*. Proceedings of the National Science Council of the Republic of China (A), 25:1: p. 1-16, 2001.

Hung, H. H., Yang, Y. B., Chang, D. W. - *Wave Barriers for Reduction of Train-Induced Vibrations in Soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130:12: p. 1283-1291, 2004.

Hussein, M. - *Vibration from underground railways*. PhD Thesis, University of Cambridge, 2004.

I

ISO 2631-1 - *Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 1: General requirements*. International Organization for Standardization, 1997.

ISO 2631-2 - *Mechanical vibration and shock - Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)*. International Organization for Standardization, 2003.

ISO 4866 - *Mechanical vibration and shock - Vibration of buildings - Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on buildings*. International Organization for Standardization, 1990.

ISO 10811-1 - *Mechanical vibration and shock - Vibration and shock in buildings with sensitive equipment - Part 1: Measurement and evaluation*. International Organization for Standardization, 2000.

ISO 10811-2 - *Mechanical vibration and shock - Vibration and shock in buildings with sensitive equipment - Part 1: Classification*. International Organization for Standardization, 2000.

ISO 14837-1 - *Mechanical vibration - Ground-borne noise and vibration arising from rail systems - Part 1: General guidance*. International Organization for Standardization, 2005.

Itoh, K., Zeng, X., Koda, M., Murata, O., Kusakabe, O. - *Centrifuge simulation of wave propagation due to vertical vibration on shallow foundations and vibration attenuation countermeasures*. Journal of Vibration and Control, 11: p. 781-800, 2005.

J

Johansson, A., Nielsen, J. C. O., Bolmsvik, R., Karlström, A., Lundén, R. - *Under sleeper pads. Influence on dynamic train-track interaction*. Wear, 265:9-10: p. 1479-1487, 2008.

Jones, C. J. C., Block, J. R. - *Prediction of ground vibration from freight trains*. Journal of Sound and Vibration, 193:1: p. 205-213, 1996.

K

Kausel, E. - *Fundamental Solutions in Elastodynamics: a Compendium*. New York: Cambridge University Press, 2006.

Kausel, E. - *Lamb's problem at its simplest.* Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Science, p. 2012.

Kausel, E., Barbosa, J. - *PMLs: A direct approach.* International Journal for Numerical Methods in Engineering, 90:3: p. 343-352, 2012.

Kausel, E., Roësset, J. M. - *Stiffness matrices for layered soils* Bulletin of the Seismological Society of America, 71:6: p. 1743-1761, 1981.

Kogut, J. - *In situ vibration measurements on the high speed track L2 Brussels-Köln*. In: IABSE Symposium Structures for High-Speed Railway Transportation, Antwerp, Belgium, 2003.

Kogut, J., Degrande, G. - *Assessment of the dynamic parameters of the HST track L2 Brussels - Köln in Lincent using rail receptance measurements*. K. U. Leuven: Report BWM-2003-05, 2003.

Krylov, V. - *Generation of ground vibrations by superfast trains*. Applied Acoustics, 44:2: p. 149-164, 1995.

Krylov, V. - *On the theory of railway induced ground vibrations.* Journal de Physique IV, 4: p. 769-772, 1994.

Krylov, V., Ferguson, C. - *Calculation of low-frequency ground vibrations from railway trains*. Applied Acoustics, 42:3: p. 199-213, 1994.

L

Lamb, H. - *On the Propagation of Tremors over the Surface of an Elastic Solid*. Philosophical Transaction of the Royal Society, 203 (Series A): p. 1-42, 1904.

Lombaert, G., Degrande, G., Clouteau, D. - *Numerical modelling of free field traffic induced vibrations*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 19:7: p. 473-488, 2000.

Lombaert, G., Degrande, G., Kogut, J., François, S. - *The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibrations*. Journal of Sound and Vibration, 297:3-5: p. 512-535, 2006a.

Lombaert, G., Degrande, G., Vanhauwere, B., Vandeborght, B., François, S. - *The control of ground-borne vibrations from railway traffic by means of continuous floating slabs*. Journal of Sound and Vibration, 297:3-5: p. 946-961, 2006b.

Lysmer, J., Kuhlemeyer, R. L. - *Finite dynamic model for infinite media*. Journal of Engineering Mechanics Division, 95: p. 859-877, 1969.

M

Madshus, C. - *PhD Course on Soil Dynamics - Traffic vibration: Countermeasures. NTNU*, Trondheim, Norway: 2007.

Madshus, C., Bessason, B., Harvik, L. - *Prediction model for low frequency vibration from high speed railways on soft ground*. Journal of Sound and Vibration, 193:1: p. 195-203, 1996.

Madshus, C., Kaynia, A. M. - *High-speed railway lines on soft ground: dynamic behaviour at critical train speed*. Journal of Sound and Vibration, 231:3: p. 689-701, 2000.

Massarsch, K. R. - *Vibration Isolation Using Gas-Filled Cushions*. In: Soil Dynamics Symposium in Honor of Professor Richard D. Woods (GSP 134), Stoke Ii, Kenneth H., et al., ASCE, Austin, Texas, USA, 2005.

Mateus da Silva, J. M. M. - *Propagação e mitigação de vibrações de baixa frequência geradas por comboios de alta velocidade*. Lisboa: LNEC, 2005.

Mathworks - *MATLAB: Getting Started Guide*. Release 2009a, 2009a.

Mathworks - *MATLAB: Programming Fundamentals*. Release 2009a, 2009b.

Mayne, P. W., Rix, G. J. - *Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays*. Soils and Foundations, 35:2: p. 107-110, 1995.

Mooney, H. M. - *Some numerical solutions for Lamb's problem*. Bulletin of the Seismological Society of America, 64:2: p. 473-491, 1974.

Murillo, C., Thorel, L., Caicedo, B. - *Ground vibration isolation with geofoam barriers: Centrifuge modeling*. Geotextiles and Geomembranes, 27:6: p. 423-434, 2009.

N

Neves, S. G. M, Azevedo, A. F. M., Calçada, R. - *A direct method for analyzing the vertical vehicle–structure interaction*. Engineering Structures, 34:0: p. 414-420, 2012.

Newmark, N. M. - *A Method of Computation for Structural Dynamics*. Journal of the Engineering Mechanics Division , ASCE, 85:7: p. 67-94, 1959.

NP 2074 - *Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares*. Direcção Geral da Qualidade, 1983.

NP-ISO 2631-1 - *Vibrações mecânicas e choque - Avaliação da exposição do corpo inteiro a vibrações - Parte 1: Requisitos gerais*. Instituto Português da Qualidade, 2007.

NS 8176 - *Vibration and shock - Measurement of vibration in buildings from landbased transport and guidance to evaluation of its effects on human beings*. Norwegian Standard, 2005.

O

O'Brien, J., Rizos, D. C. - *A 3D BEM-FEM methodology for simulation of high speed train induced vibrations*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25:4: p. 289-301, 2005.

Oscarsson, J. - *Dynamic train-track interaction: linear and non-linear track models with property scatter*. PhD Thesis, Chalmers University of Technology, 2001.

P

Pekeris, C. L. - *The seismic surface pulse*. Procedings of the National Academy of Sciences of the United States of America, 41(7): p. 469-480, 1955.

Peplow, A. T., Kaynia, A. M. - *Prediction and validation of traffic vibration reduction due to cement column stabilization*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27:8: p. 793-802, 2007.

Pinto, N., Ribeiro, C., Mendes, J., Calçada, R. - *Development of an optical system for monitoring the vertical displacements of the track in high speed railways.* In: Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, Wroclaw, Poland, 2009.

Pombo, J. - *A multibody methodology for railway dynamics applications.* PhD Thesis, Instituto Superior Técnico, 2004.

R

Ribeiro, D. - *Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.

RIVAS - *Railway Induced Vibration Abatement Solutions* (http://www.rivas-project.eu).

S

Schevenels, M. - *The impact of incertain dynamic soil characteristics on the prediction of ground vibrations*. PhD Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, 2007.

Schevenels, M., Degrande, G., François, S. - *EDT: ElastoDynamics Toolbox for MATLAB. Version 2.1 - User's guide*. Department of Civil Engineering, K. U. Leuven, 2008.

Sheng, X., Jones, C. J. C., Petyt, M. - *Ground vibration generated by a harmonic load acting on a railway track.* Journal of Sound and Vibration, 225:1: p. 3-28, 1999.

Sheng, X., Jones, C. J. C., Thompson, D. J. - *A comparison of a theoretical model for quasi-statically and dynamically induced environmental vibration from trains with measurements*. Journal of Sound and Vibration, 267:3: p. 621-635, 2003.

Sheng, X., Jones, C. J. C., Thompson, D. J. - *Responses of infinite periodic structures to moving or stationary harmonic loads*. Journal of Sound and Vibration, 282:1-2: p. 125-149, 2005.

Sheng, X., Jones, C. J. C., Thompson, D. J. - *A theoretical model for ground vibration from trains generated by vertical track irregularities*. Journal of Sound and Vibration, 272:3-5: p. 937-965, 2004a.

Sheng, X., Jones, C. J. C., Thompson, D. J. - *A theoretical study on the influence of the track on train-induced ground vibration*. Journal of Sound and Vibration, 272:3-5: p. 909-936, 2004b.

T

Takemiya, H. - *Ground vibrations alongside tracks induced by high-speed trains: prediction and mitigation*. London: Thomas Telford Ltd, 2001.

Takemiya, H. - *Simulation of track-ground vibrations due to a high-speed train: the case of X-2000 at Ledsgard*. Journal of Sound and Vibration, 261:3: p. 503-526, 2003.

Talman, J. D. - *Numerical Fourier and Bessel transforms in logarithmic variables*. Journal of Computational Physics, 29:1: p. 35-48, 1978.

Thomson, W. T. - *Transmission of Elastic Waves through a Stratified Solid Medium*. Journal of Applied Physics, 21:2: p. 89-93, 1950.

U

Unterberger, W. - *Vibration Mitigation at High Speed Railways*. In: Workshop RAVE-FEUP, RAVE, Lisboa, 2006.

V

Vale, C. - *Influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade*. Tese de Doutoramento, FEUP, 2010.

Verbraken, H., Lombaert, G., Degrande, G. - *Verification of an empirical prediction method for railway induced vibrations by means of numerical simulations*. Journal of Sound and Vibration, 330:8: p. 1692-1703, 2011.

W

White, W., Lee, I., Valliappan, S. - *Unified boundary for finite dynamic models*. Journal of the Engineering Mechanics Division, 103:p. 949-964, 1977.

With, C., Bahrekazemi, M., Bodare, A. - *Wave barrier of lime-cement columns against train-induced ground-borne vibrations*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29:6: p. 1027-1033, 2009.

Wolf, J. - *The scaled boundary finite element method*. John Wiley & Sons Ltd, 2003.

Y

Yang, Y.-B., Hung, H.-H. - *A 2.5D finite/infinite element approach for modelling visco-elastic bodies subjected to moving loads*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 51:11: p. 1317-1336, 2001.