

# **ANÁLISE DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO. ESTUDO DE SENSIBILIDADE PARA PERFIS TRANSVERSAIS EM TRINCHEIRA.**

**ALEXANDRE MANUEL GONÇALVES CASTANHEIRA PINTO**

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

---

Orientador: Professor Doutor Pedro Miguel Barbosa Alves Costa

JUNHO DE 2016

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016.*

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

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

Aos meus Pais e Irmão

Aluno emérito, por demais aplicado  
Lançado para carreira, ainda nascente,  
Engenharia Civil foi o curso adotado,  
X e y, as coordenadas do presente.  
A persistência, de sua Mãe terá herdado,  
Numa simbiose que se nota, que se sente.  
Dos resultados de esforço denodado  
Reflexo se verá futuramente  
Engenheiro será, estamos certos, e dotado.

*Manuel Chaminé*







## **AGRADECIMENTOS**

No fim de um longo período de trabalho, quero expressar o meu mais profundo agradecimento ao orientador Professor Doutor Pedro Alves Costa pelo permanente apoio e motivação na elaboração da presente dissertação, sem esquecer a disponibilidade e amizade demonstrada a cada momento bem como a facilidade de transmissão de conhecimentos.

Agradeço ao Mestre Aires Colaço pela disponibilidade e ajuda prestada ao longo do presente estudo e amizade a partir daí criada. Uma palavra de apreço ao Professor Doutor António Topa Gomes pelos douts conselhos dados no início desta jornada.

Não podia deixar de fazer uma referência a todos os colegas de faculdade, com os quais partilhei momentos e histórias inesquecíveis, construindo enormes amizades que permanecerão para sempre. O meu muito obrigado a todos. Ficarão para sempre na minha memória!

Ao Senhor Chaminé, pelas animadas tertúlias nas manhãs de domingo sobre engenharia civil e pelo genuíno interesse e entusiasmo demonstrados, servindo de incentivo ao meu propósito, o meu mais sincero agradecimento.

Quero agradecer acima de tudo aos meus pais, em especial à minha mãe, desde logo, pelos ensinamentos e valores inculcados ao longo destes anos, essenciais para a minha formação como pessoa e pela ajuda prestada ao longo da presente dissertação, ao meu irmão e à Liliana pelo incentivo e pela ajuda logística na fase dos cálculos. Por último, mas nem por isso menos importante, não podia esquecer a minha avó pela força e motivação dadas ao longo de todo o percurso.

Agradeço ainda à minha mãe e à amiga São a cuidada revisão do texto e à professora Lígia a ajuda na elaboração do abstract.

A todos eles o meu mais sincero Bem-haja.



## **RESUMO**

A presente dissertação apresenta um estudo de sensibilidade de um perfil transversal em trincheira solicitado por uma ação dinâmica, o tráfego ferroviário. Para tal, recorre-se a um modelo semi-numérico com uma formulação 2.5D, capaz de modelar a globalidade da estrutura em causa e também a circulação do comboio.

Após a apresentação, ainda que sucinta, de vários aspetos relacionados com a propagação de vibrações ao longo do maciço de fundação, são apresentados, de um modo geral, os princípios do método semi-numérico adotado, baseado num conceito 2.5D e formulado com base no Método dos Elementos Finitos (MEF). Expõe-se ainda uma breve descrição da técnica utilizada para o tratamento de fronteiras artificiais, a técnica do PML. Por último, são apresentados os modelos analíticos representativos da via-férrea adotada para o estudo da secção, bem como o modelo utilizado a fim de simular o comportamento de um comboio convencional.

O modelo adotado tem ainda a particularidade de funcionar com base nos conceitos de subestruturação, permitindo uma análise independente da resposta dinâmica, devido à interação veículo-via, e da resposta originada pela interação via-maciço de fundação, com todos os benefícios inerentes a um funcionamento modular.

O estudo de sensibilidade foi desenvolvido por fases, sendo a primeira de cariz preliminar com o objetivo de dotar o autor de uma sensibilidade necessária à interpretação das fases seguintes, mais complexas e pormenorizadas.

**PALAVRAS-CHAVE:** tráfego ferroviário, análise dinâmica, modelo 2.5D FEM-PML, perfil em trincheira, estudo de sensibilidade



## **ABSTRACT**

This dissertation presents a sensitivity study of a cross-section in trench requested by a dynamic action, rail traffic. To this end, it resorts to a semi-numerical model with a 2.5D formulation, capable of modelling the whole of the structure in question, and also the movement of the train.

After a brief presentation of various aspects associated with the propagation of vibrations along the solid foundation, the principles of the semi-numerical method adopted, based on 2.5D approach and formulated on the basis of the Finite Element Method (FEM), are presented. Also, a brief description of the technique used for the treatment of artificial boundaries, the technique of PML, is shown. The analytical models of the railway adopted for the study of the section, and the model used to simulate the behaviour of a conventional train are presented, as well.

The ultimate model works on the basis of the concepts of substructuring, allowing an independent analysis of the dynamic behaviour due to the train-track and track-foundation interaction.

The sensitivity study was conducted in stages, starting by a preliminary analysis in order to develop the ability to interpret the following stages effectively.

**KEYWORDS:** rail traffic, dynamic analysis, 2.5D FEM-PML model, trench profile, sensitivity study.



## ÍNDICE GERAL

Agradecimentos .....	i
Resumo.....	iii
Abstract.....	v
INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Enquadramento do tema .....	1
1.2. Objetivos da dissertação.....	3
1.3. Organização da dissertação .....	4
PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÕES DEVIDO A TRÁFEGO FERROVIÁRIO.....	5
2.1 Contextualização.....	5
2.2 Mecanismos de excitação/Geração de vibrações.....	7
2.3 Propagação de vibrações em meios elásticos e isotrópicos .....	8
2.3.1 Generalidades .....	8
2.3.2 Ondas P ou Ondas de Compressão.....	9
2.3.3 Ondas S ou Ondas Distorcionais .....	10
2.3.4 Ondas de Rayleigh .....	11
2.4 Dispersão e atenuação de ondas .....	12
2.4.1 Generalidades .....	12
2.4.2 Dispersão.....	12
2.4.3 Amortecimento geométrico .....	13
2.4.4 Amortecimento material .....	14
2.5 Medidas de mitigação.....	17
2.5.1 Medidas de mitigação na fonte .....	17
2.5.2 Medidas de mitigação no trajeto de propagação .....	19
2.5.3 Medidas de mitigação no recetor .....	20
MÉTODOS DOS INTEGRAIS TRANSFORMADOS.....	23
3.1 Generalidades.....	23

3.2 Método dos Integrais Transformados .....	23
3.3 Exemplos de Aplicação .....	25
3.3.1 Oscilador de um grau de liberdade .....	25
3.3.2 A Viga de Winkler: Carga Impulsiva parada .....	30
3.3.3 A Viga de Winkler: Carga móvel de amplitude constante .....	34
3.3.4 Várias Cargas móveis de amplitude constante .....	36
3.3.5 Várias Cargas móveis de amplitude variável.....	38
MODELO 2.5D MEF-PML.....	41
4.1 Generalidades.....	41
4.2 Modelo 2.5D MEF-PML .....	43
4.2.1 Método dos Elementos Finitos.....	44
4.2.2 Tratamento de fronteiras “artificiais” – PML (Perfect Matched Layers).....	47
4.3 Acoplamento da via-férrea .....	50
4.3.1 Generalidades .....	50
4.3.2 Via Balastrada .....	50
4.3.3 Via Não Balastrada .....	54
4.3.4 Modelação Analítica da Via Não Balastrada .....	55
4.4 Acoplamento do comboio .....	57
4.4.1 Considerações gerais .....	57
4.4.2 Interação Comboio-Via: Generalização do modelo .....	60
CASO DE ESTUDO.....	65
5.1 Introdução .....	65
5.2 Descrição geral .....	66
5.2.1 Análise 2D .....	68
5.2.2 Análise 3D com carga oscilante estática .....	71
5.2.3 Análise 3D para a passagem do comboio.....	74
5.3 Estudo Paramétrico.....	78
5.3.1 Influência da parte enterrada da cortina.....	78
5.3.2 Influência da profundidade da trincheira de escavação.....	82
5.3.3 Influência da rigidez da cortina.....	86

5.3.4 Influência da rigidez da laje.....	90
5.3.5 Influência do perfil geotécnico.....	94
5.3.6 Influência da ligação cortina-laje .....	100
5.3.7 Influência de um elemento resiliente ao longo da parte enterrada da cortina .....	104
5.3.8 Influência de uma manta resiliente.....	110
CONCLUSÕES.....	116
6.1 Conclusões .....	116
6.2 Resenha de aprendizagem .....	117
6.3 Propostas para desenvolvimento futuro .....	117



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 - Previsão da rede de alta velocidade para a Europa em 2025 (Barron de Angoití (2009)).	2
Fig.1. 2 - Propagação das ondas geradas pela passagem de um comboio (adaptado de Kouroussis et al. (2014))	3
Fig.2. 1 - Propagação de vibrações no maciço de fundação ((Hanson, Ross e Towers, 2012) .....	6
Fig.2. 2 - Efeitos das vibrações em equipamentos sensíveis: a)Imagem Normal b)Imagem Afetada ((Sun et al., 2006) .....	6
Fig.2. 3 - Mecanismo de excitação quase-estático.....	7
Fig.2. 4 - Mecanismo de excitação dinâmica.....	8
Fig.2. 5 - História temporal dos deslocamentos à superfície de um maciço num ponto a uma certa distância da fonte (Alves Costa (2012)).....	9
Fig.2. 6 - Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas P (Alves Costa (2012)).....	9
Fig.2. 7 - Movimento das partículas induzido pela propagação de uma onda S (Alves Costa (2012)).....	10
Fig.2. 8 - Movimento induzido pela propagação de ondas R (Alves Costa (2012)). .....	11
Fig.2. 9 - Contribuição dos diferentes tipos de ondas para os deslocamentos de um maciço semi-indefinido, elástico, homogéneo e isotrópico face a uma solicitação harmónica aplicada numa sapata circular (Alves Costa (2012)).....	12
Fig.2. 10 - História Temporal de deslocamentos verticais em dois à superfície do: a) Maciço Homogéneo; b) Maciço Estratificado (Alves Costa (2012)).....	13
Fig.2. 11 - Caso de carga pontual (3D) (Alves Costa (2012)).....	14
Fig.2. 12 - Modelo idealizado de Kelvin-Voigt (Alves Costa (2012)).....	15
Fig.2. 13 - Diferença entre a solicitação e a resposta do sistema.....	16
Fig.2. 14 - Redução de vibrações através da introdução de elementos resilientes (Esveld (2001)).....	18

Fig.2. 15 - Sistema de Laje Flutuante (Koroma (2014)).....	18
Fig.2. 16 - Perfil de irregularidades geométricas da via férrea: a) via em bom estado b) via em estado deficiente (Alves Costa (2012)).....	19
Fig.2. 17 - Medida de mitigação no trajeto: a) barreira preenchida com elemento de baixa rigidez; b) barreira sem preenchimento (adaptado de FRA (2012)).....	20
Fig.2. 18 - Sistema de isolamento através de inclusão de apoios resilientes (Lopes (2015)). .....	21
Fig.2. 19 - Isolamento de um compartimento: a) laje do compartimento; b) sistema “box-in-box” (Lopes (2015)).....	21
Fig.3. 1 - Resposta transiente. ....	24
Fig.3. 2 Várias Respostas Harmónicas.....	24
Fig.3. 3 – Oscilador de um grau de liberdade.....	26
Fig.3. 4 - Impulso de Ricker (Domínio do Tempo).....	28
Fig.3. 5 - Impulso de Ricker (Domínio da Frequência).....	28
Fig.3. 6 - Resposta do oscilador (Domínio da Frequência).....	29
Fig.3. 7 - Resposta do oscilador (Domínio do Tempo).....	29
Fig.3. 8 - Viga de Winkler.....	30
Fig.3. 9 - Resposta no domínio da frequência para o ponto $x=0m$ . ....	32
Fig.3. 10 - Resposta no domínio do Número de Onda para o instante temporal $t=0$ seg. ....	33
Fig.3. 11 - Resposta no domínio do Tempo para o ponto $x=0m$ . ....	33
Fig.3. 12 - Resposta no domínio do Espaço para o instante temporal $t=0$ seg. ....	33
Fig.3. 13 - Resposta no domínio do Espaço.....	35
Fig.3. 14 - Resposta no domínio do Tempo.....	36
Fig.3. 15 - Resposta da viga no domínio do espaço. ....	37
Fig.3. 16 - Resposta de um ponto no domínio do tempo.....	38

Fig.3. 17 - Perfil de irregularidade associado a um número de onda. ....	39
Fig.4. 1 - Esquema de uma malha 2.5D MEF (adaptado de (Lopes et al., 2015)). ....	42
Fig.4. 2 - Esquema de uma malha de MEC (adaptado de (Costa, Calçada e Cardoso, 2012)) .....	42
Fig.4.3 - Estrutura invariante FEM-PML (Lopes et al. (2014)). ....	43
Fig.4. 4 - Representação esquemática do modelo (Alves Costa (2012)). ....	44
Fig.4. 5 – Elemento discretizado por meio de elementos finitos (Erlingsson (1993)). ....	45
Fig.4. 6 - Esquema de atenuação numa camada de PML (Lopes et al. (2014)). ....	48
Fig.4. 7 - Representação dos dois termos da expressão do campo de deslocamentos: i) à esquerda: termo $u(\omega, k_1)$ ii) à direita: termo $e - kBx$ . ....	49
Fig.4. 8 – Representação da atenuação de uma onda dentro de uma camada de PML. ....	49
Fig.4. 9 - Perfil Transversal tipo de uma via balastrada (Fortunato (2012)).....	51
Fig.4. 10 - Perfis UIC60 (Colaço (2012)) .....	51
Fig.4. 11 - Sistema de Fixação (adaptado de IAT-Pandrol, 2016). ....	52
Fig.4. 12 - Ilustração esquemática da influência da rigidez das palmilhas no nível de energia transmitido (Alves Costa (2012)). ....	53
Fig.4. 13 - Exemplos de travessas tipo monobloco em betão e travessas em madeira (Colaço (2012)).....	53
Fig.4.14 - Via STEDEF: a) esquema estrutural; b) pormenor da fixação (Lopes (2015)).....	55
Fig.4.15 - Modelo Semi-Analítico de via não balastrada (Lopes (2015)). ....	56
Fig.4.16 - Oscilador com um grau de liberdade deslocando-se ao longo da via-férrea com irregularidade geométrica (Alves Costa (2012)).....	58
Fig.4. 17 - Modelo de veículo plano adotado no presente estudo (Alves Costa (2012)). ....	62
Fig.5. 1 - Perfil transversal em trincheira, estação Casa da Música. ....	65
Fig.5. 2 - Perfil transversal base. ....	66

Fig.5. 3 - Malha de elementos finitos considerada.....	68
Fig.5. 4 – Impulso de Ricker: a) Domínio do tempo; b) Domínio da frequência.....	68
Fig.5. 5 – Propagação de vibrações no cenário base.....	70
Fig.5.6 – Deslocamento obtidos: a) domínio frequência; b) domínio do tempo. Ponto a 3m – linha azul; Ponto a 6m – linha vermelha; Ponto a 12m – linha verde.....	70
Fig.5. 7 – Esquema ilustrativo da análise 3D com carga oscilante parada.....	72
Fig.5. 8 – Resultados obtidos no domínio transformado para: a) Ponto da Cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. ....	73
Fig.5. 9 – Via STEDEF .....	74
Fig.5. 10 – Perfil de irregularidades artificiais adotado. ....	75
Fig.5. 11 – Comboio adotado (Lopes (2015))......	75
Fig.5. 12 - Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. 76	
Fig.5. 13 - Velocidades registadas no domínio de origem para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m.....	78
Fig.5. 14 - Cenário variante com 7m de altura enterrada. ....	79
Fig.5. 15 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com 7m de altura enterrada.....	80
Fig.5. 16 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com 7m de altura enterrada.....	82
Fig.5. 17 – Velocidades registados no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base; Azul – cenário com 7m de altura enterrada .....	82
Fig.5. 18 - Cenário variante com altura de escavação de 8m.....	83
Fig.5. 19 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com 8m de escavação.....	84

Fig.5. 20 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com 8m de escavação..... 86

Fig.5. 21 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base; Azul – cenário com 8m de escavação ..... 86

Fig.5. 22 - Cenário variante com espessura da cortina de 0.8m..... 87

Fig.5. 23 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com cortina mais espessa..... 88

Fig.5. 24 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com cortina mais espessa..... 90

Fig.5. 25 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Pontos a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base; Azul – cenário com cortina mais espessa..... 90

Fig.5. 26 - Cenário variante com espessura da laje de 0.7m..... 91

Fig.5. 27 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com laje mais espessa. .... 92

Fig.5. 28 – Velocidade registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com laje mais espessa. .... 93

Fig.5. 29 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base; Azul – variantes com laje mais espessa..... 94

Fig.5. 30 - Cenário variante com estrato rígido coincidente com a laje de fundo ..... 95

Fig.5. 31 - Propagação de vibrações no cenário com estrato rígido na base da laje. .... 97

Fig.5. 32 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Azul – Cenário variante; Vermelho – Cenário base; Verde – Cenário geotécnico misto..... 98

Fig.5. 33 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Azul – Cenário variante; Vermelho – Cenário base; Verde – Cenário geotécnico misto..... 99

Fig.5. 34 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – Cenário base; Azul – Cenário variante; Verde – Cenário geotécnico misto .....	100
Fig.5. 35 - Cenário variante da desconexão cortina-laje.....	101
Fig.5. 36 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário sem ligação cortina-laje.....	102
Fig.5. 37 - Resultados obtidos velocidades no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – variante com ligação flexível cortina-laje.....	104
Fig.5. 38 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base; Azul – variante com ligação flexível cortina-laje.....	104
Fig.5. 39 – a) Cenário com a inclusão de um elemento com características resilientes; b) Cenário com a inclusão de um barreira não preenchida.....	105
Fig.5. 40 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – malha inicial, Azul – barreira preenchida com elemento resiliente, Verde – barreira não preenchida.....	107
Fig.5. 41 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – malha inicial, Azul – barreira preenchida com elemento resiliente, Verde – barreira não preenchida.....	109
Fig.5. 42 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – malha inicial, Azul – barreira preenchida com elemento resiliente, Verde – barreira não preenchida.....	109
Fig.5. 43 - Cenário variante com a manta de solo-borracha.....	110
Fig.5. 44 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com manta resiliente e Verde - cenário com manta resiliente e ligação cortina-laje flexível.....	112
Fig.5. 45 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m.	

Vermelho – cenário base, Azul – cenário com manta resiliente; Verde - cenário com manta resiliente e ligação cortina-laje flexível. .... 113

Fig.5. 46 - Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com manta resiliente; Verde - cenário com manta resiliente e ligação cortina-laje flexível..... 114

## **ÍNDICE DE QUADROS**

Quadro 1 – Propriedades dos materiais constituintes do perfil transversal considerado.....	66
Quadro 2 – Forças aplicadas em cada eixo do comboio Alfa-Pendular .....	75

## **SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS**

MEF – Método dos Elementos Finitos

MEC – Método dos Elementos de Contorno

MFS – Método das Soluções Fundamentais

E - módulo de elasticidade [kPa]

$\rho$  – massa volúmica [Kg/m<sup>3</sup>]

$k_1$  – número de onda [rad/m]

$EI$  - rigidez de Flexão [kN/m<sup>2</sup>]

$K_{EQ}$  – rigidez equivalente [kN/m]

$k^*$  - rigidez complexa [kN/m]

$\omega$  – frequência de excitação [rad]

m - metros

Fig. – figura

MIT – Método dos Integrais Transformados

PML – Perfect Matched Layers

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

O transporte ferroviário surge em meados do século XVIII com a revolução industrial. Inicialmente utilizado nas minas para o transporte de carvão, o seu uso evoluiu rapidamente para outros fins, tais como o transporte de pessoas e outro tipo de mercadorias. Refira-se que foi o principal meio de transporte do século XIX, tendo-se expandido a nível mundial entre a segunda metade do século XIX e a primeira metade do século XX, principalmente na Europa e na América do Norte. Neste período foram construídas inúmeras ferrovias na Europa, ligando as áreas portuárias ao interior, bem como as capitais às diversas regiões, promovendo a integração nacional, estimulando o comércio e facilitando a circulação de pessoas e mercadorias.

Entre 1940 e 1960, verificou-se uma estagnação e até mesmo um declínio das linhas férreas, chegando muitas delas a ser desativadas devido à expansão das vias rodoviárias em consequência do uso de novas fontes energéticas, como por exemplo, o petróleo.

No entanto, a partir da década de 70 do século passado, deu-se uma reativação deste meio de transporte, justificada pela nova conjuntura decorrente de fatores como a crise do petróleo; o desenvolvimento tecnológico no setor dos transportes e a expansão populacional urbana, que exigia transportes de massa.

Em Portugal a Revolução dos Cravos teve profundos efeitos sobre a Companhia de Caminhos de Ferro Portugueses. Decorrente da investigação levada a cabo à Companhia foram detetados graves problemas, ocultados pelo Estado Novo, que aliados à crise económica, exacerbada pelas crises de petróleo, resultou na redução substancial do tráfego ferroviário o que motivou um desinvestimento neste meio de transporte. A partir de 1986 com a entrada na União Europeia assistiu-se a um significativo investimento, tendo atingido o seu auge na Década de 90.

Atualmente, e perante cidades cada vez mais congestionadas e aeroportos a atingirem o ponto de saturação, o transporte ferroviário assume-se, cada vez mais, como a alternativa mais competitiva em diversos aspetos, nomeadamente:

- a elevada segurança;
- a comodidade;
- a reduzida ocupação no espaço territorial;
- a elevada capacidade de transporte de pessoas e de carga;
- a reduzida sinistralidade;
- o menor consumo energético.

Como é sabido, o setor dos transportes é o principal responsável pelo aumento das emissões de gases poluentes para a atmosfera, causando um impacto direto na saúde e na natureza. Ora, num presente onde a preocupação com a sustentabilidade do Planeta e das cidades é debatida diariamente, o transporte ferroviário apresenta-se como o menos poluente, sendo responsável por uma ínfima parte dessas emissões, Em contrapartida, o aéreo é o que mais contribui para o aquecimento global por pessoa transportada (Dobruszkes, 2011).

Comparativamente com os outros meios de transporte, o ferroviário é aquele que faz uso da energia de forma mais eficiente e a tração elétrica pode utilizar eletricidade produzida pelas mais diversas fontes de energia renováveis. É ainda a forma mais segura de viajar possuindo sistemas de segurança com elevado grau de redundância, regras de operação rigorosas.

Porém, para que o transporte ferroviário se tornasse uma escolha competitiva foi necessário investir na sua inovação, tanto ao nível do conforto como da rapidez de circulação, dando origem ao aparecimento dos comboios de alta velocidade, vulgarmente apelidados de TGV. Tem-se observado, por parte da União Europeia, uma aposta na implementação e expansão das novas linhas de alta velocidade, com o objetivo de criar uma interligação entre os diversos países constituintes, como ilustrado na Fig.1.1.

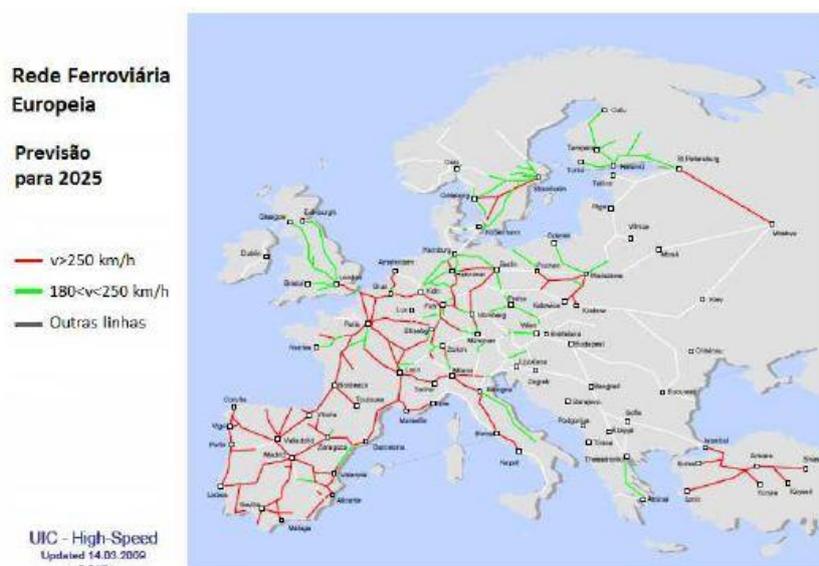


Fig.1.1 - Previsão da rede de alta velocidade para a Europa em 2025 (Barron de Angoit (2009)).

Pese embora os benefícios, em termos de sustentabilidade económica, social e ambiental, que estas linhas apresentam, é imperativo avaliar e refletir sobre os seus efeitos secundários, numa tentativa de minimiza-los.

Um dos problemas que a criação das novas linhas de alta velocidade acarreta prende-se com o facto do aumento da velocidade de circulação dar origem a fenómenos dinâmicos que, além de afetarem a via e toda a estrutura de suporte, afetam igualmente as edificações na proximidade da via, através de vibrações propagadas pelo terreno de fundação, o que se verifica na Fig.1.2.

O aumento da urbanização, o crescimento e melhoramento das infraestruturas e o decréscimo do tempo de viagem são apresentadas como principais causas deste recente problema.

A temática das vibrações induzidas por comboios de alta velocidade representam atualmente um dos maiores desafios da engenharia ferroviária (Connolly et al. (2015))

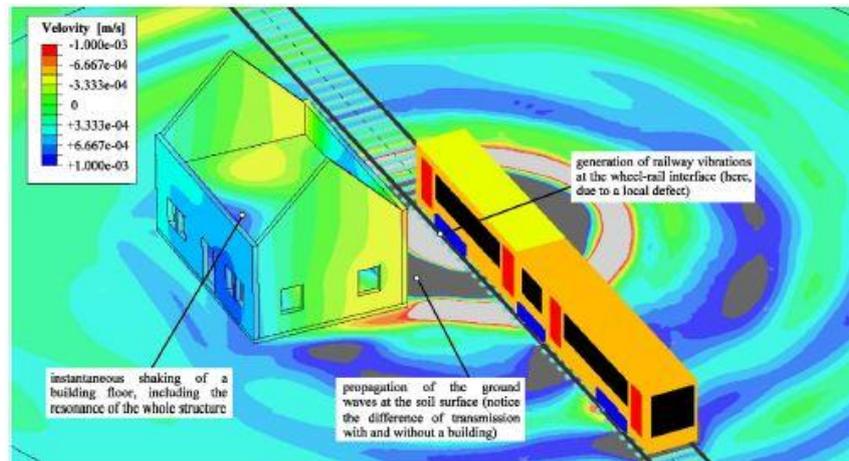


Fig.1. 2 - Propagação das ondas geradas pela passagem de um comboio (adaptado de Kouroussis et al. (2014))

De um modo geral, as principais consequências das vibrações induzidas não estão relacionadas com os danos estruturais, mas sim com problemas ao nível do conforto e do funcionamento de equipamentos sensíveis. As consequências mais frequentes ao nível do bem-estar prendem-se com a alteração do padrão do sono e a dificuldade de concentração e, em casos extremos, graves patologias do foro psiquiátrico ou cardíaco. Refira-se ainda a perda do valor da propriedade imobiliária decorrente do problema em questão.

Atendendo tratar-se de uma temática de elevada complexidade, têm surgido, ao longo da última década, diversas propostas e metodologias de análise e previsão, agrupando-se de um modo generalista, em: i) metodologias empíricas; ii) metodologias analíticas; iii) metodologias semi-analíticas e numéricas. Uma organização diferente é proposta pela ISO 14837-1, onde a distinção é feita em três níveis, sendo que ao nível 3 corresponde uma maior pormenorização na análise, destinando-se assim a análises executadas em fase de projeto.

O presente trabalho irá focar-se no estudo da resposta dinâmica do sistema veículo-via-macizo, com recurso a metodologias semi-numéricas, desenvolvidas na FEUP, que serão utilizadas no estudo paramétrico a realizar ao longo desta dissertação.

## 1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Atualmente, o transporte ferroviário apresenta-se como um meio de comunicação eficaz e cómodo. Contudo, a implantação de uma rede de linhas ferroviárias eficiente, em meio urbano, origina problemas relacionados com vibrações e ruído re-radiado. A solução de mitigação dos mesmos passa, em primeiro lugar, pela correta avaliação do campo de vibrações gerado e consequentemente a avaliação deste com a introdução de uma medida de mitigação. Para uma correta determinação do campo de vibrações é imperativo a construção de modelos numéricos que atendam aos diversos componentes do sistema.

O tráfego ferroviário, dependendo da topografia dos terrenos que atravessa e da cota de projeto adotada para a via, pode ser efetuado, embora que de uma modo generalista, segundo três perfis transversais: i) tráfego superficial; ii) tráfego em túnel ou profundo; iii) tráfego em trincheira.

A presente dissertação tem como objetivo apresentar o estudo e a avaliação de tendências de resposta mecânica de um perfil transversal tipo trincheira, frequentemente encontrado em zonas de transição de tráfego superficial para tráfego túnel.

### **1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

Para dar cumprimento aos objetivos anteriormente apresentados, a presente dissertação encontra-se estruturada em cinco capítulos.

O primeiro contempla a introdução, onde é abordado o enquadramento do tema e respetivos objetivos.

No capítulo 2 é apresentado o processo de propagação das vibrações, desde a sua geração até às medidas de mitigação a adotar.

O Capítulo 3 é dedicado à apresentação do Método dos Integrais Transformados, onde é exposto o seu conceito base e, após uma pequena introdução ao método, são apresentados múltiplos exemplos da sua aplicação.

O Capítulo 4, fulcral no presente estudo, é dedicado à apresentação do modelo híbrido 2.5D MEF-PML, onde são expostos os conceitos base admitidos na modelação numérica. Apresenta-se estruturado de acordo com o funcionamento global do modelo, onde se separa a modelação da interação via-macizo de fundação, a interação dinâmica entre a via-férrea e o material circulante.

No capítulo 5 é apresentado o estudo de um perfil em trincheira considerado como referencial, seguindo-se uma série de estudos paramétricos do mesmo. A representação dos campos de vibrações induzidas sob forma de gráficos de deslocamento ou de velocidade ocorrentes foi o modo adotado tendo como objetivo apresentar, de forma simples e sintética, as respetivas alterações.

## 2

# PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÕES DEVIDO A TRÁFEGO FERROVIÁRIO

### 2.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

O tráfego ferroviário, dependendo da topografia dos terrenos que atravessa e da cota de projeto adotada para a via, pode ser efetuado, embora que de uma modo generalista, segundo três perfis transversais: i) tráfego superficial; ii) tráfego em túnel ou profundo; iii) tráfego em trincheira.

A comunidade científica tem empreendido, ao longo da última década, um avultado esforço no estudo aprofundado dos dois primeiros perfis transversais acima descritos. Neste contexto, a presente dissertação irá incidir no estudo do perfil transversal, nunca antes estudado, o perfil em trincheira. Este tipo de perfil existe, em geral, na transição de tráfego superficial para tráfego profundo e vice-versa. Contudo, o perfil transversal aqui estudado é facilmente encontrado em área urbana, por apresentar vantagens quer do ponto de vista ambiental quer do ponto de vista financeiro, comparativamente ao tráfego em túnel.

Como referido no capítulo anterior, embora que sucintamente, os benefícios associados ao transporte ferroviário, quer no que respeita à mobilidade quer no aspeto financeiros, são os principais responsáveis pelo aumento do problema associado às vibrações. Estas, depois de serem geradas pelo tráfego, propagam-se pelo maciço de fundação até chegarem aos edifícios vizinhos, refletindo-se como ruído re-radiado e vibrações estruturais, (ver Fig.2.1) que poderão perturbar tanto o conforto das pessoas como o funcionamento de equipamentos sensíveis (Lopes (2015)).

A preocupação com a mitigação das vibrações resulta da conjugação de diversos fatores, tais como a consciencialização e tomada de conhecimento por parte das pessoas acerca do problema; a existência de legislação mais restritiva e a preservação do valor patrimonial.

De um modo geral, os danos provocados pelas vibrações não estão diretamente associados a danos estruturais, mas sim a patologias em elementos secundários e ao mau funcionamento de equipamentos sensíveis, como se pode comprovar pela Fig.2.2. Contudo, é de notar que, mesmo para níveis de vibrações relativamente reduzidos, estes poderão ser problemáticos para edifícios antigos e monumentos de cariz histórico.

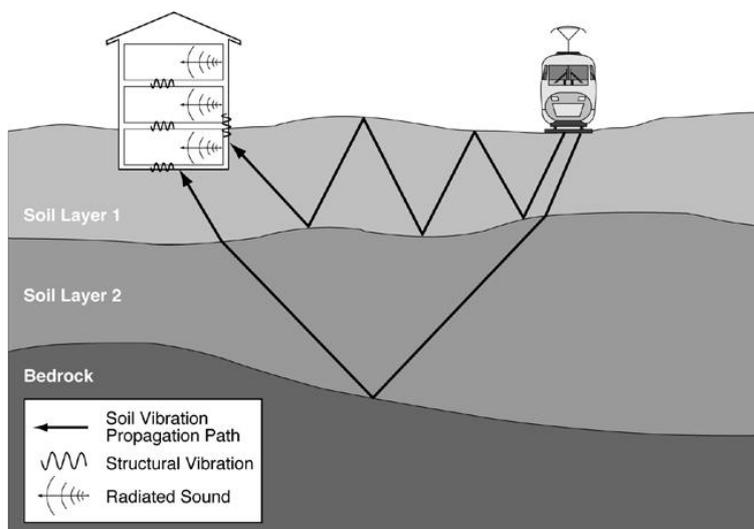


Fig.2. 1 - Propagação de vibrações no maciço de fundação ((Hanson, Ross e Towers, 2012)

Como já referido no capítulo anterior, os problemas associados às vibrações transcendem o mau funcionamento de equipamentos sensíveis. Estão igualmente associadas a problemas que afetam o bem-estar dos habitantes, como, por exemplo, a perda de concentração e perturbação do ciclo de sono. Em casos mais severos, quer no que diz respeito à duração da exposição, quer na magnitude das vibrações, pode mesmo verificar-se alterações do foro cardíaco e psiquiátrico. Daqui se infere que o carácter contínuo de exposição a vibrações induzidas constitui um problema de saúde pública (Lopes (2015)).

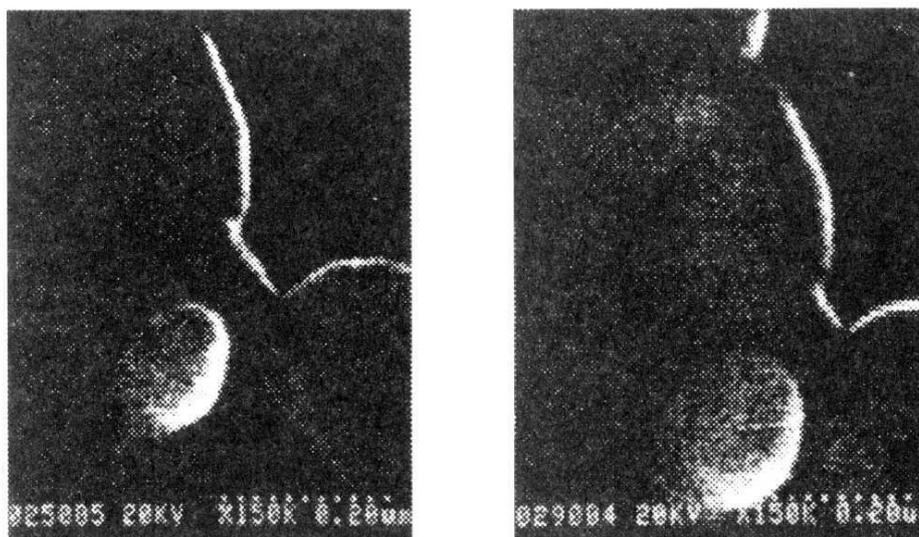


Fig.2. 2 - Efeitos das vibrações em equipamentos sensíveis: a)Imagem Normal b)Imagem Afetada ((Sun et al., 2006)

De modo a acautelar-se o bom funcionamento dos equipamentos, Gordon propôs um critério (Colin (1999)) para a avaliação do efeito das vibrações, baseado num conjunto de curvas generalizadas, normalmente designadas por  $vc$  (vibration criterion). Estas definem limites de velocidade de vibração em função da frequência para várias classes de equipamentos sensíveis. É possível então, com recurso a este critério, definir o intervalo para um correto funcionamento destes, devendo a velocidade de vibração estar compreendida entre 0.003mm/s e 0.2mm/s. Importa referir que os limites descritos são alcançados, e até mesmo ultrapassados, com situações regulares de tráfego ferroviário. Este aspeto justifica o crescimento do problema relacionado com as vibrações induzidas pelo tráfego em área urbanas.

Posto isto, e para que seja possível uma mitigação eficaz do problema, o primeiro passo passará pela obtenção de um conhecimento aprofundado do mesmo, que conduzirá ao desenvolvimento de modelos de análise cada vez mais robustos e realistas.

Assim, e para uma melhor compreensão do problema em questão, ao longo deste capítulo serão apresentados os aspetos fulcrais relacionados com os mecanismos de geração de vibrações, bem como a sua propagação pelo meio envolvente, salientando-se assim os aspetos mais relevantes.

## 2.2 MECANISMOS DE EXCITAÇÃO/GERAÇÃO DE VIBRAÇÕES

Para um correto estudo da questão em apreço, será imperativo, à partida, compreender-se quais os processos responsáveis pela geração de vibrações. Importa referir que é ao nível do contato roda-carril que ocorre a geração de vibrações, existindo diversos mecanismos de excitação responsáveis pelo facto. Estes mecanismos são, de um modo geral, divididos em: i) mecanismo excitação quase-estática e ii) mecanismo de excitação dinâmica.

O movimento das cargas correspondentes ao peso do comboio, distribuído pelos seus eixos, dá origem à excitação quase-estática, e o seu carácter dinâmico está relacionado exclusivamente com a variação temporal do campo de tensões e deformações verificado em qualquer ponto do domínio. Esta excitação pode ser descrita como um conjunto de forças de carácter móvel e amplitude constante no tempo, sendo que o seu ponto de aplicação coincidirá com as rodas do comboio. Para além disso, esta excitação tem ainda a particularidade de não gerar forças de inércia ao nível do veículo, visto que a esta estão associados deslocamentos verticais constantes das massas do comboio e a um campo de deformação que acompanha o movimento da carga (Alves Costa (2012)). Esta sollicitação está associada a baixas frequências, que dependem da velocidade de circulação do comboio e da sua geometria (Lombaert e Degrande, 2009). O interesse da excitação quase-estática está limitado à resposta da via, perdendo rapidamente importância à medida que o ponto de observação se afasta desta.

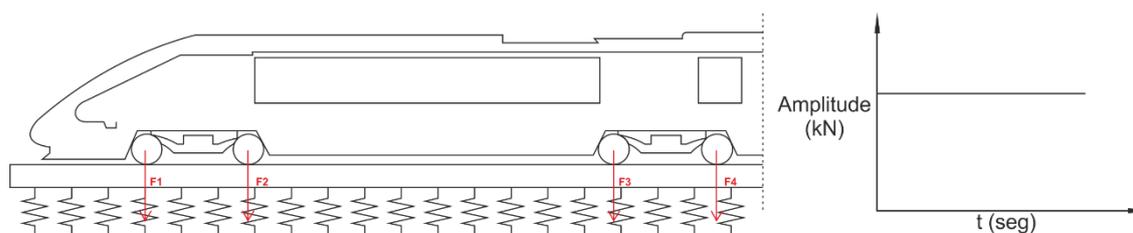


Fig.2. 3 - Mecanismo de excitação quase-estático.

Relativamente ao segundo mecanismo de excitação, a excitação dinâmica, ao contrário da excitação quase-estática, implica o desenvolvimento de um mecanismo de interação veículo-via, originando assim forças de inércia no comboio devido às acelerações sofridas pelas massas constituintes do veículo, traduzindo-se deste modo pela variação da amplitude em função do tempo. São vários os fatores que contribuem para a geração deste tipo de excitação, destacando-se, por ordem de importância, os seguintes: i) irregularidades da via-férrea e das próprias rodas; ii) descontinuidades da via e das próprias rodas; iii) variações de rigidez da via ao longo do seu desenvolvimento longitudinal. Verifica-se que a magnitude e as frequências das forças de inércia geradas são muito dependentes da velocidade de circulação do veículo e das características dinâmicas, estando ainda dependentes das condições da estrutura da via ferroviária. (Lopes (2015)).

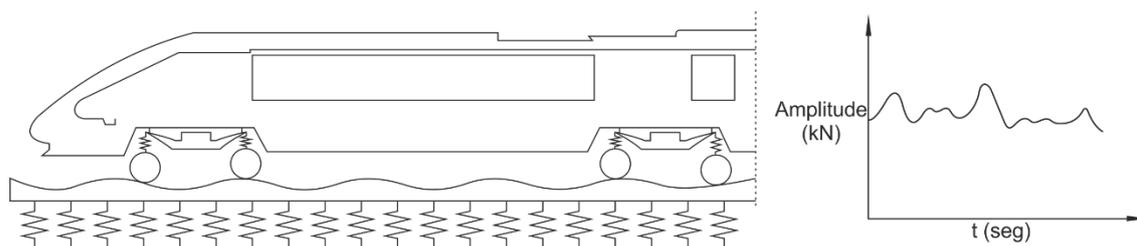


Fig.2. 4 - Mecanismo de excitação dinâmica.

## 2.3 PROPAGAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM MEIOS ELÁSTICOS E ISOTRÓPICOS

### 2.3.1 GENERALIDADES

Depois de analisados os mecanismos responsáveis pela geração de vibrações, estão reunidas as condições para se avançar para a fase seguinte, a propagação destas pelo maciço de fundação. O tráfego ferroviário induz uma perturbação no meio e, conseqüentemente, a energia potencial elástica e a energia cinética, acumuladas pela perturbação, dão origem à propagação de ondas pelo meio envolvente.

São vários os tipos de ondas que se propagam quando na superfície é aplicada uma sollicitação dinâmica, sendo esta, na presente dissertação, a passagem de um comboio. O tráfego ferroviário origina variadas ondas, destacando-se, pela sua importância nesta dissertação, três tipos: i) ondas P ou de compressão; ii) ondas S ou ondas distorcionais; iii) ondas de Rayleigh. É importante ter presente que todas as ondas referidas anteriormente possuem distintas configurações de vibração, distintas velocidades de propagação e ainda distintas energias transportadas. Para uma melhor percepção, apresenta-se de seguida a Fig.2.5, onde são ilustrados alguns dos aspetos expostos relativos às características das ondas originadas.

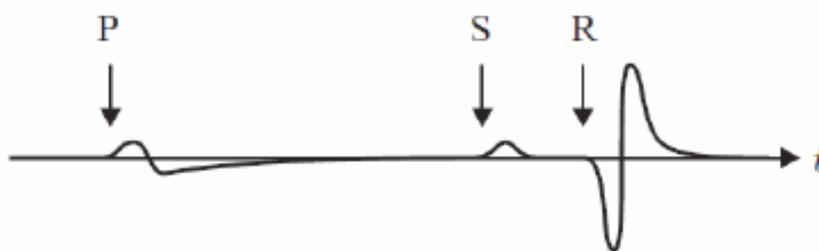


Fig.2. 5 - História temporal dos deslocamentos à superfície de um maciço num ponto a uma certa distância da fonte (Alves Costa (2012)).

Será importante referir que o tipo de ondas geradas depende do meio de análise considerado. Se, porventura, estiver a analisar-se o interior de um meio infinito, elástico, isotrópico e homogéneo, as ondas geradas serão unicamente ondas P e S, sendo que estas se propagam de forma desacoplada (Lopes (2015)). Por outro lado, considerado um meio semi-indefinido, a existência de condições fronteira é obrigatória, como por exemplo, a superfície do terreno. Esta é responsável pelo acoplamento entre as ondas volúmicas, dando então origem à possibilidade de ocorrer transformação de ondas P em ondas S e vice-versa. Para além do anteriormente mencionado, existe ainda uma outra particularidade. A interação entre as ondas volúmicas P e S com a superfície do terreno origina a propagação de ondas junto da mesma, designadas por ondas de Rayleigh. Estas apresentam-se como basilares para o estudo de vibrações induzidas por comboios (Lopes (2015)).

### 2.3.2 ONDAS P OU ONDAS DE COMPRESSÃO

Recorrendo à Fig.2.5, verifica-se que as ondas P são as que apresentam maior velocidade de propagação. Por este motivo, podem ser ainda designadas por ondas primárias. A sua propagação implica a contração e dilatação do meio, como ilustra a Fig.2.6, resultando única e exclusivamente em deformações volumétricas. Pelo facto deste tipo de onda ser uma onda volúmica propagar-se-á em todas as direções com uma velocidade de fase constante, aqui designada por  $C_p$ .

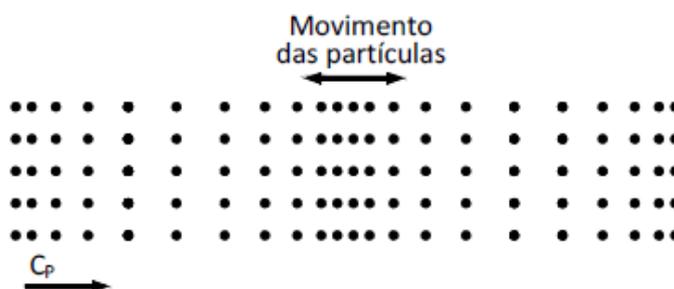


Fig.2. 6 - Movimento das partículas induzido pela propagação de ondas P (Alves Costa (2012)).

A velocidade das Ondas P pode ser determinada recorrendo à seguinte equação:

$$c_p = \sqrt{\frac{\lambda^* + 2\mu}{\rho}} \quad 2.1$$

sendo que  $\lambda^*$  e  $\mu$  representam as constantes elasticidade de Lamé, e  $\rho$  a massa volúmica do meio. As constantes de Lamé, dependendo do módulo de elasticidade (E) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) do meio, podem ser calculadas com o recurso às seguintes expressões:

$$\lambda^* = \frac{\nu * E}{(1 + \nu) * (1 - 2\nu)} \quad 2.2$$

$$\mu = \frac{E}{2 * (1 + \nu)} = G \quad 2.3$$

### 2.3.3 ONDAS S OU ONDAS DISTORCIONAIS

As ondas S são percebidas após as ondas P, podendo designar-se por ondas secundárias. Estas ondas apresentam uma velocidade de propagação inferior, aqui designada por  $C_s$ , à das ondas P. Tal como as anteriores, as ondas S são ondas volúmicas, porém, a sua propagação apresenta uma configuração de corte, o que pode ser verificado pela Fig.2.7.

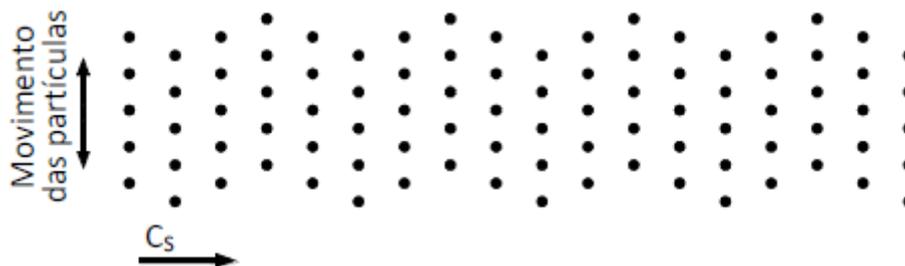


Fig.2. 7 - Movimento das partículas induzido pela propagação de uma onda S (Alves Costa (2012))

Para o cálculo da velocidade de propagação das ondas S é utilizada a seguinte expressão, também esta dependente das constantes de elasticidade de Lamé.

$$c_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad 2.4$$

As velocidades de propagação das ondas volúmicas P e S relacionam-se entre si através do coeficiente de Poisson da seguinte forma:

$$\frac{C_s}{C_p} = \sqrt{\frac{1 - 2\nu}{2 - 2\nu}} \quad 2.5$$

#### 2.3.4 ONDAS DE RAYLEIGH

As ondas R apresentam velocidade de propagação inferior à das ondas S. Como atrás foi referido, estas, ao contrário das ondas já aqui analisadas, só se propagam junto da superfície e o seu impacto, em termos de amplitude de deslocamentos, decresce exponencialmente em profundidade. Visto que as ondas R são originadas pela interação entre as ondas P e S com a superfície livre, a sua propagação será caracterizada pela indução de deformações volumétricas e distorcionais, como está patente na Fig.2.8.

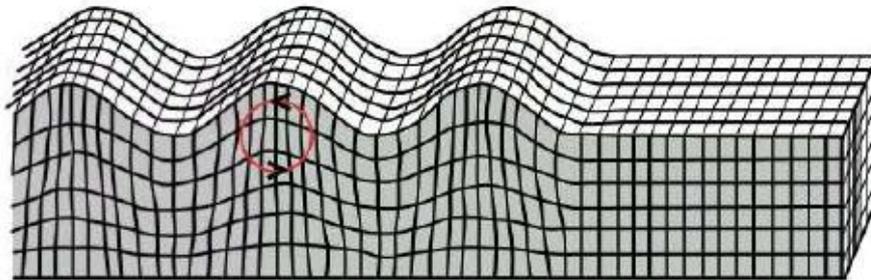


Fig.2. 8 - Movimento induzido pela propagação de ondas R (Alves Costa (2012)).

A velocidade de propagação das ondas R pode ser obtida, para meios homogêneos e de forma aproximada, em função da velocidade de propagação das ondas S e do coeficiente de Poisson, como se pode comprovar pela seguinte equação:

$$C_r = \frac{0.862 + 1.14 * \nu}{1 + \nu} C_s \quad 2.6$$

É de todo importante fazer referência a um estudo teórico levado a cabo por Miller e Pursey (Miller e Pursey (1955)), onde os autores conseguiram verificar qual a percentagem de energia transportada por cada tipo de onda quando era aplicado, à superfície de um maciço semi-indefinido, um movimento vibratório de um disco de pequena dimensão. Concluíram, então, que as ondas R transportavam a maior parcela de energia, seguida das ondas S e por último as ondas P. As ondas R como transportam mais energia, originam amplitudes de deslocamentos maiores, sendo indispensáveis na análise de vibrações na vizinhança de uma linha ferroviária. Na Fig.2.9 é identificado um esquema representativo do estudo descrito anteriormente, bem com a percentagem de energia transportada por cada onda.

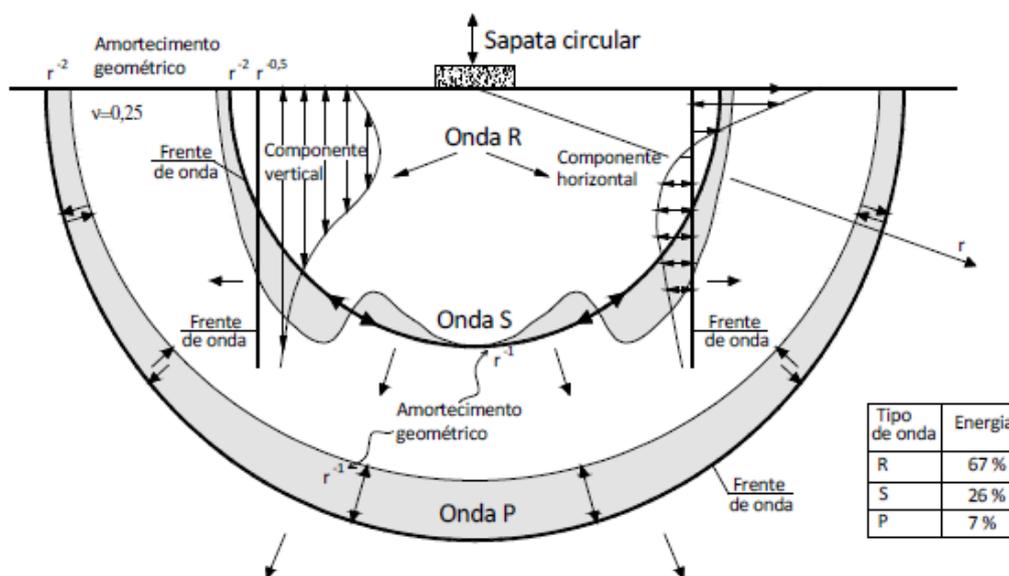


Fig.2. 9 - Contribuição dos diferentes tipos de ondas para os deslocamentos de um maciço semi-indefinido, elástico, homogéneo e isotrópico face a uma solicitação harmónica aplicada numa sapata circular (Alves Costa (2012)).

Importa referir que as percentagens acima descritas correspondem a um cenário onde é aplicada uma carga com dimensão reduzida, quando comparada com o domínio de análise. Se a zona de carga tiver uma maior dimensão, a maior percentagem será transportada pelas ondas volumicas P e S (Alves Costa (2012)).

Embora se tenha abordado, de forma pormenorizada, apenas as ondas P, S e R, mais ondas poderão ser geradas, através da interação das ondas volumicas com a interface de estratos com propriedades mecânicas distintas. Deste modo, remete-se o leitor para a consulta de (Alves Costa (2012)).

## 2.4 DISPERSÃO E ATENUAÇÃO DE ONDAS

### 2.4.1 GENERALIDADES

Depois de ter sido efetuada uma descrição geral das principais características das ondas, originadas pelo tráfego ferroviário, apresentam-se de seguida os fenómenos relacionados com a dispersão e a atenuação das ondas.

### 2.4.2 DISPERSÃO

Para uma melhor compreensão do fenómeno será útil clarificar-se, no presente contexto, o significado de dispersão. Este termo refere-se à dependência da velocidade de propagação de uma onda com frequência de excitação. Assim, sempre que se verifique esta dependência, está-se perante uma onda do tipo dispersivo.

A título de exemplo, lembre-se o leitor da propagação de ondas volumicas P e S, num meio semi-indefinido e homogéneo, onde é verificado que a velocidade de fase está unicamente dependente das propriedades elásticas do material e da sua massa volumica. Deste modo, como não é verificada qualquer dependência da velocidade de fase com a frequência de excitação, é

possível afirmar que a propagação de ondas volúmicas num meio semi-indefinido e homogéneo é não dispersiva. Da mesma maneira, as ondas de Rayleigh em maciços homogéneos são não dispersivas (Alves Costa (2012)).

Analisando agora o caso de um maciço semi-indefinido estratificado, sendo este o caso mais comum nas situações práticas, por questões de reflexão e refração de ondas volúmicas verifica-se o aparecimento de ondas superficiais de Rayleigh e Love. Neste caso já é verificada uma dependência da velocidade de propagação destas com a frequência de excitação.

O carácter dispersivo, ou não, reveste-se de extrema importância na análise de vibrações induzidas. Este é responsável pela modificação da configuração da onda à medida que aumenta a distância entre a fonte e o recetor e, conseqüentemente, a modificação da configuração do padrão de resposta. Na Fig.2.10 são apresentados os deslocamentos verticais de dois pontos, com afastamentos diferentes relativamente à fonte para cada um dos cenários geotécnicos, maciço semi-indefinido homogéneo e maciço semi-indefinido estratificado.

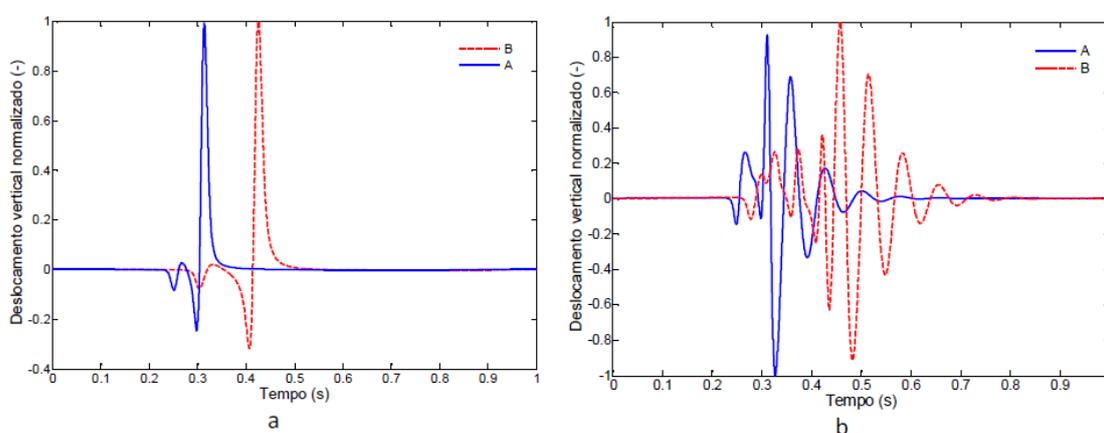


Fig.2. 10 - História Temporal de deslocamentos verticais em dois à superfície do: a) Maciço Homogéneo; b) Maciço Estratificado (Alves Costa (2012)).

Conclui-se então que, no caso do maciço homogéneo, exceto o desfasamento temporal, o deslocamento sofrido no ponto B é em tudo de igual configuração ao deslocamento que o ponto A sofreu. Contudo, analisando agora o caso do maciço estratificado, os deslocamentos dos pontos são bastante díspares. Esta alteração no padrão de deslocamento deve-se ao facto de estarem associadas velocidades de propagação maiores às baixas frequências, comparativamente com as altas frequências que constituem as ondas R

#### 2.4.3 AMORTECIMENTO GEOMÉTRICO

À medida que uma onda se propaga ao longo de um meio tridimensional, esta experimenta uma diminuição da sua amplitude com o aumento da distância entre a fonte de excitação e o ponto de análise. Este fenómeno é vulgarmente designado por amortecimento geométrico e está associado à difusão da energia por um maior volume à medida que a onda se afasta da fonte. Como seria de esperar, o amortecimento geométrico está somente dependente da forma como a onda se propaga: em uma, duas ou três dimensões. (Alves Costa (2012)).

Lamb foi o primeiro a dedicar-se ao estudo do amortecimento por radiação, onde avaliou dois cenários, a aplicação de uma carga pontual na superfície do maciço e a aplicação de uma carga em linear com desenvolvimento infinito (Lamb (1904)).

No primeiro caso, a aplicação de uma carga pontual consiste num problema obrigatoriamente tridimensional, onde se verifica a propagação em todas as direções das ondas volúmicas, apresentando as respetivas frentes de ondas configuração esférica, como se pode observar pela Fig.2.11 a). A energia presente na frente de onda é constante, independentemente da distância entre a fonte e o ponto de observação. Contudo, a energia por unidade de volume, à medida que a onda se afasta da fonte de excitação, diminui, verificando-se, concomitantemente, a diminuição da amplitude dos deslocamentos. Lamb chegou assim à conclusão que o deslocamento induzido pelas ondas volúmicas diminui na razão de  $1/r$  no interior do maciço, ao invés da superfície, onde a razão de diminuição é de  $1/r^2$ . Concluiu ainda que os deslocamentos induzidos pela propagação de ondas R sofrem uma menor diminuição, descrita pela razão de  $1/r^{0.5}$ , explicando assim o facto de se fazerem sentir a uma maior distância.

Por outro lado, o estudo da aplicação de uma carga em “faca” com desenvolvimento infinito apresenta-se como um caso claramente bidimensional, onde as leis de atenuação são distintas das anteriores. Neste caso, as frentes de ondas volúmicas passam a ter configuração cilíndrica. Conclui-se assim que os deslocamentos induzidos pelas ondas volúmicas têm novas leis de atenuação, sendo que, para um ponto localizado à superfície do maciço, a lei de atenuação do seu deslocamento é do tipo  $1/r$ , em contrapartida, para um ponto localizado no seu interior será do tipo  $1/r^{0.5}$ . No que toca às ondas R, dado o cariz bidimensional do problema, propagam-se, exclusivamente, na direção paralela da superfície do terreno, não originando a difusão de energia nelas contidas. Em suma, o amortecimento geométrico é nulo.

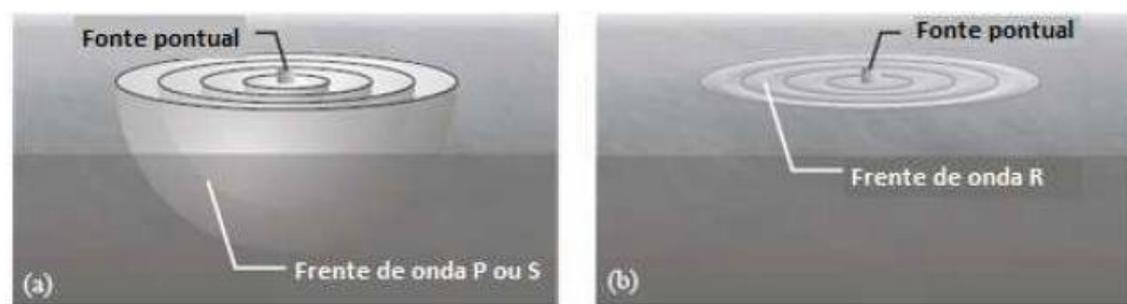


Fig.2. 11 - Caso de carga pontual (3D) (Alves Costa (2012)).

#### 2.4.4 AMORTECIMENTO MATERIAL

A presente secção pretende elucidar o leitor sobre o fenómeno responsável pela dissipação de energia do sistema mecânico. Este fenómeno de dissipação de energia é usualmente designado por amortecimento material, estando relacionado com vários aspetos do comportamento não linear de índole microscópica e ainda fenómenos friccionais interparticulares. Estes dão origem à transformação de energia mecânica em energia térmica, dissipando-se sob a forma de calor (Alves Costa (2012)).

O amortecimento material deve ser considerado sempre que se proceda a uma modelação reológica, ou seja, uma modelação onde são analisadas as relações tensão-deformação do solo,

tendo sido comprovado, através da realização de inúmeros ensaios laboratoriais cíclicos, que, mesmo no domínio das pequenas deformações, existe dissipação energética.

Por forma a atender-se aos fenómenos de amortecimento material, desenvolveram-se diversos modelos, destacando-se o modelo viscoelástico de Kelvin-Voigt, ilustrado na Fig.2.12, pela sua simplicidade. Este pode ser visto como a associação de uma mola e um amortecedor em paralelo, correspondendo a mola à componente elástica da deformação e o amortecedor à dissipação energética do sistema.

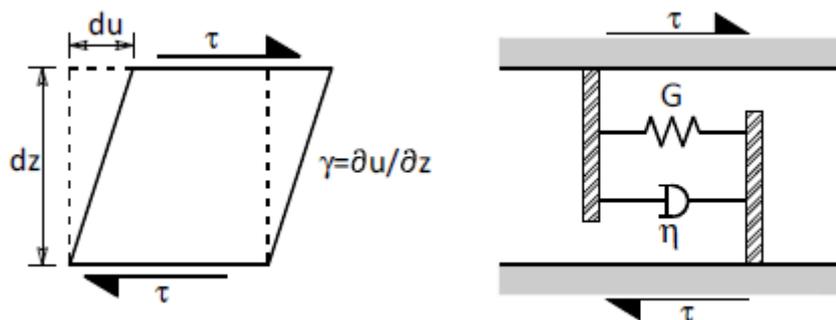


Fig.2. 12 - Modelo idealizado de Kelvin-Voigt (Alves Costa (2012)).

Tendo em conta que o amortecedor e a mola estão associados em paralelo, a deformação sofrida será igual. Posto isto, o comportamento do corpo ilustrado na Fig.2.12, submetido ao carregamento representado, pode ser descrito da seguinte forma:

$$\tau = G * \gamma + \eta * \dot{\gamma} \quad 2.7$$

correspondendo  $\tau$  à tensão aplicada,  $G$  ao módulo de distorção,  $\eta$  ao coeficiente de viscosidade e  $\gamma$  à distorção.

Se for admitido que tanto a solitação ( $\tau$ ) como a resposta do sistema ( $\gamma$ ), por questões de simplicidade, seguem uma lei do tipo harmónico, podemos escrever as seguintes igualdades:

$$\tau^*(t) = \tau_A * e^{i\omega t} \quad 2.8$$

$$\gamma^*(t) = \gamma_A * e^{(i\omega t - \theta)} \quad 2.9$$

sendo que a incógnita  $\theta$  corresponde à diferença de fase entre a solitação e a resposta do sistema, causada pela presença do amortecedor. (Alves Costa (2012)). A diferença de fase entre a solitação e a resposta do sistema encontra-se bem patente na Fig.2.13.

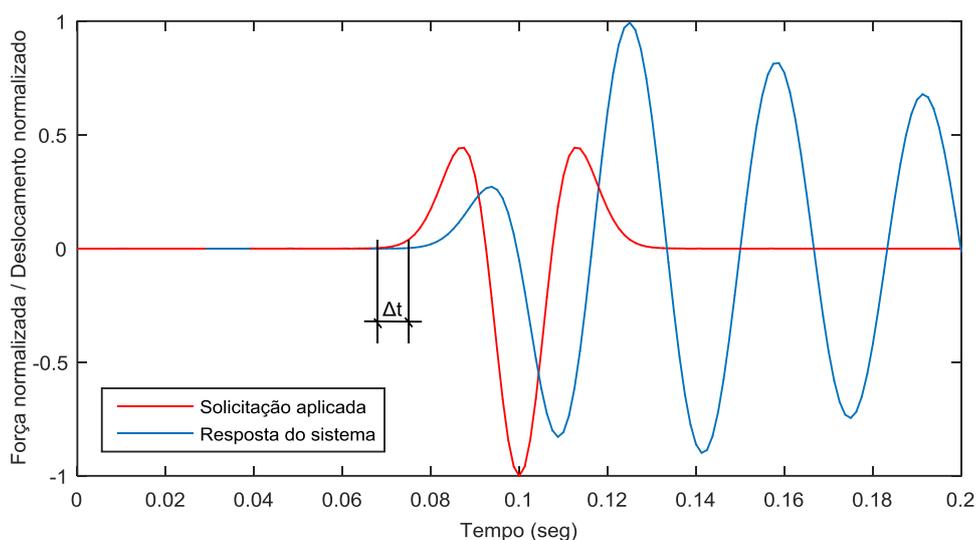


Fig.2. 13 - Diferença entre a solicitação e a resposta do sistema.

De modo a determinar-se a rigidez do sistema ( $G$ ), terá de se proceder à substituição das equações 2.8 e 2.9 na equação 2.7:

$$G^* = \frac{\tau^*}{\gamma^*} = G + i\eta\omega \quad 2.10$$

Verifica-se que a rigidez do sistema passa a ser complexa, sendo esta representada pela parte imaginária ( $i\eta\omega$ ), implicando assim uma diferença de fase entre a componente elástica ( $G$ ) e o amortecimento ( $i\eta\omega$ ). Importa salientar que, neste caso, a energia dissipada varia com a frequência de excitação. A dependência entre a energia dissipada e a frequência de excitação pode ser observada, com clareza, em diversos materiais, tais como certos fluidos e alguns elastómetros. Porém, quando o material em análise são os solos, a dissipação de energia está relacionada com a fricção no contacto interparticular, sendo deste modo um amortecimento de natureza histerética, ou seja, não dependendo o coeficiente de amortecimento da frequência de excitação.

O amortecimento de natureza histerética foi analisado por Hardin (Hardin (1965)), através de vários ensaios, realizados no âmbito de uma campanha experimental. Concluiu que, para o modelo de Kelvin-Voigt traduzir o comportamento constitutivo do solo, isto é, relações tensões-deformações, no domínio das pequenas deformações, terá de existir uma diminuição da viscosidade proporcional à frequência de excitação, de modo a ser constante a parcela ( $i\eta\omega$ ). Tal evidência é descrita matematicamente através da introdução de parâmetros de rigidez complexos:

$$G^* = G + iG_i = G(1 + 2i\xi) \quad 2.11$$

correspondendo  $\xi$  ao coeficiente de amortecimento histerético do solo, estando este relacionado com a viscosidade do seguinte modo:

$$\xi = \frac{\eta\omega}{2G} \quad 2.12$$

## 2.5 MEDIDAS DE MITIGAÇÃO

Após terem sido abordados os fenómenos basilares relativos aos problemas de vibrações induzidas por tráfego ferroviário, resta a abordagem das medidas de mitigação dos mesmos.

As diversas medidas de mitigação, dependendo do local onde estão implementadas, podem ser agrupadas, embora que de uma forma geral, em três classes,: i) medidas de mitigação na fonte; ii) medidas de mitigação no trajeto de propagação entre a fonte e o recetor; iii) medidas de mitigação no recetor. De modo a tornar estas medidas o mais eficiente possível, é imperativo proceder à conceção de ferramentas numéricas passíveis de estimar, com fiabilidade, o nível de vibrações induzido no caso em análise.

Serão apresentadas de seguida, algumas das medidas de mitigação mais comuns de cada uma das classes referidas anteriormente.

### 2.5.1 MEDIDAS DE MITIGAÇÃO NA FONTE

O objetivo da implementação destas medidas prende-se com a redução da energia que é transmitida ao terreno, resultando, assim, na minimização do campo de vibrações propagado para a vizinhança. Este tipo de medida permite que a mitigação seja sentida por um maior conjunto de edifícios. Existem várias formas de se proceder à mitigação na fonte, que passam a ser apresentados:

- Isolamento da via

Esta pode ser materializada através da introdução de elementos resilientes, cujo objetivo é a introdução de uma nova frequência natural (ressonância), minimizando, assim, a energia induzida no terreno de fundação, nas frequências superiores à frequência de ressonância introduzida, como se pode constatar pela Fig.2.14.

No caso de via em laje com fixação direta, a introdução do elemento resiliente em contínuo pode ser equacionada diretamente sob o carril, onde a espessura da palmilha está limitada, para que seja prevenida a deformação excessiva do carril. Este tipo de elemento é bastante eficaz para frequências superiores aos 60 – 80 Hz. Contudo, a grande desvantagem da utilização de palmilhas flexíveis está associada ao facto de permitirem uma vibração maior do carril, dando origem ao aumento do ruído radiado por ele. Porém, o sistema de via em laje flutuante conduz a soluções de mitigação com um grau de eficiência mais elevado. Este tipo de medida é equacionado através da colocação do elemento resiliente por baixo da laje e não ao nível do carril, como ilustra a Fig.2.15.

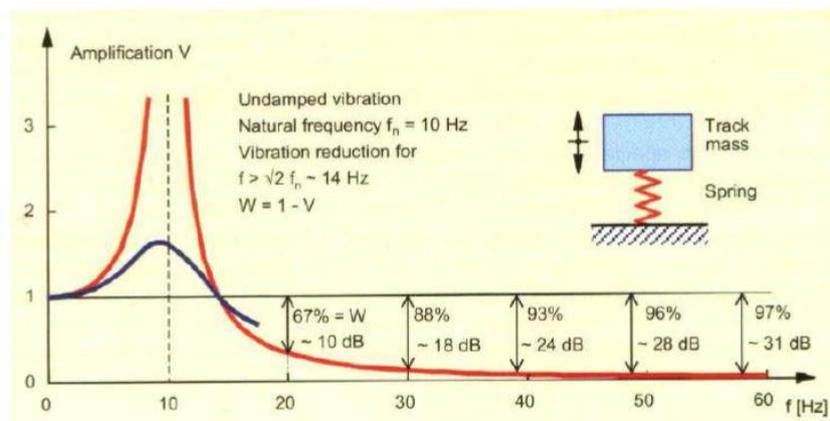


Fig.2. 14 - Redução de vibrações através da introdução de elementos resilientes (Esveld (2001)).



Fig.2. 15 - Sistema de Laje Flutuante (Koroma (2014)).

As medidas de mitigação apresentadas até aqui fazem referência a sistemas de via em laje, todavia poderá ser feito o paralelismo do sistema de via em laje flutuante para o tráfego superficial, através da introdução de mantas resilientes em vias balastradas. Um estudo levado a cabo por Alves Costa et al concluiu que a eficiência da manta poderá ser otimizada quando esta é introduzida sob da camada de sub-balastro, aumentando a massa que atua sobre o elemento levando assim a uma diminuição da frequência de ressonância (Alves Costa, Calçada e Silva Cardoso, 2012).

É de realçar que este tipo de soluções terá de ser adaptado à solução de via que será utilizada no projeto.

- Manutenção da via e do comboio

Tendo em conta que um dos principais mecanismos de excitação responsável pela geração de vibrações se prende com as irregularidades verificadas na linha férrea ou nas rodas do comboio, esta medida tem como objetivo minimizá-las. Estas irregularidades resultam do desgaste das vias e das travagens, no caso das rodas. A título de curiosidade refira-se que a manutenção da via-férrea é designada geralmente por esmerilagem.

Está bem patente na Fig.2.16 a diferença entre uma manutenção regular e uma manutenção sazonal. Esta medida é interessante pelo facto de atuar diretamente num dos principais mecanismos de geração de vibrações. É importante realçar que se a medida de mitigação passar exclusivamente pela manutenção da via-férrea, representará um custo considerável, sendo de todo vantajoso a conjugação de vários tipos de medidas para que o custo com a mitigação das vibrações seja otimizado.

Podem ainda ser levadas a cabo modificações na conceção do veículo, de modo a que sejam reduzidas as massas não suspensas (rodas e eixos), permitindo, assim, a diminuição das vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário (Colaço, Costa e Connolly, 2016).

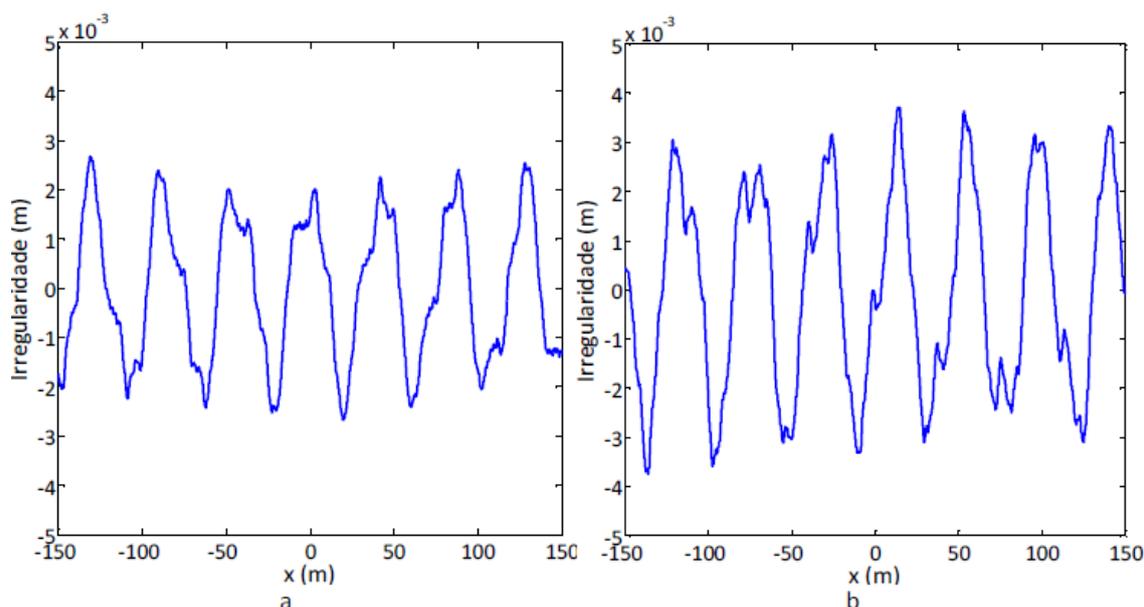


Fig.2. 16 - Perfil de irregularidades geométricas da via-férrea: a) via em bom estado b) via em estado deficiente (Alves Costa (2012))

### 2.5.2 MEDIDAS DE MITIGAÇÃO NO TRAJETO DE PROPAGAÇÃO

Outra forma de mitigar as vibrações poderá passar pela interrupção do trajeto entre a fonte, que é a via-férrea, e a vizinhança, ou seja, os edifícios. Esta interrupção poderá ser materializada com o auxílio de elementos que funcionam como obstruções à propagação de ondas através do terreno de fundação. Estes elementos têm como objetivo refletir, amortecer e até mesmo dispersar as ondas que nelas incidem, diminuindo assim, a área afetada pelas vibrações. As soluções mais usuais passam pela construção de cortinas de estacas ou então pela abertura de trincheiras, que poderão ser ou não preenchidas, como se pode observar na Fig.2.17.

Importa referir que este tipo de intervenções é mais adequado quando se trata de tráfego superficial do que no tráfego em túnel. Quando executadas a partir da superfície, as barreiras configuram-se como um meio muito eficaz na minimização da propagação das ondas superficiais, nomeadamente as ondas R.

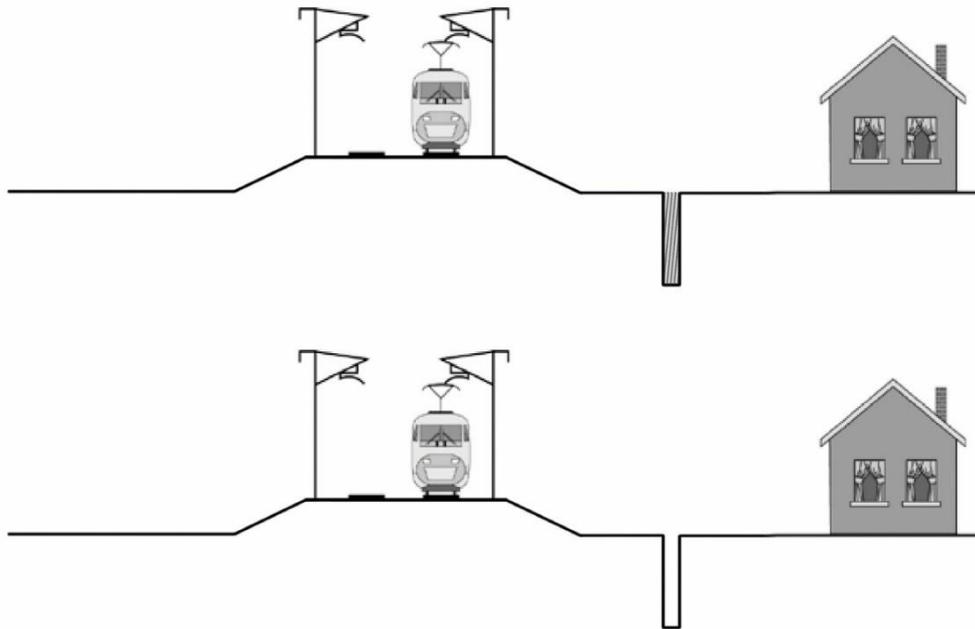


Fig.2. 17 - Medida de mitigação no trajeto: a) barreira preenchida com elemento de baixa rigidez; b) barreira sem preenchimento (adaptado de FRA (2012)).

### 2.5.3 MEDIDAS DE MITIGAÇÃO NO RECETOR

Mencionadas as medidas de mitigação na fonte e no trajeto de propagação, impõe-se a abordagem das medidas de mitigação no recetor. Este tipo de medidas pode ser vantajosa no caso de se estar perante problemas pontuais, como os que afetam um edifício ou um grupo reduzido de edifícios.

As soluções mais usuais de mitigação de vibrações ao nível do recetor passam pelo isolamento das fundações ou então de um compartimento, introduzindo apoios elásticos, sendo estes materializados através de molas de aço. É de realçar que muitas vezes este tipo de medidas são aplicados no edifício para acautelar problemas de índole sísmica, embora sejam úteis também para a atenuação das vibrações induzidas por tráfego ferroviário. A Fig.2.18 apresenta uma imagem ilustrativa da medida exposta.

Pode ainda recorrer-se a uma solução pontual, em alternativa ao isolamento da base, que consiste em isolar apenas um compartimento, como por exemplo, um laboratório. Com esta solução, pretende-se que este apresente um comportamento dinâmico distinto do restante edifício. Apresenta-se na Fig.2.19 dois métodos que podem ser implementados quando é desejado proceder ao isolamento pontual de um compartimento.

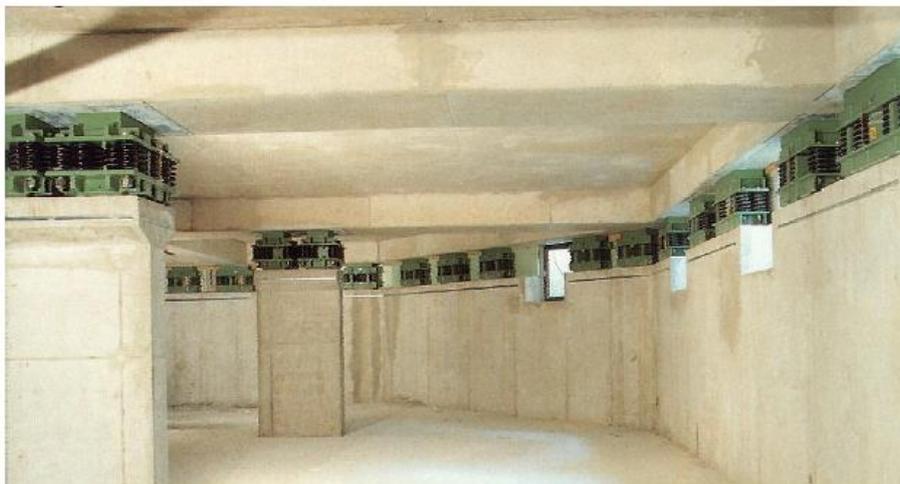


Fig.2. 18 - Sistema de isolamento através de inclusão de apoios resilientes (Lopes (2015)).

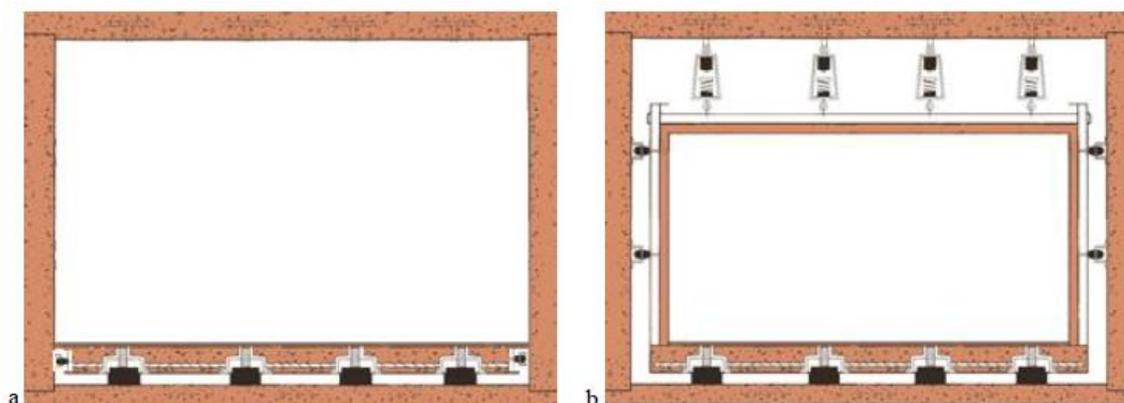


Fig.2. 19 - Isolamento de um compartimento: a) laje do compartimento; b) sistema “box-in-box” (Lopes (2015)).

Por último, importa referir que este tipo de solução deve ser utilizado após ponderação, uma vez que a alteração das condições de apoio estrutural dará origem à modificação do comportamento modal do edifício.



# 3

## MÉTODOS DOS INTEGRAIS TRANSFORMADOS

### 3.1 GENERALIDADES

Depois de concluída uma resenha de vários aspetos de carácter físico relacionados com o problema das vibrações induzidas pela passagem de comboios, estão reunidas as condições para a introdução dos conceitos de índole matemática referentes ao problema aqui analisado. São várias as metodologias atuais para a análise de maciços sujeitos a cargas de natureza dinâmica. De um modo geral, podemos agrupar as metodologias em três classes: i) metodologias analíticas; ii) metodologias semi-analíticas, iii) metodologias numéricas.

Importa realçar que a aplicação de metodologias analíticas é bastante limitada, uma vez que foram redigidas para a resolução de problemas com carregamentos e geometrias muito particulares, não se verificando na generalidade dos casos práticos.

Deste modo, o presente capítulo irá incidir sobre as temáticas relacionadas com o método dos integrais transformados, sendo resolvidos alguns exemplos de aplicação simples, dotando assim o leitor de valências, consideradas pelo autor como fulcrais, para a compreensão do modelo semi-numérico utilizado na presente dissertação. Os resultados seguidamente apresentados resultam de pequenos programas desenvolvidos e implementados pelo autor.

### 3.2 MÉTODO DOS INTEGRAIS TRANSFORMADOS

O Método dos Integrais Transformados, ou vulgarmente designado por MIT, é um método de análise semi-analítico. Este apresenta algumas restrições (Grundmann e Trommer (2001)) no que diz respeito à sua aplicação, tais como: i) não permite a consideração de efeitos não lineares; ii) a geometria do maciço está bastante restrita, sendo que a sua estratificação terá de ser imperativamente horizontal e paralela à superfície do terreno; iii) não possibilita a inclusão de heterogeneidades; iv) a consideração de algumas condições iniciais será difícil ou até mesmo impossível. (Alves Costa (2012)).

Contudo, quando o presente método reúne as condições necessárias para poder ser aplicado, o MIT leva a uma interpretação mais pormenorizada do carácter físico do problema e permite ainda que haja uma otimização, em questões de tempo e esforço computacional, na resolução de problemas, particularmente quando as análises contemplam cargas móveis.

O conceito base do método prende-se com a ideia de que é possível conhecer uma função do tipo transiente, isto é, apresenta uma configuração que não é constante no tempo, como se ilustra na Fig.3.1, através da sobreposição de várias funções, cujas propriedades são conhecidas, tendo-se

como exemplo uma função sinusoidal, ilustradas na Fig.3.2. Para que isto seja possível, o MIT realiza uma transformação no domínio de análise, passando, por exemplo, do domínio do tempo para o domínio da frequência ou do domínio do espaço para o domínio do número de onda. Esta transformação é essencial atendendo a que, no domínio do tempo, a análise de um instante depende das condições obtidas no instante anterior, ou seja, há uma dependência entre os instantes analisados. Porém, quando estamos perante um domínio transformado, no exemplo inicial, o domínio da frequência, a cada frequência corresponde uma e uma só resposta harmônica. Por último, e após serem conhecidas todas as respostas harmônicas do sistema, para se obter a resposta no domínio original, uma inversão de domínio terá de ser aplicada, recorrendo assim à transformada inversa.

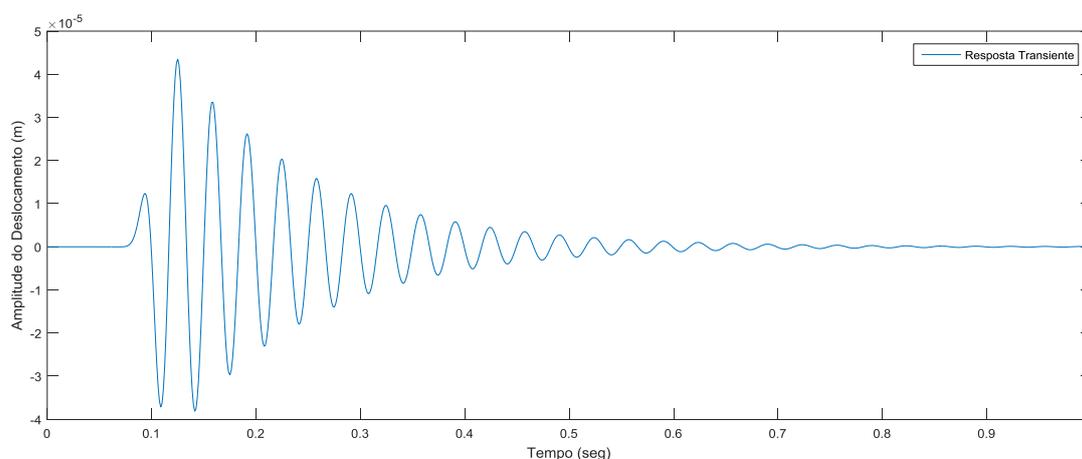


Fig.3. 1 - Resposta transiente.

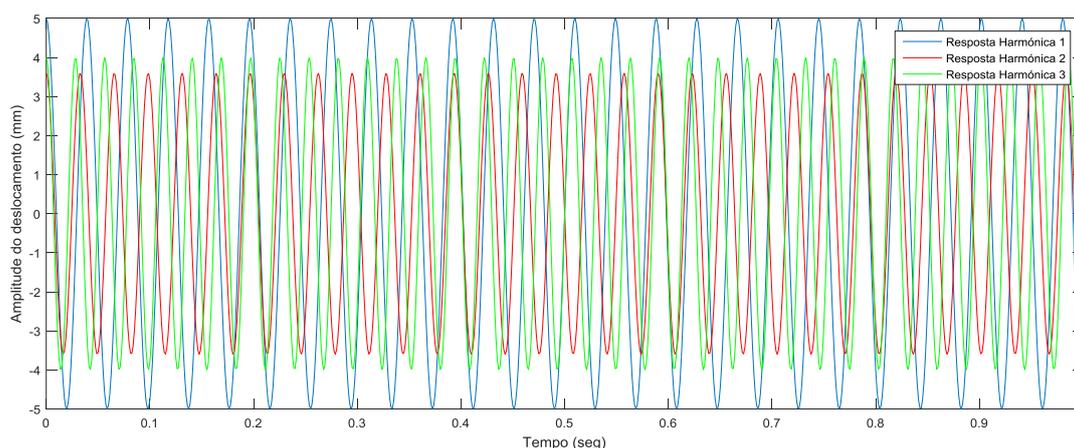


Fig.3. 2 Várias Respostas Harmônicas.

Existem diversas técnicas de transformação do domínio, a cada uma das quais estão associadas vantagens e desvantagens. São exemplos destas técnicas a Transformada de Fourier, a Wavelet Transform, a Transformação de Laplace, entre outras. Na presente dissertação será destacada a

Transformada de Fourier, pela sua simplicidade e pelo facto de ser particularmente favorável a sua aplicação quando o conteúdo em frequência do sinal não varia no tempo. Esquematiza-se, de seguida, a expressão da Transformada de Fourier, que possibilita a transformação das variáveis espaciais no correspondente número de onda ( $x \rightarrow k_1$ ), ( $y \rightarrow k_2$ ) e da variável temporal na correspondente frequência ( $t \rightarrow \omega$ ), sendo estas aplicadas nos exemplos resolvidos nas secções posteriores.

$$\tilde{f}(k_1, k_2, z, \omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f(x, y, z, t) * e^{-i(k_1x+k_2y+\omega t)} dx dy dt \quad 3.1$$

A tradução matemática da realidade física dos problemas elastodinâmicos implica a resolução de equações diferenciais parciais, não podendo estas serem determinadas de forma analítica. Recorre-se então à transformação do domínio de análise de modo a que as equações passem a ser ordinárias, possibilitando assim a sua determinação de forma analítica.

Uma vez que o objetivo passa pela determinação da resposta no domínio de origem, apresenta-se de seguida a expressão utilizada para a inversão do domínio:

$$f(x, y, z, t) = \frac{1}{8\pi^3} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{f}(k_1, k_2, z, \omega) * e^{i(k_1x+k_2y+\omega t)} dk_1 dk_2 d\omega \quad 3.2$$

Será importante referir que o conteúdo em frequência do sinal é um “input” essencial em sistemas onde a função de transferência é dependente deste, como se verifica no caso de estudo desenvolvido na presente dissertação.

O Método de Integrais Transformados pode ainda ser utilizado concomitantemente com métodos numéricos, como o MEF ou MEC, no desenvolvimento de técnicas de cálculo mais eficientes, como será descrito no capítulo posterior.

Importa reforçar a ideia de que a transformação de domínio de análise possibilita a interpretação de sinais cuja interpretação seria difícil no seu domínio de origem.

Para uma melhor compreensão do funcionamento base do modelo utilizado na presente dissertação, mostra-se útil iniciar-se o estudo de problemas clássicos de análise dinâmica, que serão analisados nas secções seguintes.

### 3.3 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

#### 3.3.1 OSCILADOR DE UM GRAU DE LIBERDADE

O caso mais simples dos problemas clássicos consiste num sistema de um grau de liberdade, vulgarmente designado por oscilador, sob a ação de uma carga dinâmica. O problema consiste na análise do deslocamento sofrido por uma massa apoiada numa mola e num amortecedor, em simultâneo com a atuação de uma força com carácter variável no tempo. Observa-se na Fig.3.3 um esquema ilustrativo do oscilador. No presente estudo considerou-se uma massa,  $m$ , de 1.4 Kg, uma rigidez,  $k$ , de 50000 kN/m e um coeficiente amortecimento do sistema,  $\xi$ , de 0.03.

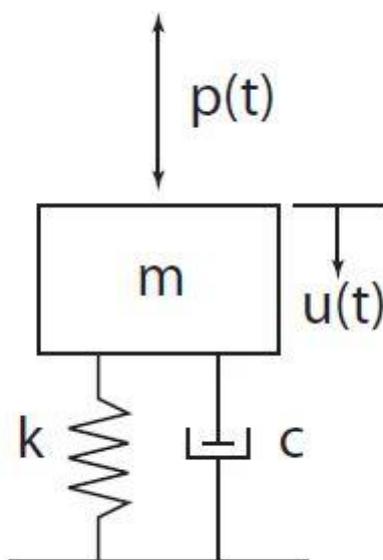


Fig.3. 3 – Oscilador de um grau de liberdade.

Tendo em conta que o equilíbrio do sistema passará pelo equilíbrio da força de inércia, da força de amortecimento e também da força exercida pela mola, é possível escrever o equilíbrio dinâmico do sistema, usando a segunda Lei de Newton, dando origem à seguinte equação:

$$m * \ddot{u}(t) + c_u * \dot{u}(t) + k^* * u(t) = P(t) \quad 3.3$$

O amortecimento do sistema, expresso pela parcela  $c_u * \dot{u}(t)$ , pode ser tido em conta através da inclusão de uma componente imaginária no valor de  $k^*$ , coeficiente que representa a rigidez da mola, (segundo o princípio elástico-viscoelástico da Teoria da Visco-Elasticidade). Este processo pode ser observado pela seguinte equação:

$$k^* = K * (1 + 2i\omega\xi) \quad 3.4$$

Para a resolução da equação de equilíbrio dinâmico, será necessário a suposição que a resposta do sistema ( $u(t)$ ) segue uma lei do tipo:

$$u(t) = A * e^{i\omega t} \quad 3.5$$

sendo A a amplitude da resposta do sistema.

Constata-se, pela equação de equilíbrio dinâmico acima descrita, que para esta ser verificada, será necessário o conhecimento da aceleração do sistema em função do tempo ( $\ddot{u}(t)$ ). De modo a

ultrapassar-se este problema, será suficiente relembrar que a aceleração é obtida através da segunda derivada do deslocamento do sistema em ordem ao tempo, como se ilustra de seguida:

$$\ddot{u}(t) = \frac{\partial^2 u(t)}{\partial t^2} \quad 3.6$$

$$\ddot{u}(t) = -\omega^2 * A * e^{i\omega t} \quad 3.7$$

Conhecida a aceleração ( $\ddot{u}(t)$ ) em função do deslocamento ( $u(t)$ ), será possível proceder-se à substituição das mesmas na equação de equilíbrio. Assim, apresentando o sistema um coeficiente de amortecimento, a resposta do oscilador terá um carácter transitório, sendo esta de difícil determinação no domínio original (domínio do tempo). De modo a ultrapassar-se este obstáculo é aplicada uma transformação de domínio. Esta transformação é possível com o auxílio de uma operação matemática, designada por Transformada de Fourier, descrita pela 3.8, permitindo assim, a transformação do domínio de análise do tempo para o domínio da frequência, o que pode ser verificado pela 3.9.

$$P(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} P(t) * e^{-i\omega t} * dt \quad 3.8$$

$$u(\omega) = \frac{1}{(k - \omega^2 * m)} * P(\omega) \quad 3.9$$

O autor optou pela apresentação dividida dos termos da expressão anterior para que seja possível a introdução de um novo conceito de forma mais simples. Como se constata pela expressão anterior, a resposta do sistema depende de duas parcelas: i) a carga aplicada ao corpo, designada por  $P(\omega)$ ; ii) e também por um coeficiente fracionário, designado por Função de Transferência.

Este último representa uma função de proporcionalidade entre a resposta (Output) e a carga aplicada ao sistema (Input), que é de extrema importância para a otimização do esforço computacional, A Função de Transferência pode ser calculada, uma única vez, visto que depende exclusivamente das propriedades do meio e do intervalo de frequências escolhido para a análise. Assim, habitualmente é calculada a Função de Transferência para uma carga unitária, sendo obtida posteriormente, a resposta para qualquer carga considerada recorrendo somente à multiplicação desta mesma carga pela Função de Transferência, previamente calculada.

Depois de determinada esta função, é possível a obter a resposta do sistema através da multiplicação da mesma pela carga considerada. A força considerada passou pelo impulso de Ricker, ilustrado na Fig.3.4.

Como é possível verificar pela Fig.3.5, com a transformação de domínio, um impulso simples, como o impulso de Ricker, excita diversas frequências, a cada uma das quais está associada uma resposta harmónica. Deste modo, terá de ser escolhido para a análise um intervalo de frequências que seja amplo o suficiente para serem consideradas todas as frequências excitadas pela força, mas não tão amplo que implique um esforço computacional desnecessário.

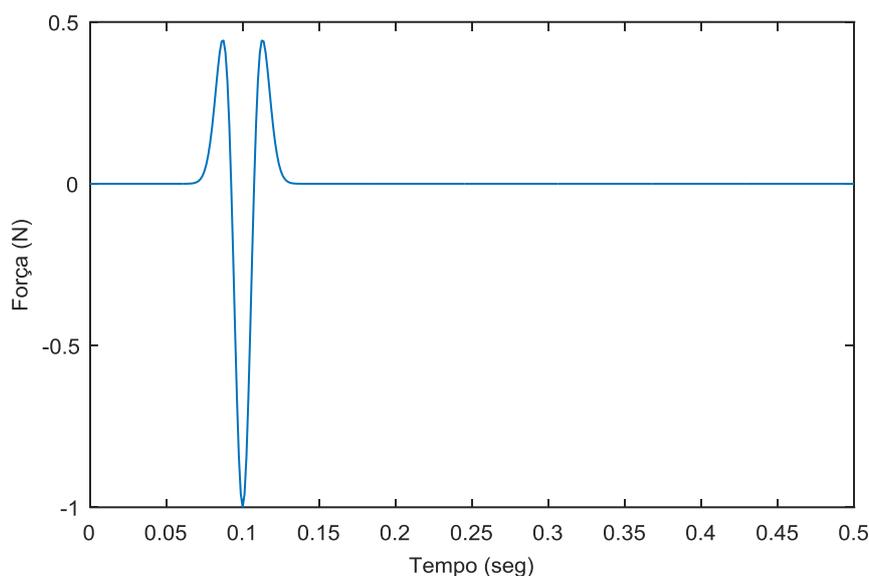


Fig.3. 4 - Impulso de Ricker (Domínio do Tempo).

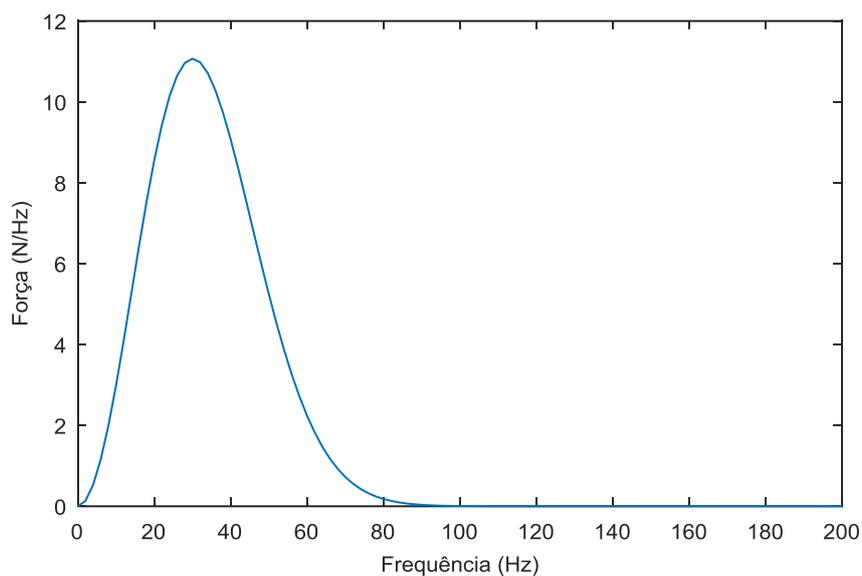


Fig.3. 5 - Impulso de Ricker (Domínio da Frequência).

Visto que o processo de transformação proporciona a obtenção da resposta no domínio da frequência, como se pode observar pela Fig.3.6, quando o desejável seria a resposta no domínio do tempo, terá de se proceder à inversão do domínio. Para isso recorre-se à transformada inversa de Fourier, que representa a combinação de todas as respostas harmónicas calculadas para o intervalo frequências analisado. Concluído o processo de inversão do domínio transformado para o domínio de origem, é possível obter a resposta transiente do sistema, que está representada na Fig.3.7. É de realçar um pico da resposta para um frequência próxima dos 30 Hz, sendo esta a frequência natural do sistema, como pode ser observado pela seguinte equação:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{k}{m}} = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{50000}{1.4}} = 30.08 \text{ Hz} \quad 3.10$$

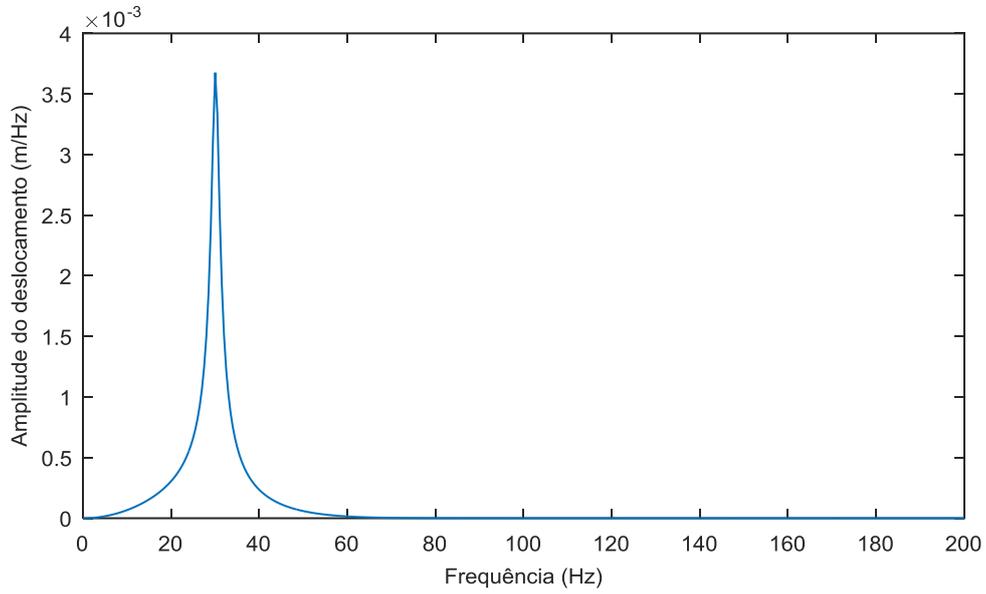


Fig.3. 6 - Resposta do oscilador (Domínio da Frequência).

$$P(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} P(w) * e^{+i\omega t} * dw \quad 3.11$$

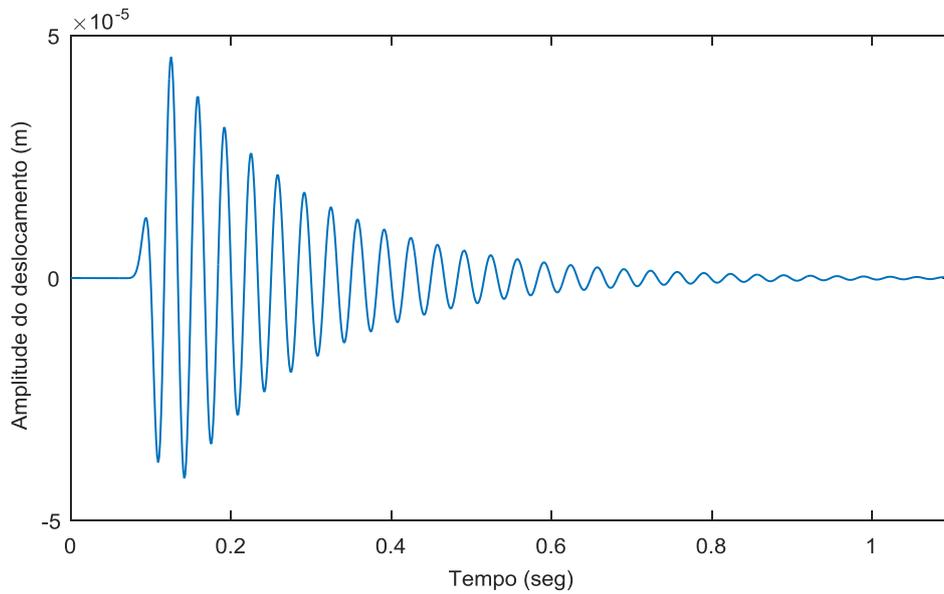


Fig.3. 7 - Resposta do oscilador (Domínio do Tempo).

### 3.3.2 A VIGA DE WINKLER: CARGA IMPULSIVA PARADA

Depois de estudado o caso mais simples da análise dinâmica, terá lugar o estudo de um caso clássico, embora que de uma forma geral, conhecido na literatura como a Viga de Winkler. Este retrata uma viga em apoio elástico contínuo, como é ilustrado na Fig.3.8. No presente estudo foi considerado uma viga com uma rigidez de flexão,  $EI$ , de  $6.14 * 10^6$  kN/m<sup>2</sup>, uma massa,  $m$ , de 60 Kg/m, um coeficiente de amortecimento,  $\xi$ , de 0.05, e uma mola com rigidez,  $K^*$ , de  $3.33 * 10^8$  kN/m.

A equação de equilíbrio dinâmico do presente problema é ligeiramente diferente da equação do problema anterior, atendendo ao facto de que a resposta de um ponto da viga depende, agora, tanto do instante temporal da análise bem como da posição espacial na viga. É apresentada de seguida a equação regente do caso em estudo.

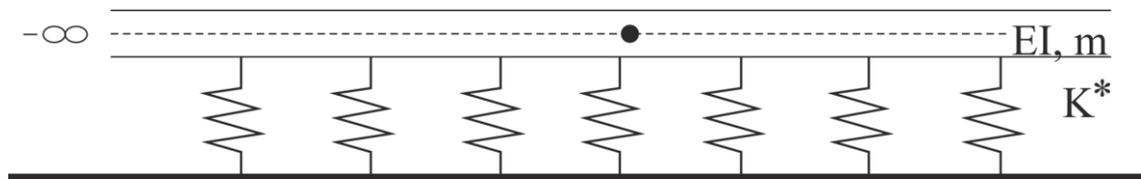


Fig.3. 8 - Viga de Winkler.

$$\frac{\partial^4 u(x, t)}{\partial x^4} EI + m * \ddot{u}(x, t) + K^* * u(x, t) = P(x, t) \quad 3.12$$

$$P(x, t) = \delta.(x) * P(t) \quad 3.13$$

em que  $\delta.$  representa o operador matemático Delta Dirac.

Constata-se, então, que o problema se torna um pouco mais complexo quando comparado com o anterior, pelo facto de termos duas variáveis na análise em questão, o espaço e o tempo.

Relativamente à questão do domínio do tempo, esta é ultrapassada exatamente do mesmo modo que no caso estudado anteriormente, recorrendo à transformada de Fourier em ordem à variável temporal.

$$P(x, \omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} P(x, t) * e^{-i\omega t} * dt \quad 3.14$$

Importa referir que a transformada de Fourier do operador Delta Dirac resulta no valor unitário. Transformando o domínio do tempo no domínio da frequência, a equação de equilíbrio dinâmico apresentará a seguinte forma.

$$\frac{\partial^4 u(x, \omega)}{\partial x^4} EI + m * \ddot{u}(x, \omega) + K^* * u(x, \omega) = P(x, \omega) \quad 3.15$$

Contudo, para a resolução da equação de equilíbrio dinâmico, faltará resolver a questão relativa à derivada de quarta ordem em relação ao espaço. Esta dificuldade é resolvida aplicando a Transformada de Fourier, desta vez relativamente à variável espaço. Esta operação possibilita a transformação do domínio do espaço para o domínio do número de onda ( $k_1$ ), sendo este o homólogo da frequência, quando a transformada de Fourier é aplicada ao tempo.

$$u(k_1, \omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} u(x, \omega) * e^{i\omega t} * e^{ik_1 x} * dx \quad 3.16$$

Recorre-se à aplicação de uma transformada de Fourier em relação ao espaço, de modo a tornar possível o cálculo da derivada de quarta ordem analiticamente, como se ilustra de seguida:

$$\frac{\partial^4 u(k_1, \omega)}{\partial k_1^4} = k_1^4 * e^{i\omega t} * e^{ik_1 x} \quad 3.17$$

Estão finalmente reunidas as condições para a resolução da equação de equilíbrio dinâmico, como é demonstrado de seguida:

$$k_1^4 * EI - \omega^2 m + k^* * u(k_1, \omega) = P(k_1, \omega) \quad 3.18$$

$$u(k_1, \omega) = \frac{1}{k_1^4 * EI + k^* - \omega^2 m} * P(k_1, \omega) \quad 3.19$$

Atendendo à equação anterior, é possível verificar que o caso analisado no tópico anterior, onde a resposta não dependia do número de onda ( $k_1$ ) escolhido para a análise é efetivamente um caso particular da viga de Winkler quando é considerado, na análise, 0 para o valor de  $k_1$  (número de onda), ficando a equação 3.19 igual à 3.9.

Será novamente assumido, como no caso previamente estudado, o impulso de Ricker como carga aplicada ao sistema, ficando igualmente assim definido o intervalo de frequências para a análise.

Para ser possível continuar o cálculo da resposta da Viga de Winkler à ação do impulso de Ricker, falta a definição do intervalo pretendido para o número de onda  $k_1$ . Regra geral, é suficiente considerar um intervalo de [-20;20] rad/m, para que sejam contemplados todos os números de onda necessários à análise.

Tendo presente que o caso em estudo possui duas variáveis (número de onda e frequência), é fácil entender que a resposta da viga será constituída por uma matriz onde serão analisadas todas as combinações de frequência e de número de onda, como se verifica pela 3.20. Assim sendo, a resposta poderá ser interpretada de duas formas: i) fixando um ponto da viga e observando o seu comportamento ao longo do tempo, podendo esta resposta ser encarada como um “vídeo”, como

pode ser visto pela Fig.3.11; ii) fixando um valor do tempo e observando a deformada da viga, podendo então ser encarada como uma “fotografia”, o que pode ser observado pela Fig.3.12.

$$u(k_1, \omega) = \begin{matrix} k1 \\ k2 \\ (...) \\ kn \end{matrix} \begin{matrix} \omega1 & \omega2 & (...) & \omega n \end{matrix} \quad 3.20$$

Para obter as respostas no domínio de origem serão aplicadas duas Transformadas de Fourier Inversas, uma ao número de onda e outra à frequência:

$$u(x, t) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} u(k, \omega) * e^{-ikx} * dx * e^{-i\omega t} * d\omega \quad 3.21$$

Depois de ser repostos o domínio de origem, espaço-tempo, é possível representar exatamente as mesmas respostas que foram apresentadas no domínio transformado através das Fig.3.9 e Fig.3.10, no domínio de origem, podendo ser consultadas pelas Fig.3.11 e Fig.3.12.

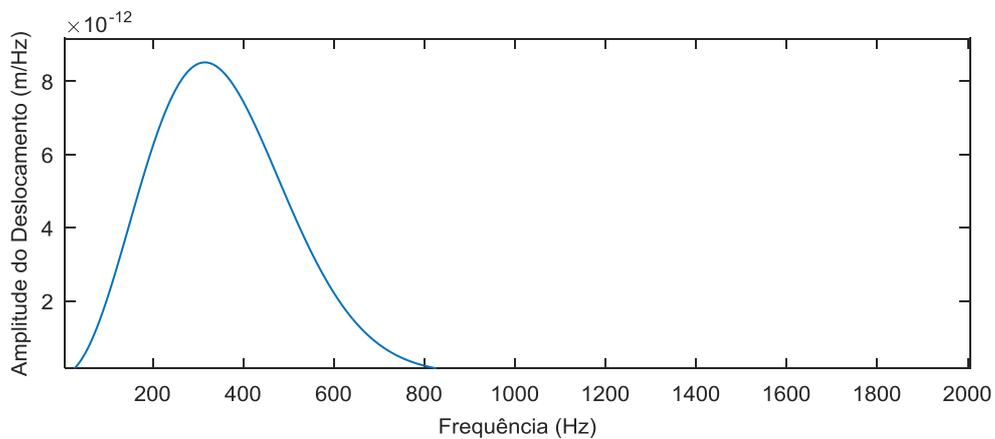


Fig.3. 9 - Resposta no domínio da frequência para o ponto x=0m.

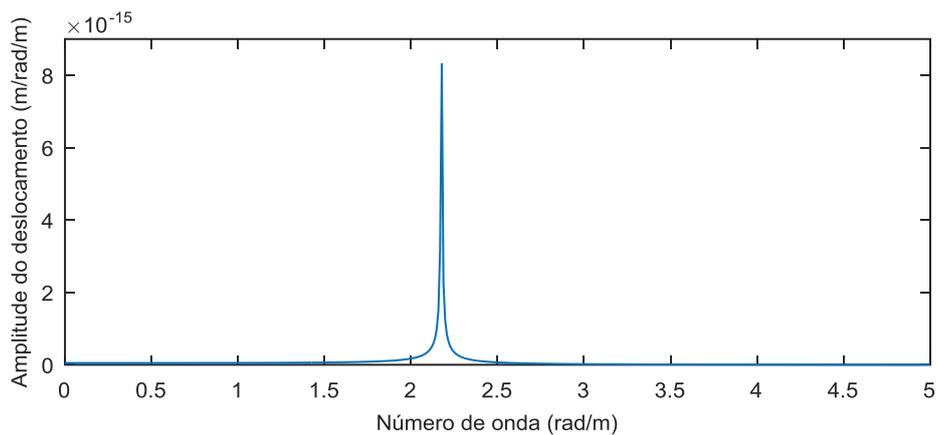


Fig.3. 10 - Resposta no domínio do Número de Onda para o instante temporal  $t=0$  seg.

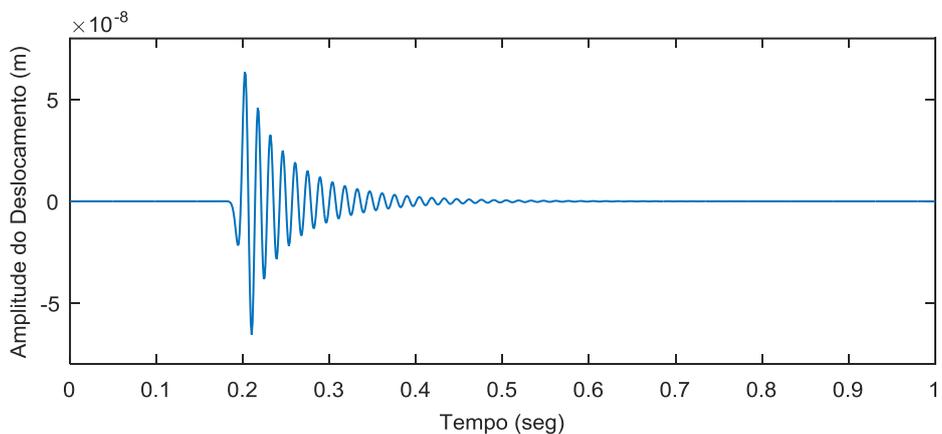


Fig.3. 11 - Resposta no domínio do Tempo para o ponto  $x=0\text{m}$ .

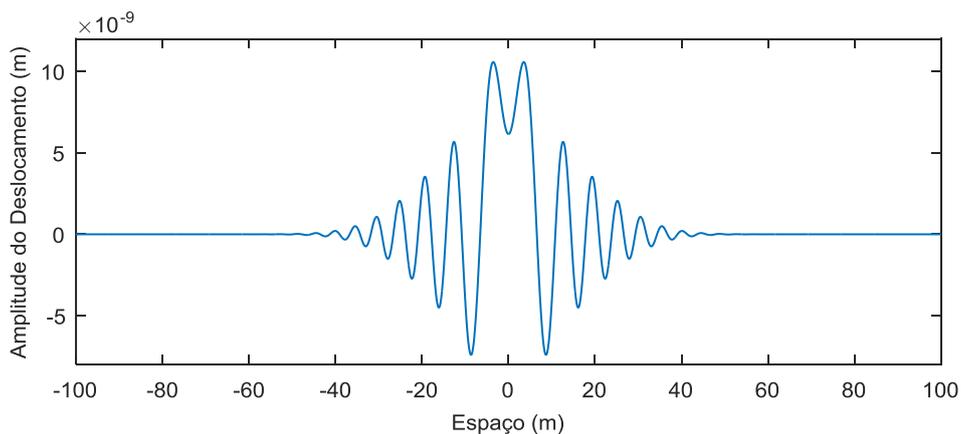


Fig.3. 12 - Resposta no domínio do Espaço para o instante temporal  $t=0$  seg.

É possível verificar alguma similaridade entre a resposta no domínio do tempo e a resposta obtida no caso de estudo anterior. Isto resulta do facto de a Viga de Winkler ser constituída pela junção de múltiplos osciladores na direção longitudinal.

### 13.3.3 A VIGA DE WINKLER: CARGA MÓVEL DE AMPLITUDE CONSTANTE

Até agora foram analisados os modelos centrados exclusivamente em solicitações de carácter fixo ao longo de tempo. Contudo, estes não são os mais apropriados para o desenvolvimento do tema desta dissertação, a análise dinâmica provocado por tráfego ferroviário, por não considerarem o carácter móvel da solicitação.

Existem várias metodologias para a incorporação desta característica, focando-se o presente estudo na metodologia aplicada no domínio do número de onda-frequência. Para um conhecimento mais aprofundado das metodologias aplicadas no domínio espaço-tempo, remete-se o leitor para a consulta de artigos da especialidade.

A incorporação do carácter móvel da carga é alcançada através da alteração do referencial, que passa de fixo a móvel, acompanhando assim o movimento da solicitação. Esta transformação é conseguida tirando partido de certas propriedades da Transformada de Fourier.

O problema aqui analisado é em tudo similar ao anterior, sendo válida, com uma pequena exceção, a equação de equilíbrio dinâmico proposta por Winkler.

$$\frac{\partial^4 u(x, t)}{\partial x^4} EI + m * \ddot{u}(x, t) + k^* * u(x, t) = P * \delta. (x - vt) \quad 3.22$$

O carácter móvel da solicitação é descrito pelo operador matemático delta Dirac,  $\delta$ . Este operador tem a particularidade de assumir o valor matemático “verdadeiro” quando o argumento assume o valor zero. Segue-se um exemplo concreto para facilitar a compreensão.

Imagine-se a existência de uma carga de amplitude constante que se movimenta com uma velocidade, acima descrita pela variável  $v$ , de 100m/s. No instante inicial, a carga ocupará tanto a posição temporal como espacial zero, ou seja,  $x=0m$  e  $t=0$  seg. Substituindo os valores das variáveis, tempo e espaço, no operador delta Dirac, verifica-se que o argumento apresenta valor zero. Quando isto acontece, o operador assume o valor unitário, igualando a expressão 3.22 à carga aplicada. Caso fossem conjugados os valores  $x=10m$  e  $t=1seg$ , o argumento do operador resultaria num valor diferente de zero, o que é facilmente explicado atendendo que a carga se desloca com uma velocidade de 100m/s, desta forma, a carga terá percorrido 100m ao final de um segundo. Assim sendo, como a conjugação do par  $x=10m$  e  $t=1seg$  não corresponde ao ponto onde a carga está aplicada, o operador assumirá o valor zero.

A resolução do problema em apreço passará pelo mesmo processo de transformação de domínio observado no caso anterior. Deste modo é então descrita a expressão após a dupla transformação, onde se tirou partido das propriedades de translação da transformada:

$$u(k_1, \omega) = \frac{1}{k_1^4 * EI + k^* - \omega^2 m} * P * \delta. (\omega + k_1 * v) \quad 3.23$$

Na expressão acima descrita é possível verificar que, pelo facto da carga aplicada apresentar magnitude constante, esta perde a sua dependência do intervalo de frequências escolhido para a análise. Este problema terá solução apenas quando o argumento do operador delta Dirac for igual a zero, traduzindo-se na seguinte relação:

$$\omega = -k_1 * v \quad 3.24$$

Com a relação acima descrita, a variável frequência poderá ser escrita em função da variável número de onda. Deste modo, a análise passará a depender de uma única variável.

Depois de calculada a resposta do sistema no domínio transformado, terá de se aplicar uma inversão do domínio, de modo a obter-se a resposta no domínio de origem. Importa referir que, pelo facto de se tirar partido das propriedades da Transformada de Fourier, de modo a tornar possível a transformação de um referencial fixo para um referencial móvel, a expressão no domínio de origem sofre uma alteração, abaixo representada:

$$u(s) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} u(k_1) * e^{-ik_1x} * dk_1 \quad 3.25$$

$$s = x - vt \quad 3.26$$

A resposta do sistema poderá ser obtida da mesma forma que no caso anterior, ou seja, fixando um ponto de análise e observando o seu deslocamento em função do tempo, ou fixando um instante temporal e observando a deformada da viga, ambas são ilustradas pelas Fig.3.13 e Fig.3.14:

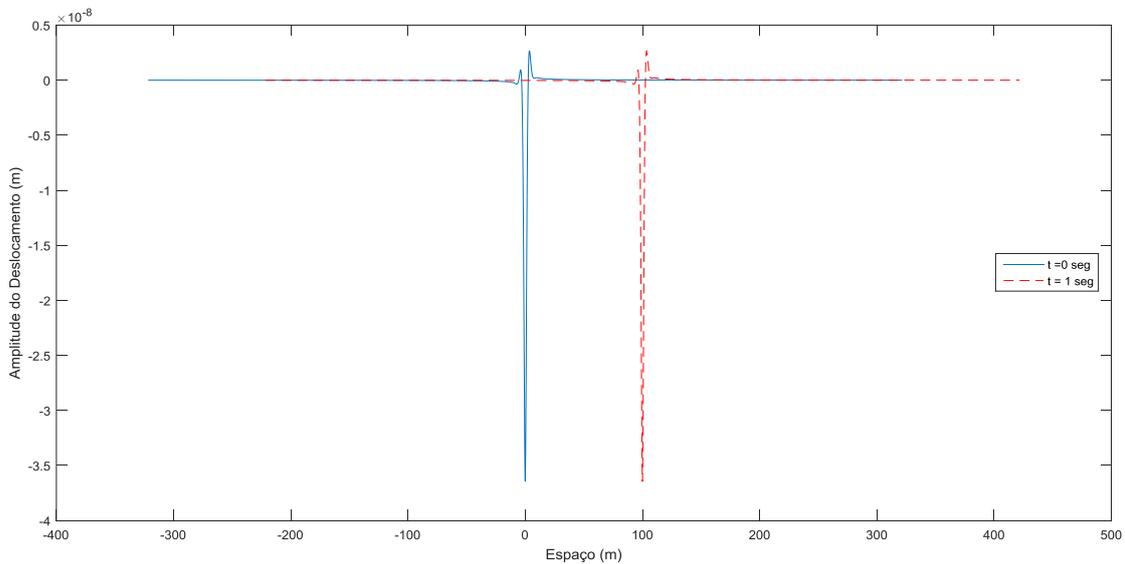


Fig.3. 13 - Resposta no domínio do Espaço.

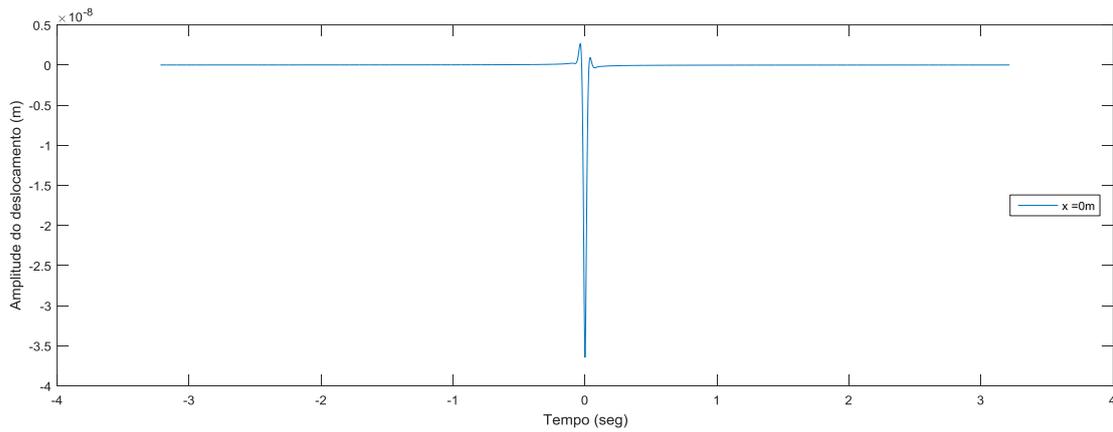


Fig.3. 14 - Resposta no domínio do Tempo.

É possível verificar pela Fig.3.13, onde estão representados dois instantes temporais analisados, o caráter móvel da solitação. Relativamente à Fig.3.14, verifica-se que é o espelho da anterior.

### 3.3.4 VÁRIAS CARGAS MÓVEIS DE AMPLITUDE CONSTANTE

Na presente secção ilustra-se o processo matemático utilizado para a consideração de diversas cargas, de amplitude constante, com caráter móvel e velocidade constante. Este tema assume-se de elevada importância, atendendo a que, para uma previsão precisa das vibrações geradas pelo tráfego ferroviário, é necessária a correta modelação numérica de um comboio.

Relativamente à equação de equilíbrio dinâmico e sua resolução, é em tudo igual à considerada no caso anterior, remetendo-se o leitor para a consulta da secção anterior.

A consideração das múltiplas cargas é conseguida tirando proveito das propriedades da transformada de Fourier. Apresenta-se de seguida a equação de equilíbrio no domínio transformado:

$$u(k_1, \omega) = \frac{1}{k_1^4 * EI + k^* - \omega^2 m} * P(k_1) * \delta. (\omega + k_1 * v) \quad 3.27$$

A equação sofre uma ligeira alteração, passando a existir uma clara dependência entre a carga e o intervalo definido para os números de onda,  $k_1$ , significando que P irá assumir um novo valor sempre que o número de onda é alterado. Apresenta-se de seguida a expressão utilizada para o cálculo de P, em função do número de onda:

$$P(k_1) = \sum_{i=1}^n P_i * e^{-ia_i * k_1} \quad 3.28$$

Como esperado, a consideração de todas as cargas é descrita matematicamente pelo somatório, que é dependente do valor da carga em questão, designado por  $P_i$ , e também da posição relativa da carga a um referencial previamente escolhido, como se ilustra pela Fig.3.15, designado por  $a_i$ .

Depois de efetuado o cálculo do deslocamento para todo o intervalo do número de onda, será necessária, como o caso anterior, a inversão do domínio para a obtenção de resultados no domínio original. Importa relembrar o leitor que será apenas necessário o cálculo dos deslocamentos para o intervalo dos números de onda, visto que o intervalo de frequências, para o problema apresentar solução, poderá ser escrito em função do número de onda, como se ilustra na equação 3.28.

Invertendo para o domínio inicial, torna-se possível a representação dos resultados da mesma forma que no caso anterior. Apresenta-se, de seguida, o deslocamento de um ponto da viga no domínio do tempo, Fig.3.16, e o deslocamento ao longo da direção longitudinal da viga, ou seja, a sua deformada Fig.3.15, para dois instantes temporais a fim de se evidenciar o carácter móvel da solicitação.

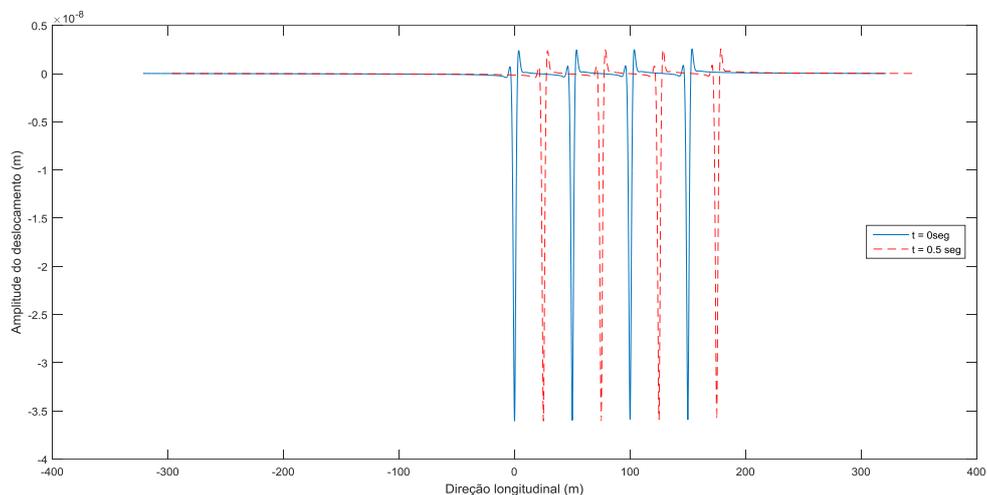


Fig.3. 15 - Resposta da viga no domínio do espaço.

Concluído o estudo de várias cargas móveis com a amplitude constante, falta a introdução do carácter dinâmico nas mesmas, que se passa a apresentar.

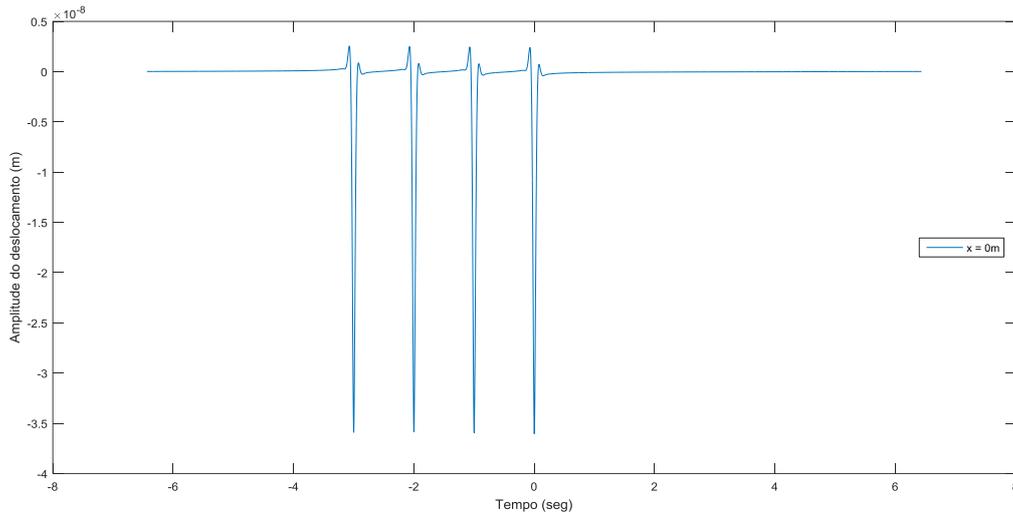


Fig.3. 16 - Resposta de um ponto no domínio do tempo.

### 3.3.5 VÁRIAS CARGAS MÓVEIS DE AMPLITUDE VARIÁVEL

Tendo em conta que o objetivo primordial da presente dissertação incide no estudo do campo de vibrações provocado pela passagem de uma ação dinâmica móvel, o comboio, é imperativo a integração desta característica na equação de equilíbrio dinâmico. Lembra-se que esta equação, até agora generalizada, irá reger o comportamento do sistema na direção longitudinal, ou seja, ao longo do eixo da estrutura ferroviária.

A componente dinâmica da solicitação, como referido no capítulo anterior, está associada a diversas causas. A irregularidade geométrica do carril e a diferença de rigidez registada ao longo do eixo longitudinal da estrutura ferroviária são apontadas como as principais causas. Posto isto, as irregularidades podem ser idealizadas através do agrupamento de diversas funções sinusoidais. Tendo em conta que o número de onda representa, embora que de forma leiga, uma configuração de deformada da via-férrea Fig.3.17, o perfil das irregularidades geométricas poderá ser obtido através da conjugação de vários números de onda. Este não excitará um intervalo de frequências, mas sim um número pontual, que estão relacionadas com os números de onda considerados na obtenção do perfil de irregularidades.

As frequências associadas a cada um dos números de onda, utilizadas na geração do perfil de irregularidades, são obtidas com o auxílio da seguinte equação:

$$\Omega = \frac{2\pi}{\lambda} * v \quad 3.29$$

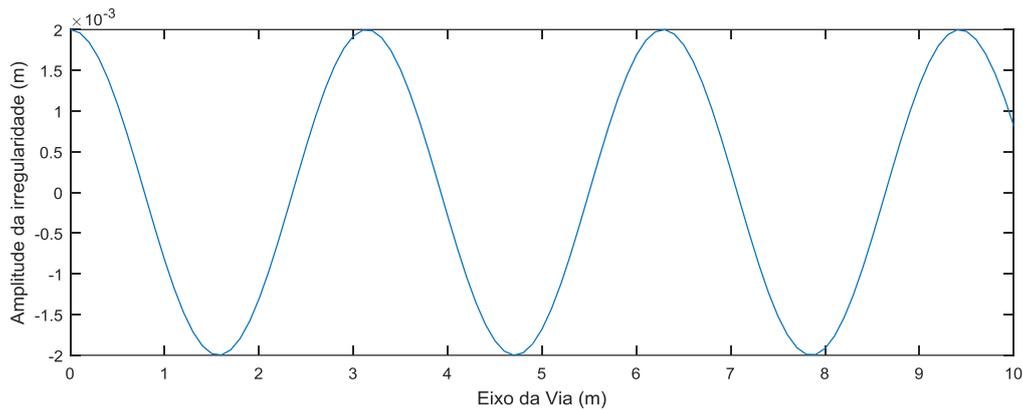


Fig.3. 17 - Perfil de irregularidade associado a um número de onda.

Deste modo, a consideração das irregularidades geométricas será levada a cabo através da introdução de um novo parâmetro na equação 3.30, que poderá ser observado de seguida:

$$u(k_1, \omega) = \frac{1}{k_1^4 * EI + k * - \omega^2 m} * P(k_1) * \delta. (\omega - \Omega + k_1 * v) \quad 3.30$$

representando  $\Omega$ , as frequências excitadas pelo perfil de irregularidades. Assim, e para que a equação possa ser determinada, o argumento do operador Delta Dirac terá obrigatoriamente de assumir o valor zero, dando então origem à seguinte relação:

$$\omega = \Omega - k_1 * v \quad 3.31$$

Após a obtenção do resultado no domínio transformado, será necessário a inversão deste, de modo a obtermos o resultado no domínio de origem. O processo de transformação de domínio é em tudo igual ao descrito no caso anterior.

Constata-se, então, a simplicidade inerente à introdução do carácter dinâmico da carga no modelo, sendo unicamente necessário a determinação das frequências de excitação através da equação 3.31. Porém, a introdução do carácter dinâmico é possível com algum sacrifício computacional, pelo facto da simetria e antissimétrica das funções de transferência em torno da origem de  $k_1$ , deixar de ser verificada.

Por último, cabe aqui referir que o modelo utilizado para o desenvolvimento do estudo paramétrico da presente dissertação assenta numa metodologia híbrida, onde é acoplado ao método descrito outro de cariz numérico. A explanação da metodologia híbrida será apresentada no capítulo seguinte.



# 4

## MODELO 2.5D MEF-PML

### 4.1 GENERALIDADES

Tendo em conta o grau de complexidade inerente à análise do problema abordado nesta dissertação, será apresentada, na secção que se segue, uma das ferramentas mais eficazes para ultrapassar a dificuldade em obter uma solução matemática do problema, os métodos numéricos. Estes métodos consistem numa aproximação da solução de uma equação. Recorre-se, de um modo geral, aos métodos numéricos pelo facto dos problemas de engenharia serem de índole complexa, envolvendo geometrias exigentes, impossibilitando, assim, a sua determinação de forma analítica. Deste modo, a utilização destes métodos conduzirá, na maioria dos casos, a soluções aproximadas.

São vários os métodos numéricos existentes, de onde se destacam o Método dos Elementos Finitos (MEF), o Método dos Elementos de Contorno (MEC) e o Método das Soluções Fundamentais (MSF), entre outros. A principal diferença entre os métodos reside na metodologia de cálculo que cada um segue, diferindo nas condições necessárias para a sua aplicação. De forma a ser perceptível a diferença entre os métodos descritos anteriormente, o autor considera imperativo uma descrição, embora que resumida, onde se apresentam as vantagens e desvantagens correspondentes a cada um dos métodos enunciados. Começando pelo método utilizado na generalidade dos casos, o Método dos Elementos Finitos, este é um método versátil sempre que o problema necessita de modelação de geometrias com algum grau de complexidade. Este requer a discretização total do domínio de análise, sendo, por um lado, vantajoso, pela possibilidade de simulação das heterogeneidades próprias do perfil geotécnico em questão, com maior exatidão. No entanto, por outro lado, representa um entrave ao nível da eficiência computacional, quando os domínios a simular são extensos. Existe outro aspeto a realçar que se prende com o facto de o método obrigar à truncatura do domínio, tornando-se então impossível a simulação do carácter “infinito” do mesmo. Deste modo, caso não haja tratamento das fronteiras artificiais, verifica-se uma reflexão de energia nestes limites resultando assim na contaminação dos resultados que advêm da análise.

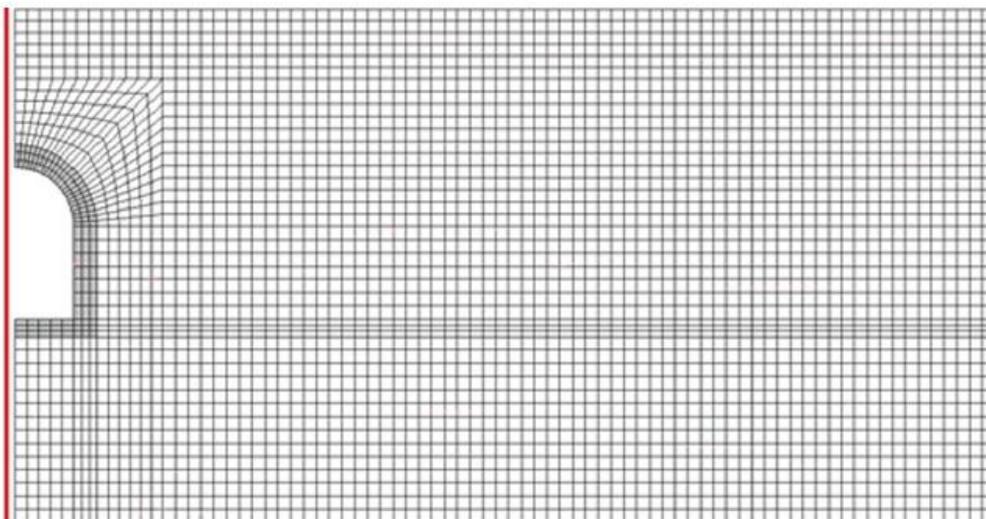


Fig.4. 1 - Esquema de uma malha 2.5D MEF (adaptado de (Lopes et al., 2015)).

Passando agora ao Método dos Elementos de Contorno (MEC), este apresenta, em geral, maior eficiência a nível computacional visto só ser requerida a discretização das fronteiras do domínio, permitindo assim a redução significativa da dimensão do sistema de equações. Outro ponto forte, comparativamente com o método descrito anteriormente, prende-se com a possibilidade da consideração do carácter “infinito” do domínio de análise, sendo esta impossível no MEF, sem que houvesse um tratamento especial das fronteiras “artificiais”. Contudo, para que seja possível a aplicação do MEC, é necessário o conhecimento prévio das soluções fundamentais das equações diferenciais.

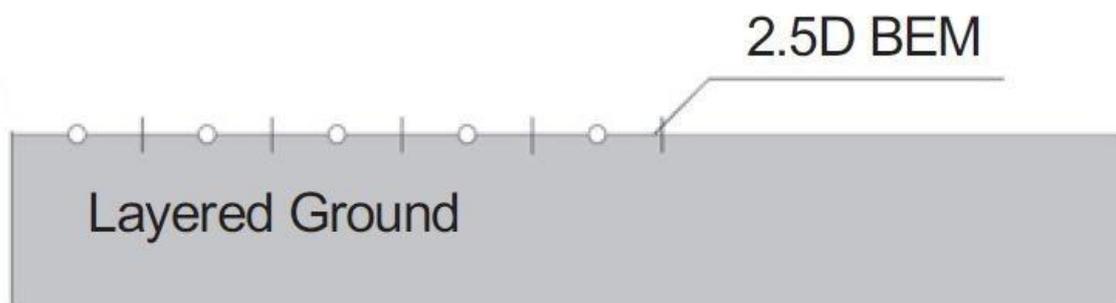


Fig.4. 2 - Esquema de uma malha de MEC (adaptado de (Costa, Calçada e Cardoso, 2012))

Para concluir a apresentação, embora que de forma sumária, de alguns dos métodos numéricos existentes, serão apresentados de seguida os pontos fortes e pontos fracos do Método das Soluções Fundamentais. Este é um método, contrariamente aos discutidos anteriormente, onde não será necessário a geração de uma malha, conseguindo-se, deste modo, o aumento da eficiência computacional. O facto de o método ser aplicado sem a geração de uma malha faz com que este seja adequado quando é imprescindível para a análise a consideração de domínios com carácter infinito. Porém, um dos grandes entraves à sua aplicação deve-se ao facto deste conseguir apenas

a simulação de geometrias de carácter simples, não se verificando esta condicionante na maioria dos casos práticos.

Importa referir que os métodos aqui descritos não são os únicos existentes, porém, são, por norma, os mais implementados neste tipo de análise.

Na presente dissertação será adotado um modelo desenvolvido na FEUP, que está assente no MEF concomitantemente com uma técnica para o tratamento das fronteiras artificiais. Serão apresentados, nas secções que se seguem, os aspetos gerais do modelo bem como o seu funcionamento.

#### 4.2 MODELO 2.5D MEF-PML

Atendendo ao esforço computacional exigido para a realização de uma análise de carácter 3D do problema de vibrações induzidas pelo tráfego de comboios, optou-se por utilizar um modelo 2.5D híbrido entre MEF-PML (Perfect Matched Layers) implementado na plataforma informática Matlab. O conceito 2.5D tem como ideia base a possibilidade de se efetuar um cálculo 3D, sem a introdução de erros numéricos, através do acoplamento de diversos cálculos 2D, ou seja, cálculos esses associados a diferentes números de onda, como está patente na Fig.4.3. A aplicação de um modelo 2.5D pressupõe algumas verificações iniciais: i) a geometria na direção longitudinal terá de ser invariante; ii) a resposta dinâmica do meio possa ser assumida como linear. Num modelo de 2.5D em Elementos Finitos o problema relativo à tridimensionalidade é resolvido através da aplicação de uma transformada de Fourier relativa à direção longitudinal do modelo em estudo (direção  $x$ ), permitindo desta maneira que num cálculo bidimensional, seja considerado o carácter tridimensional das ondas geradas (Amado-Mendes et al. (2015)). Por fim o campo de deslocamentos 3D é calculado através do integral contínuo das soluções obtidas em 2D. Como se vê, o método resulta da combinação de uma técnica numérica, para o tratamento da secção transversal, com o MIT apresentado no capítulo anterior.

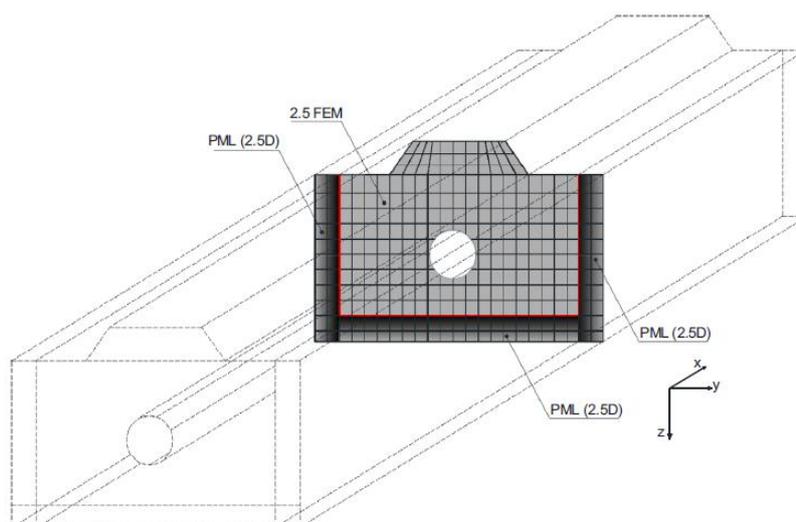


Fig.4.3 - Estrutura invariante FEM-PML (Lopes et al. (2014)).

O modelo aqui utilizado assenta na subestruturação de operações, como se pode verificar pela Fig.4.4, para que seja possível o estudo de diversas variantes, nomeadamente o teste de vários tipos de vias ou a consideração de solicitações distintas, sem que haja necessidade de se proceder ao cálculo desde o início. Desta forma, inicialmente, o modelo procede unicamente ao cálculo das funções de transferência, nos pontos de interesse, para uma situação de inexistência de via e uma aplicação de uma solicitação móvel de resultante unitária. Concluída esta etapa, é realizado o acoplamento da via ao sistema anterior, sendo possível, nesta fase, como referido anteriormente, o teste de diversos tipos de vias. Por fim, os resultados anteriores são escalados pela carga dinâmica representativa do comboio, sendo possível mais uma vez o teste de vários modelos de comboios.

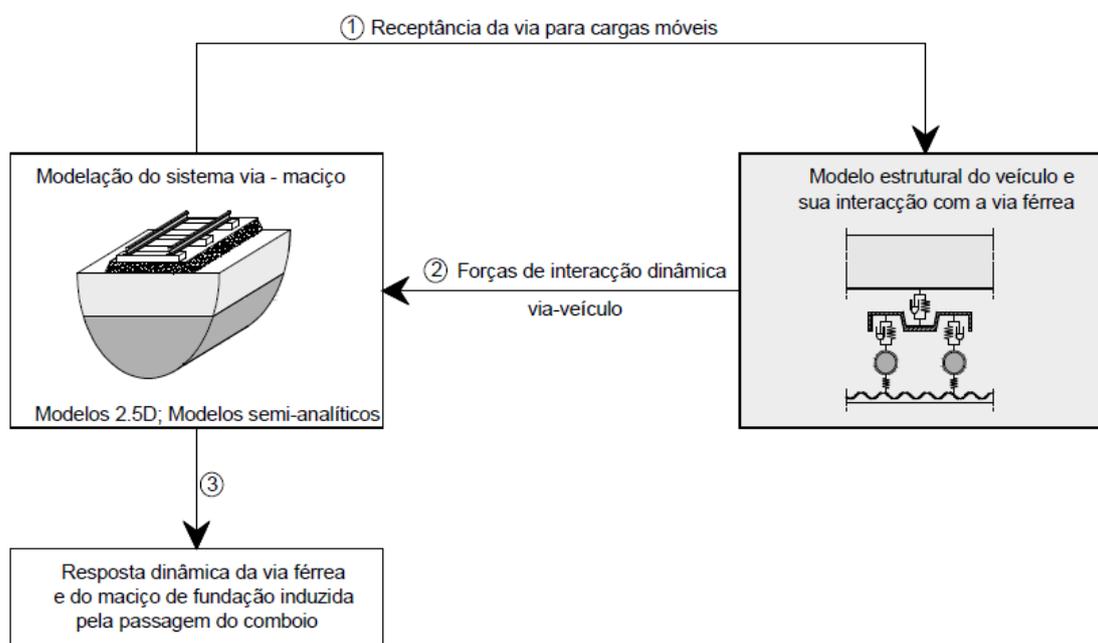


Fig.4. 4 - Representação esquemática do modelo (Alves Costa (2012)).

Dada a complexidade inerente às análises de problemas relacionados com vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário, considera-se necessária a explicação do funcionamento do modelo adotado, mesmo que de uma forma superficial, de modo a facilitar ao leitor a compreensão dos conceitos relacionados com a temática em questão.

#### 4.2.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A presente secção tem como objetivo a elucidação, embora sucinta, do leitor para os mecanismos de índole matemática que constituem o método, remetendo-se para a consulta de livros especializados na área (Alves Costa (2012)), para um conhecimento pormenorizado.

Tendo em apreço que o modelo utilizado na presente dissertação resulta da combinação de um método numérico, utilizado para o cálculo dos deslocamentos dos vários elementos da secção transversal, e do MIT, para se obter o deslocamento na direção longitudinal, apresenta-se de

seguida a formulação teórica 2.5D. Para isto a análise terá de ser levada a cabo no domínio transformado frequência/número de onda.

O método dos elementos finitos é uma ferramenta numérica para a resolução de equações diferenciais que governam o problema em apreço. Deste modo, uma das funcionalidades basilares do método prende-se com a divisão do domínio analisado num conjunto de subdomínios, de menor dimensão, designados por elementos finitos, como se verifica na Fig.4.5.

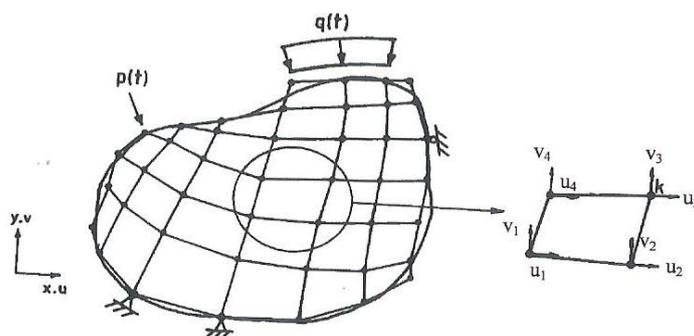


Fig.4. 5 – Elemento discretizado por meio de elementos finitos (Erlingsson (1993)).

Para se avançar com a revisão do métodos dos elementos finitos será necessário analisar qual o modelo de comportamento do material que será considerado. São vários os modelos existentes, servindo de exemplo o modelo linear perfeitamente elástico, o modelo rígido perfeitamente plástico, entre outros. Como já referido anteriormente na presente dissertação, as vibrações estão associadas a um nível de deformações reduzido, ao qual está associado um comportamento do maciço no domínio linear elástico (Alves Costa (2012)). Importa realçar que a aproximação da velocidade de circulação dos comboios da velocidade de propagação de ondas no terreno resulta no aumento da deformação induzida no maciço de fundação, o que implicará a consideração dos efeitos não lineares do comportamento do maciço na análise. A não linearidade do comportamento implica a caracterização de parâmetros adicionais, sendo imperativo a realização de ensaios adicionais complexos (Colaço (2012)). Tendo em conta os aspetos aqui realçados, e sabendo que a velocidade de circulação do comboio não se aproxima da velocidade crítica do maciço, é adequado assumir, para o comportamento deste, o modelo visco elástico linear, sendo caracterizado por três parâmetros: i) Módulo de Distorção Inicial,  $G_0$ ; ii) O coeficiente de Poisson,  $\nu$ ; iii) O coeficiente de amortecimento  $\xi$ .

O facto do método dividir o domínio num conjunto de subdomínios, sendo estes formados por vários nós, permite exclusivamente a consideração de forças nodais. Deste modo, a aplicação de uma carga distribuída terá de ser transformada num sistema estaticamente equivalente de forças concentradas. Para que seja atingido o equilíbrio estático de cada elemento, os seus esforços deverão estar concordantes com a carga aplicada. Por esse motivo, surge a seguinte relação:

$$[K_e](k_x) * \{u(k_x, \omega)\} = \{P(k_x, \omega)\} \quad 4.1$$

representando  $[K_e](k_x)$  a matriz de rigidez do elemento e  $\{P(k_x, \omega)\}$  a força nodal aplicada no domínio transformado. A matriz de rigidez de cada elemento pode ser obtida através da aplicação do Princípio do Trabalhos Virtuais, remetendo-se o leitor para Alves Costa (2012):

$$[K_e](k_x) = \int_y \int_z [B]^T(k_x) * [D] * [B](k_x) * dy * dz \quad 4.2$$

A principal diferença entre uma análise de caráter estático ou dinâmico reside na necessidade da consideração das forças de inércia nesta última. A determinação destas está expressa na seguinte equação:

$$\{I_e(k_x, \omega)\} = [M_e] * \{\ddot{u}(k_x, \omega)\} \quad 4.3$$

onde  $[M_e]$  representa a matriz de massa do elemento e  $\{\ddot{u}(k_x, \omega)\}$  o espectro de acelerações nodais atuantes no elemento. A matriz de massa é determinada recorrendo à matriz das funções de forma e admitindo, também, a massa volúmica do elemento constante:

$$[M_e] = \int_y \int_z [N]^T * \rho * [N] * dy * dz \quad 4.4$$

Como referido no capítulo 2, durante o processo de vibração surgem fenómenos de dissipação de energia mesmo sendo reduzido o grau das deformações envolvidas. No caso dos solos foi comprovado que os fenómenos de dissipação energética se devem principalmente a atrito interparticular. Deste modo, os fenómenos dissipativos podem ser tidos em conta, usando o princípio visco-elástico através da introdução de matriz de rigidez complexa  $[K_e^*]$ . Esta matriz é em tudo igual à descrita anteriormente, com a particularidade de considerar o módulo de distorção complexo, como se ilustra de seguida:

$$G^* = G_0 * (1 + 2i\xi) \quad 4.5$$

De modo a ser possível obter os resultados requeridos na presente dissertação, sendo estes os deslocamentos resultantes com a passagem do comboio, considera-se necessário referir a equação que torna o processo possível. Conhecida vulgarmente como a equação fundamental da dinâmica, sendo apresentada de seguida (Amado-Mendes et al. (2015)):

$$[M] * \{\ddot{u}(k_x, \omega)\} + [K^*] * \{u(k_x, \omega)\} = \{F(k_x, \omega)\} \quad 4.6$$

$$\left( \int_y \int_z [B]^T(k_x) * [D] * [B](k_x) * dy * dz - \omega^2 \int_y \int_z [N]^T * \rho * [N] * dy * dz \right) * u(k_x, \omega) = F(k_x, \omega) \quad 4.7$$

A matriz  $[B]$ , como usualmente, é determinada através do produto da matriz  $[L]$  pela matriz  $[N]$ . Atendendo que a direção longitudinal é transformado para o domínio do número de onda, as derivadas relativa a essa direção podem ser introduzidas analiticamente:

$$[L]^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial y} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & ik_x \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & ik_x & 0 \\ 0 & 0 & ik_x & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix} \quad 4.8$$

Como descrito anteriormente, o grande entrave no MEF reside no facto de existirem fenómenos de reflexões de energia nos limites do domínio, levando indiretamente à adulteração dos resultados finais. Como forma de ultrapassar estes problemas, é corrente utilizar-se técnicas para o tratamento das “fronteiras artificiais”. No presente modelo, o tratamento dos limites do domínio será abordado através da técnica dos Perfect Matched Layers, vulgarmente designado por PML, a seguir descrito.

#### 4.2.2 TRATAMENTO DE FRONTEIRAS “ARTIFICIAIS” – PML (PERFECT MATCHED LAYERS)

Na análise dos problemas relacionados com o objeto de estudo desta dissertação, há condições que têm, imperativamente, de ser cumpridas na estruturação do modelo numérico a ser aplicado: i) condição de rigidez dinâmica do solo; ii) condição de Sommerfeld, isto é, condição de radiação da energia (Amado-Mendes et al. (2015)). Várias foram as propostas, ao longos dos anos, relativamente à técnica utilizada para tratamento dos limites artificiais nos modelos numéricos, de maneira a ser possível o cumprimento da condição de Sommerfeld. Yang e Hung (Yang, Hung e Chang (2003)) propuseram um modelo híbrido 2.5D FEM-IEM, onde os elementos infinitos seriam utilizados com o propósito de se cumprir a condição de Sommerfeld. Mais tarde, Bian et al. (Bian, Chen e Hu (2008)) sugeriram a utilização de fronteiras viscosas de maneira a serem evitadas as reflexões nos limites dos modelos, porém, estas fronteiras consegue unicamente absorver a energia caso esta incida perpendicularmente. Por fim, Lopes et al. (Lopes et al. (2014)) propuseram um modelo 2.5D FEM-PML, onde a técnica de tratamento das fronteiras artificiais corresponde à técnica explanada de seguida.

Uma camada de PML tem dois importantes requisitos, ser uma camada absorvente e não refletiva. A técnica do PML assenta na ideia de que é possível atenuar as ondas propagadas se lhes for aplicado um coeficiente que implique a sua redução em termos de amplitude de deslocamentos. Este processo de atenuação da uma onda por uma camada de PML está bem patente na Fig.4.6.

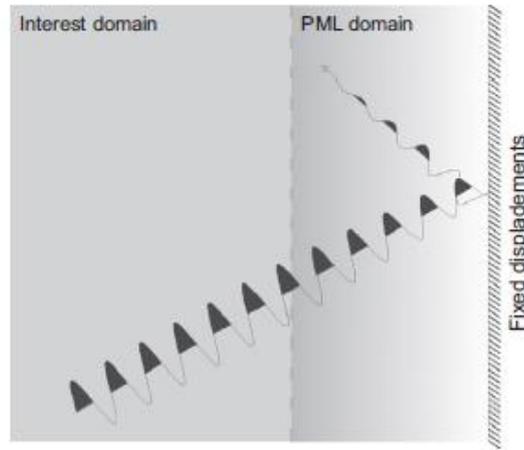


Fig.4. 6 - Esquema de atenuação numa camada de PML (Lopes et al. (2014)).

Para que o processo seja mais evidente, será útil verificar-se o que o método faz, pormenorizadamente, em termos matemáticos. Sabe-se que num domínio de análise em deformação plana os deslocamentos dos pontos desse domínio serão uma ponderação de dois termos, um referente à frequência de excitação outro ao número de onda, como pode ser verificado pela seguinte expressão:

$$u = A(e^{i\omega t} * e^{-ikx^*}) \quad 4.9$$

Para que o método consiga realizar o mecanismo de atenuação da onda, passa a considerar a variável espaço (x), representado pelo termo  $x^*$  na 4.9, como uma variável complexa do tipo:

$$x = x^* (1 - iB) \quad 4.10$$

sendo que B corresponde a uma constante de atenuação da onda. Procedendo agora à substituição da equação 4.10 na equação 4.9 obtemos a seguinte expressão:

$$u = A(e^{i\omega t} * e^{-ikx(1-iB)}) = A(e^{i\omega t} * e^{-ikx}) * e^{-kBx} \quad 4.11$$

$$u = A(e^{i\omega t} * e^{-ikx}) * e^{-kBx} = u(\omega, k_1) * e^{-kBx} \quad 4.12$$

É possível constatar então que a transformação da variável x numa variável complexa implicará o surgimento de um novo termo  $e^{-kBx}$  na expressão regente do campo de deslocamentos provocado pela propagação das ondas. É este o responsável pela atenuação das ondas dentro das camadas de PML. Ilustra-se de seguida, na Fig.4.7, o processo de atenuação de forma gráfica:

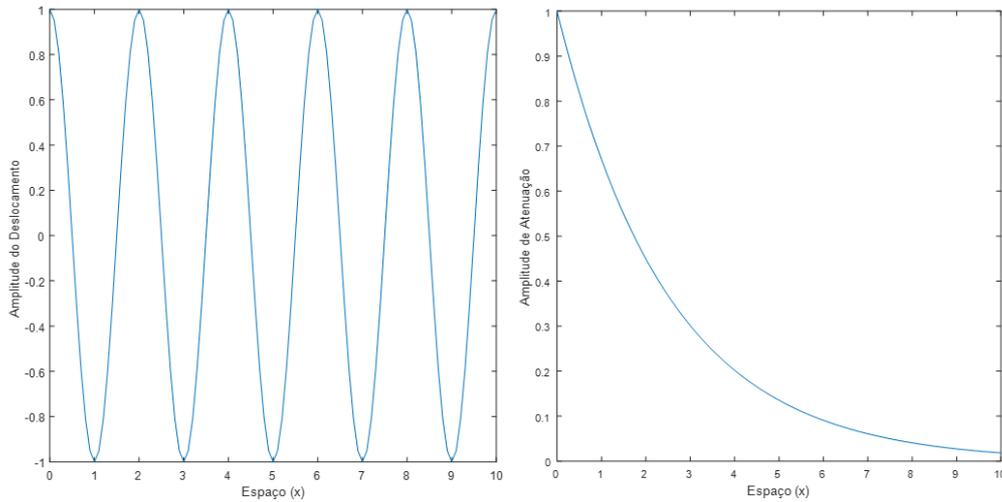


Fig.4. 7 - Representação dos dois termos da expressão do campo de deslocamentos: i) à esquerda: termo  $u(\omega, k_1)$  ii) à direita: termo  $e^{-k_Bx}$ .

Como facilmente se entende, a multiplicação dos dois termos originará a atenuação da onda à medida que se vai propagando nas camadas de PML. Importa referir que, neste caso, o valor 0 corresponde ao início das camadas de PML e o valor 10 ao final do domínio, como se ilustra na Fig.4.6. É importante realçar que esta técnica de tratamento dos limites artificiais não altera as componentes das ondas, mantendo-se constantes as suas características, como o comprimento de onda. Pode observar-se na Fig.4.8, o processo de atenuação, resultante do produto das duas Fig.4.7.

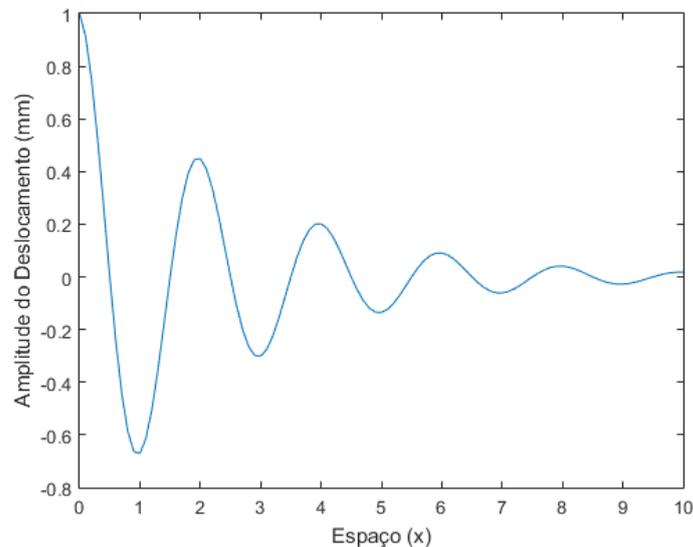


Fig.4. 8 – Representação da atenuação de uma onda dentro de uma camada de PML.

Para uma modelação precisa, terá de ser acoplado ao domínio 3D a via-férrea, definindo esta a equação de equilíbrio regente na direção longitudinal. Esta acoplação é conseguida através da

generalização do modelo da Viga de Winkler, apresentado no capítulo anterior. Tendo em conta que a opção de um tipo de via em detrimento da outra levará à adoção de um modelo semi-analítico distinto. Apresentam-se de seguida os dois tipos de vias existentes, evidenciando-se as principais características, e, por fim, o modelo analítico da via adotada no modelo 2.5D MEF-PML.

### **4.3 ACOPLAMENTO DA VIA-FÉRREA**

#### **4.3.1 GENERALIDADES**

Segundo Brandl, (Colaço (2012)) uma via-férrea é definida como uma obra de engenharia composta por um sistema de diversos materiais organizados por camadas, desde o solo até ao carril. Além da função de guiar o material circulante, esta terá de resistir não só aos esforços induzidos pelo tráfego ferroviário mas também aos esforços provocados pela variação térmica entre outros (Araújo (2011)).

Este tipo de obra, deverá igualmente garantir um campo de deformações compatível com o correto funcionamento de toda a infraestrutura ferroviária aquando da passagem do comboio. Desta forma, a rigidez dos vários materiais terá de ser escolhida atendendo às duas funções principais da estrutura, sendo por norma verificado uma diminuição de rigidez ao longo do perfil transversal da via (Araújo (2011)).

O perfil transversal da via-férrea pode ser dividido, embora que de um modo generalista, em dois tipos: via balastrada e via não balastrada. Como o próprio nome indica, a principal diferença reside na existência, ou não, da camada de balastro. Esta substituição acarreta uma simplificação em termos estruturais da solução, pelo que a análise e dimensionamento da mesma poderá então seguir as teorias da engenharia estrutural. Por outro lado, o projeto da solução tradicional, via balastrada, é bastante mais empírico, sendo indispensável recorrer à experiência acumulada (Fortunato (2012)).

Importa referir ainda que, devido à elevada exigência que as linhas de alta velocidade requerem, quer no que respeita à manutenção quer na sua performance, se está a privilegiar a via não balastrada em detrimento da balastrada (Lopes (2015)).

Serão apresentados de seguida os diversos aspetos constituintes de ambas as soluções, sendo que a presente dissertação centrar-se-á na solução de via não balastrada.

#### **4.3.2 VIA BALASTRADA**

A via balastrada foi o primeiro tipo de via-férrea a ser desenvolvida, apresentando já mais de 150 anos, pelo que a sua constituição permanece praticamente inalterada, estando representado na Fig.4.9 o perfil transversal tipo da via (Alves Costa (2012)). Contudo, quer o aumento na velocidade de circulação quer o aumento na capacidade de carga foram possíveis devido ao desenvolvimento dos métodos construtivos e manutenção das infraestruturas ferroviárias (Colaço (2012)) Este é o tipo de via mais implantado em todo o mundo, acordando a comunidade científica com a divisão dessa via em duas partes: a superestrutura e a subestrutura. Fazem parte da superestrutura o carril, o sistema de fixação, as travessas, as palmilhas e a camada de balastro. Já a subestrutura compreende todos os materiais de natureza terrosa que constituem a camada de sub-balastro, a camada de leito da via e a camada de fundação. Importa realçar que a subestrutura, previamente apresentada, regra geral, é igual para uma via não balastrada (Alves Costa (2012)).

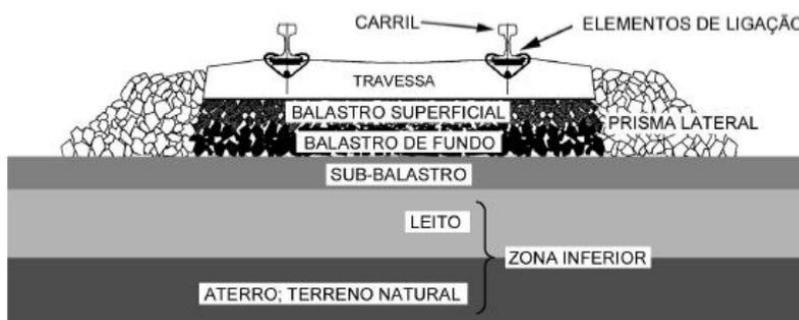


Fig.4. 9 - Perfil Transversal tipo de uma via balastrada (Fortunato (2012))

#### CARRIL

O carril é um elemento fundamental que apresentando como função principal o direcionamento das rodas do comboio ao longo do percurso. Este é materializado através de uma viga de aço disposto ao longo da direção longitudinal apoiando-se diretamente nas travessas. Atendendo a que o carril realiza imperativamente a transmissão da carga aplicada pelo tráfego ferroviário às travessas, será desejável que o faça com a menor flexão possível da via-férrea para que, deste modo, sejam minimizadas as irregularidades da mesma (Araújo (2011)).

A título de exemplo, refira-se que, nas linhas modernas, como as linhas de alta velocidade, é corrente usarem-se para o carril perfis UIC60, representados na Fig.4.10. Estes são instalados em barra longa soldada, sendo eliminadas as juntas, resultando então assim: i) numa menor oscilação, ou seja, numa redução do ruído e das vibrações geradas; ii) menor deterioração dos elementos constituintes da via (Colaço (2012)). Porém, tendo em conta o seu comprimento há propensão para a ocorrência de esforços internos devido às variações térmicas a que está sujeito (Fortunato (2012)).



Fig.4. 10 - Perfis UIC60 (Colaço (2012))

#### SISTEMA DE FIXAÇÃO

São diversos os sistemas de fixação existentes, porém, a sua principal finalidade é comum a todos, a ligação do carril às travessas, podendo ser observado um na Fig.4.11. É também ao nível do sistema de fixação que são resistidos os movimentos verticais, laterais e longitudinais do carril, induzidos pela passagem das rodas ou devidos aos movimentos provocados pelas ações térmicas (Colaço (2012)).

É usual a introdução de elementos resilientes, geralmente designados por palmilhas, entre o carril e as travessas, como é ilustrado na Fig.4.11. Essa ação visa principalmente: i) a amortecimento das vibrações induzidas pelo tráfego; ii) o isolamento elétrico para os circuitos da via-férrea; iii) a redução do atrito desenvolvido ao nível do carril/travessa.

Contudo, a escolha do elemento resiliente a utilizar passará principalmente pela seleção cuidadosa da sua rigidez, sabendo que esta poderá influenciar por completo o comportamento dinâmico da infraestrutura ferroviária. A adoção de uma palmilha com rigidez reduzida implica uma maior vibração do carril mas, por sua vez, um menor nível de energia transmitida aos restantes materiais. Já a escolha de uma palmilha de elevada rigidez implica a transmissão de um nível de energia considerável. Estes comportamentos podem ser observados na Fig.4.12.

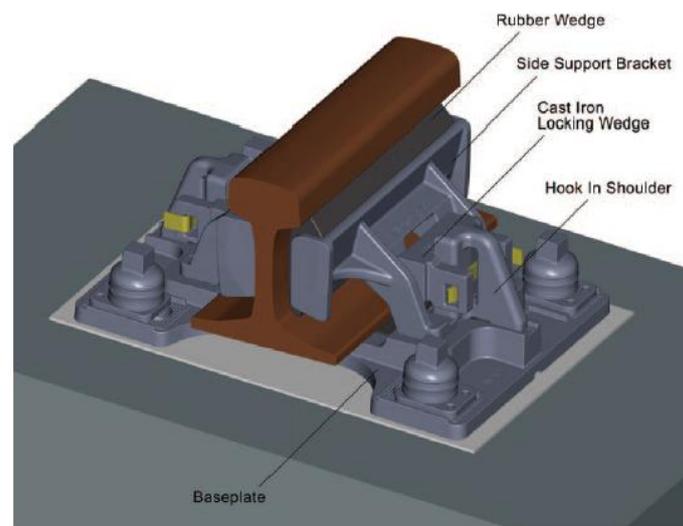


Fig.4. 11 - Sistema de Fixação (adaptado de IAT-Pandrol, 2016).

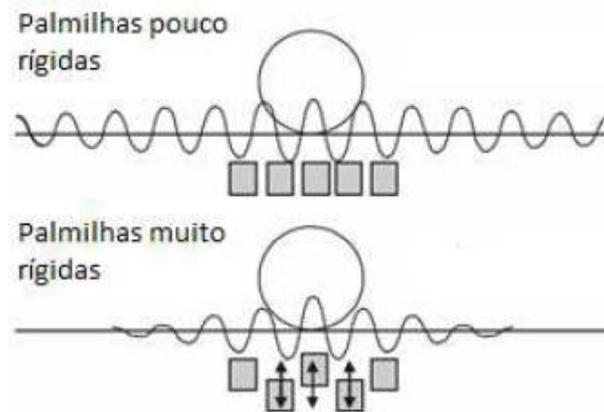


Fig.4. 12 - Ilustração esquemática da influência da rigidez das palmilhas no nível de energia transmitido (Alves Costa (2012)).

#### TRAVESSAS

As travessas constituem o apoio discreto dos carris, estando geralmente posicionadas com um afastamento de 60cm. Estas são habitualmente materializadas em peças de madeira ou de betão pré-esforçado, ilustrado na Fig.4.13 (Araújo (2011)).

Estas têm como principal função a transmissão de um nível carga adequado às características mecânicas da camada inferior, sendo, neste caso, a camada de balastro. Contribuem ainda para a restrição dos movimentos laterais, longitudinais e verticais do carril, por estarem embebidas na camada de balastro (Araújo (2011)).



Fig.4. 13 - Exemplos de travessas tipo monobloco em betão e travessas em madeira (Colaço (2012))

#### CAMADA DE BALASTRO

A camada de balastro, que constitui o apoio às travessas, é usualmente materializada por material granular britado de grandes dimensões. São diversas as funções intrínsecas à camada de balastro das quais se destacam:

- conferir um apoio às travessas com as condições adequadas para uma boa utilização da infraestrutura, restringindo então os movimentos nas três direções;
- proporcionar, como nos elementos anteriores, uma correta degradação da carga para níveis aceitáveis conducentes ao bom funcionamento da camada subjacente;
- possibilitar uma correta drenagem da via-férrea;
- controlar a proliferação de vegetação;
- facilitar as operações de manutenção e de correção da via.

Importa referir que, embora a camada de balastro acarrete uma facilidade nas operações de manutenção, é esta a camada mais exigente em termos de manutenção (Alves Costa (2012)). Devido às funções que estão subjacentes à camada de balastro, esta terá obrigatoriamente de possuir elevadas características mecânicas. A título de exemplo, Zhai et al (Zhai, Wang e Lin (2004)) estimaram que 75% dos custos de manutenção da via nos caminhos-de-ferro chineses eram utilizados unicamente para a manutenção da camada de balastro.

#### CAMADA DE SUB-BALASTRO

A camada de sub-balastro é constituída por material de granulometria extensa e faz a transição entre o balastro ferroviário e camada de leito de via. Tem como principal função a redução da tensão provocada pelo tráfego ferroviário até um nível compatível com as propriedades mecânicas do solo de fundação. O sub-balastro pode ser facilmente confundido com a camada de balastro por partilharem um objetivo essencial – a degradação da carga. Contudo a camada de sub-balastro apresenta-se mais económica e eficiente que o reforço da espessura do balastro (Colaço (2012)).

Além da função acima referida, o sub-balastro evita a mistura do material grosseiro da camada de balastro com o material fino da camada de leito de via que, a verificar-se, poria em causa a correta drenagem das águas superficiais. Além da função comum a todas as camadas, a degradação da carga, é nesta que se realiza o controlo contra o gelo (Araújo (2011)).

#### 4.3.3 VIA NÃO BALASTRADA

Após uma sucinta descrição do perfil transversal tipo de uma via balastrada, passar-se-á à apresentação do perfil transversal tipo de uma via não balastrada, designada vulgarmente por via em laje.

Foram já referidos e descritos vários componentes do perfil transversal tipo de uma via não balastrada por serem idênticos aos de uma via balastrada, nomeadamente os carris, o sistema de fixação e as travessas.

Tem-se assistido a múltiplos desenvolvimentos no que diz respeito à via não balastrada, existindo hoje em dia diversos tipos de soluções. A grande diferença entre todas as variantes reside na configuração dos elementos sob o sistema carril/palmilha (Lopes (2015)).

De todas as variantes existentes, irá ser apresentada, exclusivamente, a via STEDEF, por ser a via assumida no perfil a estudar. Remete-se o leitor para a consulta de livros especializados na área, caso pretenda um conhecimento pormenorizado noutros tipos de via. (Vale (2010))

A via STEDEF caracteriza-se pelo apoio discreto do carril na direção longitudinal, tendo os apoios um afastamento compreendido entre 0,50m e 0,70m. Como é possível verificar pela Fig.4.14 a),

a ligação dos vários elementos estruturais do perfil estão intercaladas com elementos resilientes, visando, desta forma, a minimização dos impactos provocados pelas cargas dinâmicas. Importa ainda referir que, nos casos onde a laje de betão armado assenta numa manta resiliente ou até mesmo num sistema de molas metálicas, o sistema passa a ser designado por laje flutuante. (Lopes (2015)).

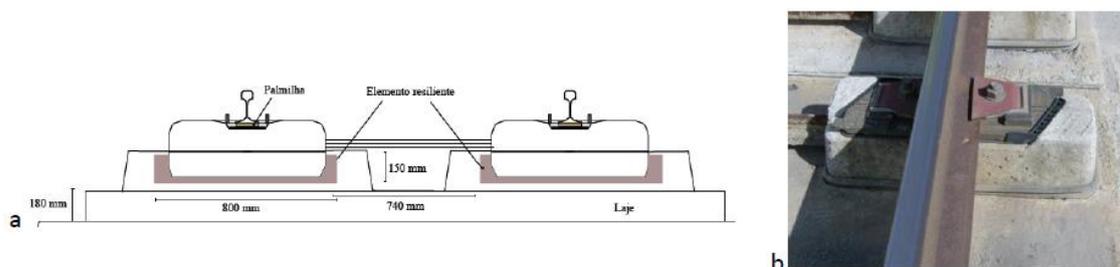


Fig.4.14 - Via STEDEF: a) esquema estrutural; b) pormenor da fixação (Lopes (2015)).

Apesar da existência de diversas variantes na solução da via em laje, ambas apresentam as mesmas vantagens comparativamente à via balastrada: i) redução dos custos de manutenção, embora com um encargo financeiro inicial superior; ii) favorecimento da durabilidade do sistema.

#### MODELAÇÃO ANALÍTICA DA VIA NÃO BALASTRADA

A presente temática tem despertado um certo interesse na comunidade científica desde longa data. Com o desenvolvimento de comboios de alta velocidade houve necessidade de tornar os modelos de análise mais eficientes, incorporando nestes a interação via-macizo (Dieterman e Metrikine (1996)).

Os modelos pioneiros devem-se aos trabalhos realizados por Zimmermann, nos quais este idealizou a modelação de uma via-férrea como uma viga em apoio elástico, a tão conhecida viga de Winkler (Alves Costa (2012)). Esta aproximação perdurou até aos dias de hoje, com algumas melhorias é facto, nomeadamente na integração do carácter móvel das solicitações no modelo inicial mas também na modelação pormenorizada do perfil da via.

Tendo em conta que o perfil transversal de uma via-férrea é composto por diversos elementos, possuindo cada um deles propriedades distintas e até mesmo diferentes comportamentos, é imperativo o aperfeiçoamento do modelo inicial de modo a integrarem-se todos os constituintes do perfil. Esta generalização do modelo é levada a cabo através da individualização e discretização dos vários elementos, resultando num modelo analítico com diversos graus de liberdade (Alves Costa (2012)).

Chama-se a atenção do leitor para o facto de o modelo de Winkler ditar que a fundação pode ser devidamente modelada através de um agrupamento de molas ou de molas e amortecedores, como foi proposto por Kelvin. Este pressuposto implica uma séria limitação ao modelo de análise, uma vez que não atende ao carácter dinâmico da fundação. Este entrave foi ultrapassado com a introdução do conceito de “rigidez equivalente”. Este conceito modela a reação desenvolvida pela fundação provocada pela aplicação de uma carga dinâmica, que é dependente da frequência de excitação e também dos números de onda escolhidos para a análise (Dieterman e Metrikine (1996)).

Importa referir que será apresentado unicamente o modelo semi-analítico referente a uma via do tipo STEDEF, remetendo-se o leitor para a consulta de artigos da especialidade caso pretenda adquirir um conhecimento pormenorizada nos modelos representativos de outros tipos de vias-férreas.

Como o leitor pode constatar pela Fig.4.14, o perfil transversal da via apresenta múltiplos elementos: i) o carril; ii) as palmilhas; iii) as travessas; iiiii) a laje de suporte.

O carril e a laje são descritos analiticamente como vigas de Bernoulli-Euler, que são caracterizadas através de dois parâmetros: i) a sua massa por unidade de comprimento; ii) a sua rigidez de flexão. Já as palmilhas e o maciço de fundação são representados através de um conjunto de molas, caracterizadas pelo seu valor de rigidez, no caso das palmilhas, e no caso do maciço pelo valor da rigidez equivalente. Por último, as travessas são descritas como uma viga de Bernoulli-Euler unicamente caracterizadas pela sua massa, visto que não possuem rigidez flexional. Apresenta-se na Fig.4.15 o modelo previamente descrito, na qual pode ser verificado que o modelo resulta do agrupamento de várias vigas de Winkler (Sheng, Jones e Petyt (1999))

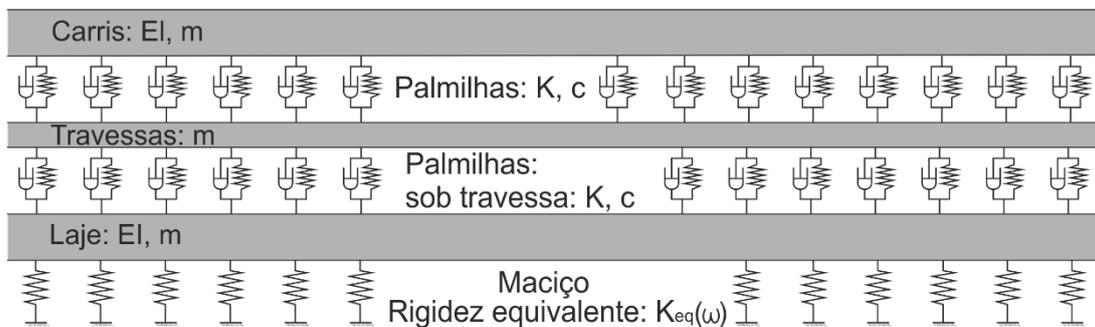


Fig.4.15 - Modelo Semi-Analítico de via não balastrada (Lopes (2015)).

Tendo em conta que o modelo 2.5D MEF-PML utilizado na presente dissertação assenta na subestruturarão de operações, o correto acoplamento da via-férrea ao modelo passará imperativamente pelo equilíbrio de forças e a compatibilização de deslocamentos. Relembra-se o leitor que, para o cálculo inicial das funções de transferências nos diversos pontos de interesse, foi aplicada ao domínio uma sollicitação de carácter distribuído, mas de resultante unitária. Desta forma, e a fim de se determinar a sollicitação real aplicada ao domínio, será obrigatório o estudo do modelo descrito na Fig.4.15 analiticamente.

Isolando inicialmente a primeira viga de Winkler (ver Fig.4.15), e tendo em conta a equação de equilíbrio que rege o problema em apreço, é possível escrever-se a equação 4.13. Importa realçar que a todos os componentes da via são atribuídas propriedades de amortecimento através da utilização de parâmetros complexos, como já referido no capítulo anterior (Sheng, Jones e Petyt (1999)).

$$EI_r \frac{\partial^4 u_r(x, t)}{\partial x^4} + m_r \ddot{u}_r(x, t) + k_p^* [u_r(x, t) - u_t(x, t)] = P_z e^{i\Omega t} * \delta.(x - ct) \quad 4.13$$

correspondendo a letra  $EI_r$  à rigidez flexional do carril,  $m_r$  à massa por unidade de comprimento do carril,  $k_p^*$  à rigidez conferida pelas palmilhas sobre as travessas,  $u_r$  e  $u_t$  aos deslocamentos sofridos pelo carril e pela travessa respetivamente aquando da passagem da solitação.

Passando agora à análise da segunda viga de Winkler, é possível determinar-se a equação regente do sistema:

$$m_t * \ddot{u}_t(x, t) + k_p^* [u_t(x, t) - u_r(x, t)] = k_{pt}^* [u_t(x, t) - u_l(x, t)] \quad 4.14$$

Onde  $k_{pt}^*$  corresponde à rigidez conferida pelas palmilhas subjacente às travessas e  $u_l$  ao deslocamento sofrido pela laje.

Por sua vez, o isolamento da última viga de Winkler levará a uma equação um pouco diferente das anteriores, como se pode comprovar pela equação 4.15.

$$EI_l \frac{\partial^4 u_l(x, t)}{\partial x^4} + m_l * \ddot{u}_l(x, t) + k_{Eq} * u_l(x, t) = k_{pt}^* [u_l(x, t) - u_t(x, t)] \quad 4.15$$

correspondendo  $u_l$  ao deslocamento obtido pelo método dos elementos finitos, na fase inicial. Atendendo a que cada uma das vigas de Winkler representa uma equação de equilíbrio, e sendo o presente modelo constituído por três, a obtenção da solução passa pela resolução de um sistema de três equações cujas incógnitas consistem nos deslocamentos sofridos pelo carril, pela travessa e pela laje. Tendo em conta o processo de resolução das equações anteriores, já explanado no capítulo 3, é possível agrupar o sistema de equações regentes do modelo semi-analítico, da via STEDEF, na sua forma matricial dando origem então:

$$\begin{bmatrix} EI_r k_1^4 + k_p^* - \omega^2 m_r & -k_p^* & 0 \\ -k_p^* & k_p^* + k_{pt}^* - \omega^2 m_r & -k_{pt}^* \\ 0 & -k_{pt}^* & EI_l k_1^4 + k_{pt}^* - \omega^2 m_l + k_{Eq} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u}_r(\omega, k_1) \\ \tilde{u}_t(\omega, k_1) \\ \tilde{u}_l(\omega, k_1) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tilde{P}(\omega, k_1) \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad 4.16$$

## 4.4 ACOPLAMENTO DO COMBOIO

### 4.4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para uma correta e eficaz previsão da resposta dinâmica provocada pelo tráfego ferroviário, o modelo deve contemplar três subestruturas essenciais: i) o material circulante (comboio); ii) a via-férrea iii) e também o maciço de fundação. Revistos os modelos que possibilitam atender à interação dinâmica desenvolvida ao longo do contacto via-férrea e maciço de fundação, resta apresentar um modelo onde é contemplada a interação dinâmica entre o material circulante e via-férrea.

Recorde-se o leitor que a excitação dinâmica tem origem em diversas causas, das quais se destacam as irregularidades da via-férrea e as imperfeições das próprias rodas do veículo. Assim,

tratando a presente secção do modelo analítico que traduz a interação dinâmica do contacto entre a via-férrea e o veículo, seria de esperar que este incluísse as imperfeições relativas às rodas do material circulante. Porém, o modelo aqui mencionado atende exclusivamente ao mecanismo de interação veículo-via resultante das irregularidades da via-férrea.

É importante referir que tanto o modelo estrutural representativo do veículo como o modelo referente à sua interação com a via-férrea apresentam diversas simplificações as quais são comumente aceites pela comunidade científica (Colaço (2012)).

Uma das simplificações prende-se com o facto de o problema ser assumido como linear, não sendo possível a consideração das perdas de contacto entre a roda e o carril. Deste forma a complexidade associada ao comportamento não linear é ultrapassada com recurso a uma estratégia de linearização equivalente (Alves Costa (2012)).

Ao mecanismo de excitação dinâmica está associado o surgimento de forças na direção vertical, longitudinal e transversal relativamente ao desenvolvimento da estrutura ferroviária. Contudo, o presente modelo negligencia as forças desenvolvidas na direção longitudinal e transversal, considerando somente as forças verticais (Alves Costa (2012)).

A apresentação do modelo inicia-se com a exposição e estudo de um problema relativamente simples.

Considere o leitor um oscilador de um grau de liberdade que se movimenta com uma velocidade  $c$  ao longo de uma via-férrea caracterizada por um perfil de irregularidades definido por  $\Delta u(x)$ , como se ilustra na Fig.4.16.

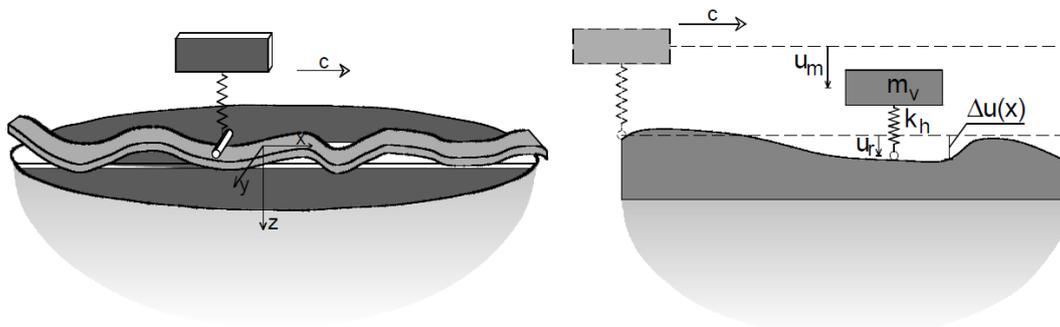


Fig.4.16 - Oscilador com um grau de liberdade deslocando-se ao longo da via-férrea com irregularidade geométrica (Alves Costa (2012))

A irregularidade geométrica, característica da via-férrea, é aqui descrita como uma função sinusoidal simples sendo definida unicamente pela parte real da seguinte expressão:

$$\Delta u(t) = \delta u * e^{i\frac{2\pi}{\lambda}(a+ct)} \quad 4.17$$

representando  $\delta u$  a amplitude da irregularidade e  $\lambda$  o comprimento de onda da irregularidade. A expressão anterior pode ainda ser manipulada dando origem a:

$$\Delta u(\Omega) = \Delta u(\Omega) * e^{i\Omega t} \quad 4.18$$

onde,

$$\Delta u(\Omega) = \delta u * e^{i\frac{2\pi}{\lambda}a} \quad 4.19$$

e

$$\Omega = \frac{2\pi}{\lambda} c \quad 4.20$$

Estando definida a irregularidade da via, falta avaliar o equilíbrio dinâmico e assegurar a compatibilidade do sistema. O material circulante, representado na Fig.4.16 através de um oscilador de um grau de liberdade, pode ser descrito por uma massa  $m_v$ , sobrejacente a uma mola caracterizada pela sua rigidez  $k_h$ . Para ser deduzida a equação regente do sistema, basta relembrar a segunda lei de Newton, originando a seguinte expressão:

$$m_v * \ddot{u}_m(t) + k_h * (u_m(t) - u_{roda}(t)) = 0 \quad 4.21$$

onde  $u_m$  representa o deslocamento vertical sofrido pela massa e  $u_{roda}$  o deslocamento vertical experimentado no contacto oscilado-via. A presente equação pode ainda ser manipulada obtendo-se,

$$k_h * (u_{roda}(t) - u_m(t)) = -N(t) \quad 4.22$$

representado  $N(t)$  a força de interação desenvolvida no contacto oscilador-via. O próximo passo é conseguido tendo em atenção que a irregularidade da via é descrita unicamente por uma função sinusoidal com comprimento de onda de  $\lambda$ :

$$m_v * \ddot{u}_m(\Omega) + k_h * (u_m(\Omega) - u_{roda}(\Omega)) = 0 \quad 4.23$$

$$k_h * (u_{roda}(\Omega) - u_m(\Omega)) = -N(\Omega) \quad 4.24$$

A manipulação da equação 4.24, de forma a isolar-se a variável  $u_{roda}$ , permite estabelecer uma relação direta entre deslocamento do ponto de contacto oscilador-via e a respetiva força de interação, como se comprova pela seguinte expressão:

$$u_{roda}(\Omega) = -F(\Omega) * N(\Omega) \quad 4.25$$

em que  $F(\Omega)$  é designado usualmente por termo de flexibilidade. Depois de desenvolvido o equilíbrio dinâmico do sistema subsiste compatibilizar os deslocamentos nos pontos de contacto oscilador-via. Facilmente se conclui que o deslocamento vertical do ponto de contacto é igual ao deslocamento vertical do carril adicionado da irregularidade geométrica, traduzindo-se analiticamente na expressão:

$$u_{roda}(t) = u_r(x = a + ct, t) + \Delta u(x = a + ct, t) \quad 4.26$$

O primeiro termo, relativo ao deslocamento vertical do carril, é determinado com recurso ao modelo analítico apresentado na secção anterior. Relembra-se o leitor que o cálculo da função de transferência do carril foi inicialmente determinada para uma carga vertical móvel de magnitude unitária. Porém a acoplação à via-férrea do material circulante resulta no desenvolvimento de uma força de interação, aqui designado por  $N(t)$ . Desta forma o deslocamento verdadeiro do carril é obtido escalando a função de transferência pela força de interação resultando na seguinte igualdade:

$$u_r(x = a + ct, \Omega) = A(\Omega) * N(\Omega) \quad 4.27$$

onde  $A(\Omega)$  representa a função de transferência do carril no domínio da frequência. Substituindo as equações 4.25 e 4.27 na equação regente das compatibilidades de deformações, consegue-se determinar a força de interação do veículo-via:

$$N(\Omega) = -[F(\Omega) + A(\Omega)]^{-1} * \Delta u(\Omega) \quad 4.28$$

Terminando o exemplo inicial com a determinação das forças desenvolvidas no contacto veículo-via segue-se a generalização do modelo oscilador-via, incorporando a interação dinâmica provocada pelo tráfego ferroviário.

#### 4.4.2 INTERAÇÃO COMBOIO-VIA: GENERALIZAÇÃO DO MODELO

Um comboio, de uma maneira geral, pode ser caracterizado por possuir diversos eixos correspondendo aos múltiplos pontos de contacto comboio-via, estando associada a cada um destes uma única força de interação. Atendendo a que o modelo anterior foi realizado para um único ponto de contacto, a generalização do modelo segue a mesma linha de pensamento, sendo agora imperativo a verificação tanto do equilíbrio dinâmico como das compatibilidades de deformações para todos os pontos de contacto. Surge então a seguinte igualdade, que rege o campo de deformações:

$$u_{roda,i}(t) = u_r(x = a_i + ct, t) + \Delta y_i(t) + \Delta u(x = a_i + ct, t) \forall i = 1 \dots n \quad 4.29$$

em que  $n$  representa o total de eixos existentes no comboio e  $\Delta y$  o deslocamento devido à deformação do contacto roda-carril provocado pela ação dinâmica.

Note-se que a equação regente de todo o campo de deformação veículo-via, apresentada na equação 4.29, resulta da adição de três parâmetros distintos, procedendo-se de seguida à sua exposição.

#### DEFORMAÇÃO DA VIA

A primeira parcela da 4.29 é referente, como referido anteriormente, ao deslocamento vertical sofrido pelo carril aquando da passagem de uma carga móvel, ou neste caso, à passagem das forças de interação. Tendo o comboio múltiplos pontos de contacto e diversas carruagens, a equação 4.27, redigida para um único ponto de contacto, é generalizada contemplando todos os pontos de contactos existentes:

$$\{u_{rail,i}(x = a + ct, \Omega)\} = [A(\Omega)] * \{N(\Omega)\} \quad 4.30$$

O processo analítico de cálculo da matriz  $[A(\Omega)]$  não será aqui apresentado, remetendo-se o leitor para a consulta de Alves Costa (2012).

#### DEFORMAÇÃO DO CONTACTO RODA-CARRIL

Comparando a equação 4.26 com a equação 4.29 verifica-se a introdução de um novo parâmetro, relacionado com a problemática da rigidez do contacto roda-carril. Imagine o leitor um cenário de uma roda em contacto com um carril, sendo a geometria da roda esférica, o contacto com o carril desenvolver-se-ia unicamente num ponto, dando origem a uma rigidez de contacto infinita. Neste cenário hipotético o deslocamento vertical do centro gravítico de uma roda seria determinado unicamente com a adição de duas parcelas: i) o deslocamento vertical do carril; e ii) a imperfeição geométrica. Todavia, não apresentando o contacto roda-carril rigidez infinita, é adicionado uma nova parcela à 4.26 para se atender à deformação sofrida pela roda.

São diversas as abordagens propostas para determinar a rigidez do contacto roda-carril. A mais usual segue a aplicação da teoria não linear de Hertz, na qual consta que a interação entre dois corpos é estabelecida unicamente por tensões normais (Zhai e Cai (1997)). Importa referir que o cálculo da rigidez de contacto sai fora do âmbito desta dissertação, remetendo-se novamente o leitor para a leitura de Alves Costa (2012). Calculada a rigidez do contacto, é possível definir o incremento de deformação provocado pela passagem das forças de interação:

$$\{\Delta y(\Omega)\} = [F^H] * \{N(\Omega)\} \quad 4.31$$

onde  $\{\Delta y(\Omega)\}$  representa o vetor que agrupa a deformação de contacto em correspondência com cada eixo do comboio e  $[F^H]$  representa a matriz de flexibilidade de contacto.

#### EQUILÍBRIO DINÂMICO DO COMBOIO

Apresentada a equação regente das deformações, subsiste a análise do equilíbrio dinâmico do comboio. Importa referir que, segundo o Eurocódigo 1 ((EN (2009))), existem três tipos de comboios de passageiros dependendo da sua configuração, a cada um dos quais está associado, um modelo analítico distinto: i) os convencionais; ii) os articulados e iii) os regulares.

Tem-se observado, nos últimos tempos, o desenvolvimento de múltiplos modelos, alguns de caris bastante complexo. No entanto a simulação de um comboio, por meio de modelos mais simplistas, com recurso a um conjunto de massas discretas intercaladas por molas-amortecedores, é comumente aceite pela comunidade científica, tendo revelado um desempenho adequado (Alves Costa (2012)).

O modelo apresentado de seguida refere-se somente ao comboio convencional, que pode assemelhar-se a um conjunto de veículos independentes sem ligação estrutural entre si. Na Fig.4.17 é apresentada uma imagem esquemática de um comboio convencional. Note-se que o modelo proposto considera apenas as rodas, sendo desprezados os bogies, a caixa do veículo e as suspensões primárias e secundárias. Sabendo que o elemento principal responsável pela geração de vibrações são as rodas, o erro associado a esta simplificação pode ser desprezado desde que seja considerado na excitação quase-estática todo o peso do comboio.

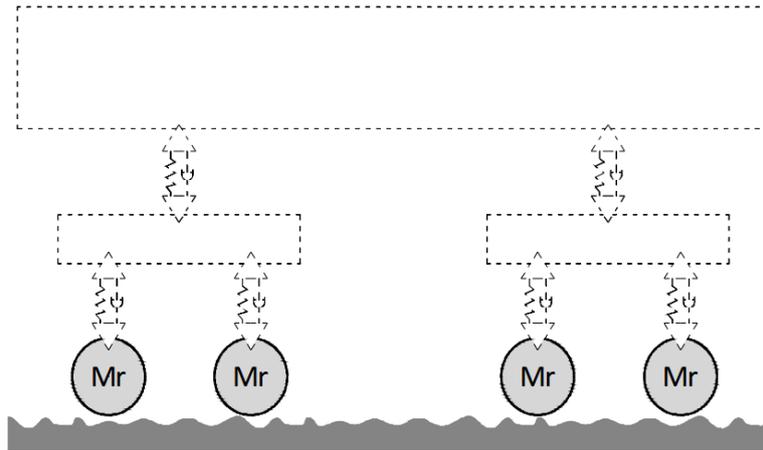


Fig.4. 17 - Modelo de veículo plano adotado no presente estudo (Alves Costa (2012)).

O equilíbrio dinâmico do modelo previamente apresentado pode ser generalizado considerando então tantos osciladores de um grau de liberdade quanto o número de contactos existentes, dando origem à seguinte equação, descrita em formulação matricial:

$$[M^v]_{4 \times 4} \{\ddot{u}_{roda}(t)\} + [C^v]_{4 \times 4} \{\dot{u}_{roda}(t)\} + [K^v]_{4 \times 4} \{u_{roda}(t)\} = \{-N(t)\}_4 \quad 4.32$$

em que  $[M^v]$ ,  $[C^v]$  e  $[K^v]$  representam as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do veículo, respetivamente. Por sua vez, o vetor  $\{u_{roda}(t)\}$  agrupa os deslocamentos verticais e  $\{N(t)\}$  as forças de interação desenvolvidas no contacto de cada roda. O equilíbrio dinâmico pode ainda ser descrito no domínio transformado, domínio da frequência, da seguinte forma:

$$(-\Omega^2[M^v]_{4*4})\{u_{roda}(\Omega)\} = \{-N(\Omega)\}_4 \quad 4.33$$

Analisando a 4.33 verifica-se que tanto a matriz rigidez como a matriz amortecimento foram eliminadas. Tendo em conta que a matriz amortecimento está unicamente relacionada com as suspensões e estando estas desprezadas no modelo aqui descrito, facilmente se percebe que  $[C^v]_{4*4}$  será uma matriz nula, o mesmo se verifica com a matriz rigidez.

Relativamente à matriz de massa, esta adota a seguinte forma:

$$[M] = \begin{bmatrix} Mr & & & \\ & Mr & & \\ & & Mr & \\ & & & Mr \end{bmatrix} \quad 4.34$$

Manipulando a equação 4.33 de modo a obter-se uma relação direta entre o deslocamento vertical sofrido com a força de interação, surge então a seguinte igualdade:

$$\{u_{roda}(\Omega)\} = -[F(\Omega)]_{4*4}\{N(\Omega)\}_4 \quad 4.35$$

em que  $[F(\Omega)]$  representa a matriz flexibilidade, obtida por:

$$[F(\Omega)]_{4*4} = (-\Omega^2[M^v]_{4*4}) \quad 4.36$$

Tendo em consideração que o modelo analisado até aqui tem como objetivo simular analiticamente uma carruagem e sendo o comboio constituído por múltiplas, é imperativo uma generalização adicional do modelo. Esta passa unicamente pela assemblagem das diversas carruagens, dando origem à seguinte expressão:

$$\{u_{roda}(\Omega)\}_{4k}^{Global} = [F(\Omega)]_{4k*4k}^{Global} * \{N(\Omega)\}_{4k}^{Global} \quad 4.37$$

em que k faz referência ao número total de carruagens existentes. Ilustra-se de seguida o processo de assemblagem da matriz flexibilidade:

$$[F(\Omega)]_{4k*4k}^{Global} = \begin{bmatrix} [F(\Omega)]_{4x4}^{carruagem 1} & \dots & & \\ & \ddots & & \\ & & \ddots & \\ & & & [F(\Omega)]_{4x4}^{carruagem k} \end{bmatrix} \quad 4.38$$



# 5

## CASO DE ESTUDO

### 5.1 INTRODUÇÃO

A presente dissertação teve como principal objetivo o estudo e deteção de tendências de resposta mecânica de um perfil transversal tipo, trincheira, frequentemente encontrado em zonas de transição de tráfego superficial para tráfego profundo. A opção por este perfil pode ser vantajosa em situação de tráfego urbano, não só pelo seu reduzido impacto ambiental, quando comparado com tráfego à superfície, mas também por exigir um investimento financeiro inferior, comparativamente à infraestrutura necessária ao tráfego em profundidade. Apresenta-se de seguida duas imagens ilustrativas do perfil em trincheira, fotografado no acesso à estação Casa da Música do metro do Porto.



Fig.5. 1 - Perfil transversal em trincheira, estação Casa da Música.

O estudo de sensibilidade desenvolveu-se ao longo de três fases, iniciando-se por um cálculo em estado plano de deformação, claramente uma análise de cariz preliminar. Seguiu-se um cálculo de carácter tridimensional. Por último realizou-se uma análise, mais realista, que teve em consideração a resposta induzida pela passagem de um comboio. Importa referir que todas as

fases são indispensáveis para uma melhor compreensão do processo físico subjacente à propagação de vibrações.

A fim de identificar padrões claros de comportamento, considerou-se um cenário de referência, cenário base, comparando-o posteriormente com diversas variantes do mesmo.

Apresenta-se na secção seguinte o estudo do cenário base ao longo das três fases de análise.

## 5.2 DESCRIÇÃO GERAL

O estudo do cenário base passou pela análise dos espectros de resposta, quer em deslocamentos verticais quer em velocidades, obtidos em diversos pontos à superfície. Desta forma, foi construído um cenário de referência, ilustrado na Fig.5.2, bem como os pontos onde foram obtidos os resultados.

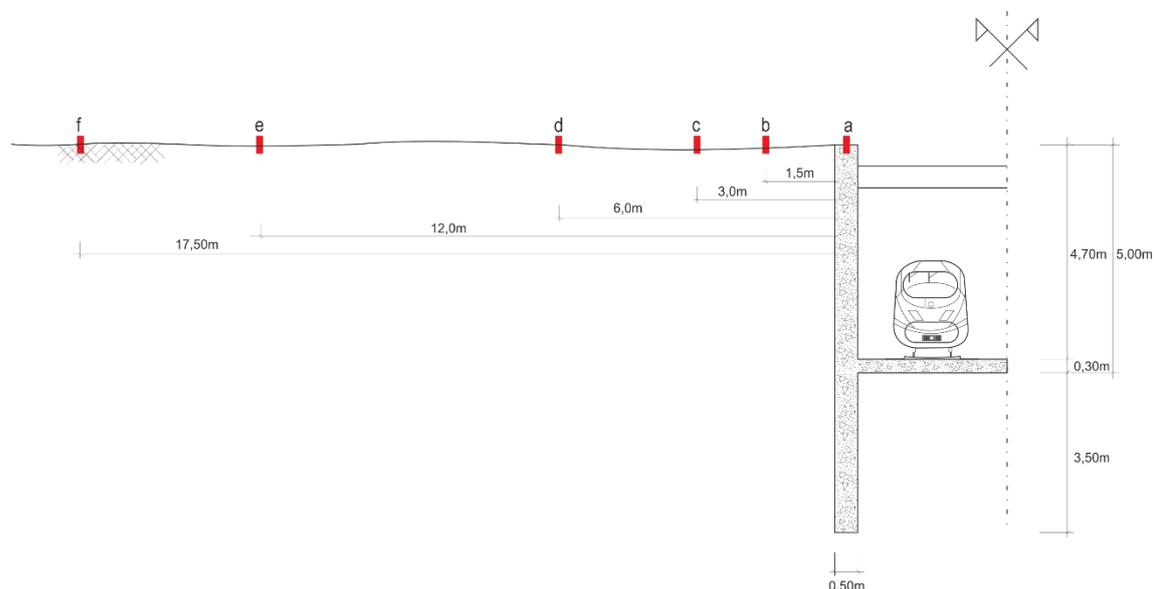


Fig.5. 2 - Perfil transversal base.

Além das dimensões geométricas arbitradas para o cenário base, foi também necessária a escolha dos parâmetros caracterizadores do comportamento dos diversos materiais constituintes do perfil transversal cujas características mecânicas dos materiais a seguir se enumeram:

Quadro 1 – Propriedades dos materiais constituintes do perfil transversal considerado.

Materiais	E (kPa)	$\xi$	$\nu$	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )
Solo	329062,500	0.04	0.35	1950
Cortina	3.00E+7	0.03	0.15	2500
Laje	3.00E+7	0.03	0.15	2500
PML	329062,500	0.04	0.35	1950

Tendo presente as propriedades acima apresentadas é possível calcular as velocidades das ondas P e S que se apresentam de seguida:

$$\lambda^* = \frac{0.35 * 329062.5}{(1 + 0.35) * (1 - 2 * 0.35)} = 2.85 * 10^{+05} \text{ kPa} \quad 5.1$$

$$\mu = \frac{329062.5}{2 * (1 + 0.35)} = 1.22 * 10^{+05} * \quad 5.2$$

$$Cp = \sqrt{\frac{2.85 * 10^{+05} + 2 * 21.22 * 10^{+05}}{1.95}} = 520.85 \text{ m/s} \quad 5.3$$

$$Cs = \sqrt{\frac{1.22 * 10^{+05}}{1.950}} = 250 \text{ m/s} \quad 5.4$$

Como o leitor pode comprovar pela Fig.5.2, tirou-se partido da condição de simetria do problema, de modo a ser minimizar o esforço computacional requerido por cada análise.

Tendo em conta que o programa aqui utilizado assenta no método dos elementos finitos, a secção transversal foi discretizada por meio de elementos finitos, considerando-se elementos de oito nós com uma dimensão máxima dada por:

$$l_e = 1/6 * \lambda \quad 5.5$$

sendo que  $l_e$  e  $\lambda$  correspondem, respetivamente, à dimensão máxima do elemento finito e ao comprimento de onda.

Tendo presente a dificuldade de uma identificação objetiva dos elementos constituintes do perfil transversal, o autor optou por adicionar à ilustração da malha de elementos finitos uma área a cinzento, representativa da cortina e da laje de via, e outra a azul, representativa a zona onde foram implantadas as camadas de PML.

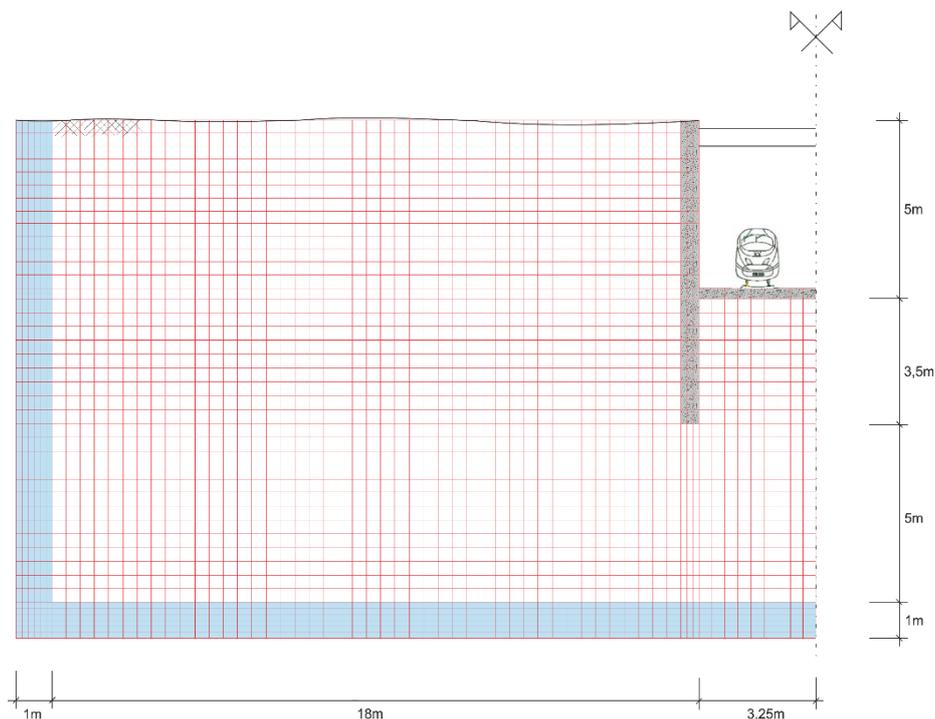


Fig.5. 3 - Malha de elementos finitos considerada.

### 5.2.1 ANÁLISE 2D

A análise em estado plano de deformação foi o primeiro tipo a ser considerado. Esta consiste num cálculo preliminar, no qual se negligência a presença da via e o caráter tridimensional do problema em questão ( $k_1=0$ ). Importa referir ainda que a solicitação considerada consistiu num impulso de Ricker, com a configuração ilustrada na figura 5.4. Contudo, esta análise considera-se essencial para a obtenção de valências no que respeita à interpretação dos resultados registados.

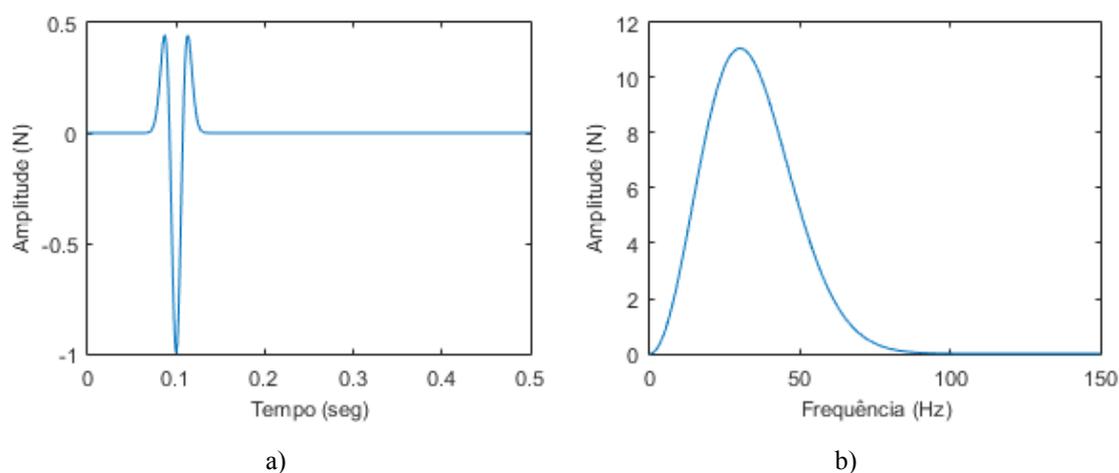
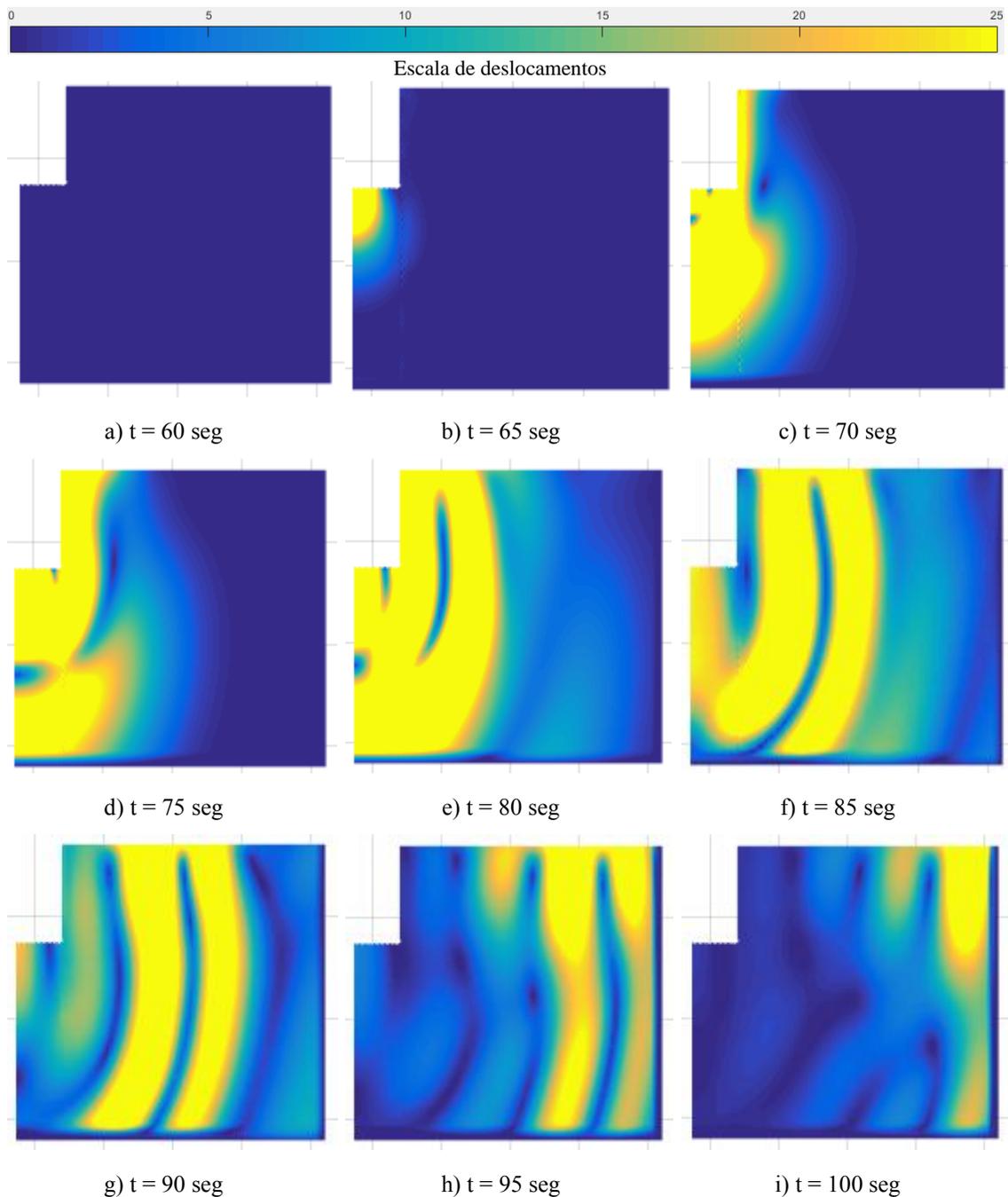


Fig.5. 4 – Impulso de Ricker: a) Domínio do tempo; b) Domínio da frequência

Depois de uma breve descrição das características da análise em estado plano de deformação, segue-se a apresentação dos resultados obtidos no cenário inicial. Inicialmente será apresentado o esquema de propagação das vibrações neste cenário, por meio de figuras registadas em diversos momentos temporais, com o intuito de tornar perceptível os resultados medidos nos pontos de interesse, sendo este bem visível na Fig.5.5.



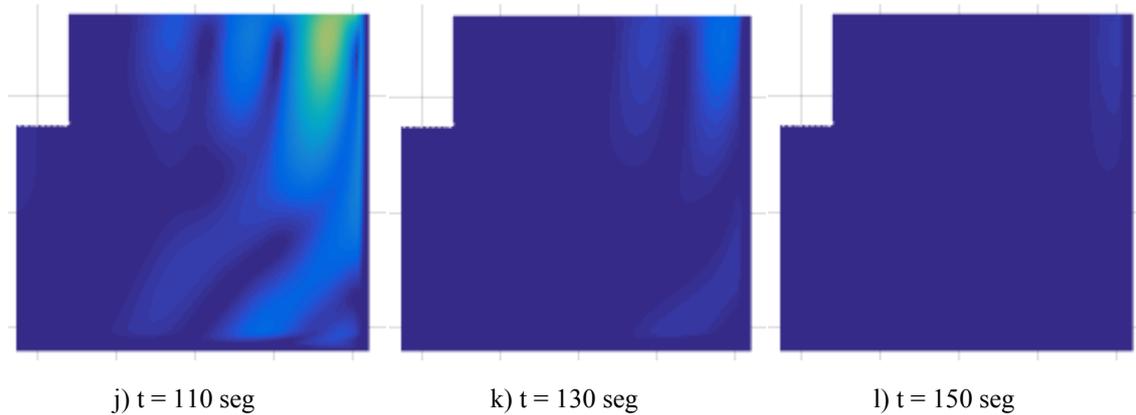


Fig.5. 5 – Propagação de vibrações no cenário base.

A análise que se segue será conduzida unicamente por meio de deslocamentos verticais, sendo estes os mais significativos quando comparados com os deslocamentos horizontais.

Apresenta-se na Fig.5.6 os resultados dos deslocamentos verticais no domínio da frequência e no domínio do tempo, para os pontos localizadas à superfície e que distam da cortina 3m, 6m e 12m. Tendo em conta que foram analisados três pontos com diferentes distâncias à fonte, espera-se que haja um pequeno desfasamento na resposta, como se pode verificar pela figura Fig.5.6.b). Porém, verifica-se a existência de uma amplificação do ponto situado a 6m em comparação com o ponto situado a 3m, que é explicada com recurso à geometria do problema. Constata-se ainda uma atenuação do deslocamento do ponto a 6m para o ponto a 12m, justificada pelo amortecimento geométrico. Contudo, tendo presente o caráter bidimensional da análise, não existe atenuação das ondas R, sendo esta ausência responsável por não se verificar uma diminuição superior.

Analisando a Fig.5.6.a) verifica-se que todas as respostas são amplificadas para uma frequência próxima dos 20Hz. Esta frequência corresponde ao primeiro modo de vibração do sistema cortina-laje, como se pode comprovar pela equação 5.10:

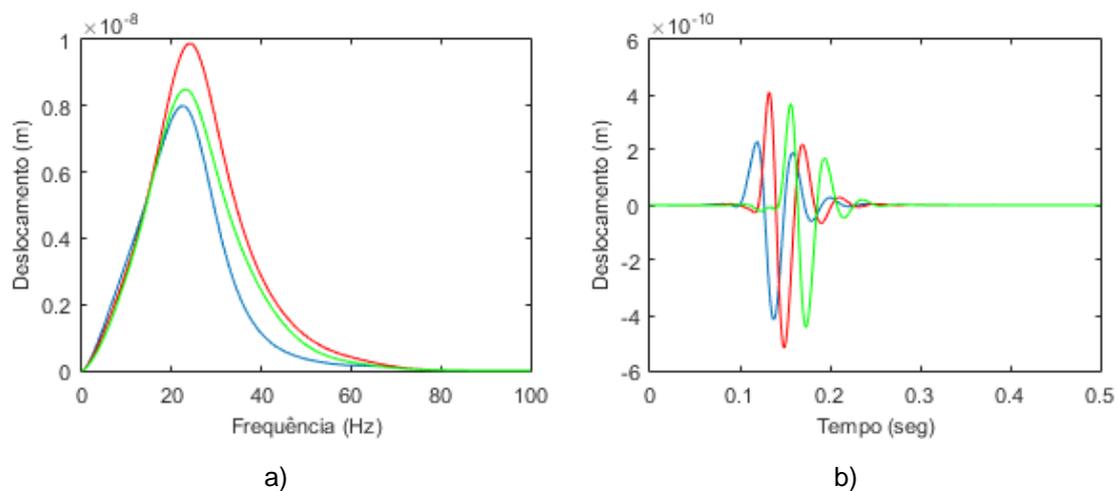


Fig.5.6 – Deslocamento obtidos: a) domínio frequência; b) domínio do tempo. Ponto a 3m – linha azul; Ponto a 6m – linha vermelha; Ponto a 12m – linha verde.

$$f_n = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{K}{M}} \quad 5.6$$

correspondendo  $K$  à rigidez estática do sistema e  $M$  à massa total do mesmo. A rigidez pode ser determinada com recurso à seguinte expressão:

$$K = \frac{F}{\delta_{estático}} \quad 5.7$$

em que  $F$  representa a força aplicada que, no presente estudo, corresponde à unidade, e  $\delta_{estático}$  ao deslocamento

$$K = \frac{1.0}{1.1749 * 10^9} = 8.5114 * 10^8 \frac{N}{m} \quad 5.8$$

A massa do sistema cortina-laje pode ser determinada da seguinte forma:

$$M = 2500 * (6.5 * 0.3) + 2 * 2500 * (8.5 * 0.5) = 26125 \text{ Kg} \quad 5.9$$

$$f_n = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{8.5114 * 10^8}{26125}} = 28.72 \text{ Hz} \quad 5.10$$

### 5.2.2 ANÁLISE 3D COM CARGA OSCILANTE ESTÁTICA

A análise aqui apresentada é mais realista que a anterior, tendo em conta que contempla o carácter tridimensional do problema em apreço. Essa tridimensionalidade consegue-se com recurso à aplicação de uma Transformada de Fourier na direção longitudinal, ou seja, o problema é resolvido para diversos números de onda  $k_1$ .

A presente análise consistiu na aplicação de uma carga oscilante fixa na posição  $x=0m$ , na qual foram consideradas diversas frequências de oscilação. Na sequência de cada frequência de oscilação eram obtidos os resultados dos deslocamentos para todo o intervalo de números de onda considerados na análise. Por fim, quando finalizado o cálculo de todas as frequências de oscilação da carga, é possível a obtenção dos resultados quer no domínio do tempo quer no domínio do espaço, como foi visto no Capítulo 3. Ilustra-se na Fig.5.7 um esquema da análise realizada.

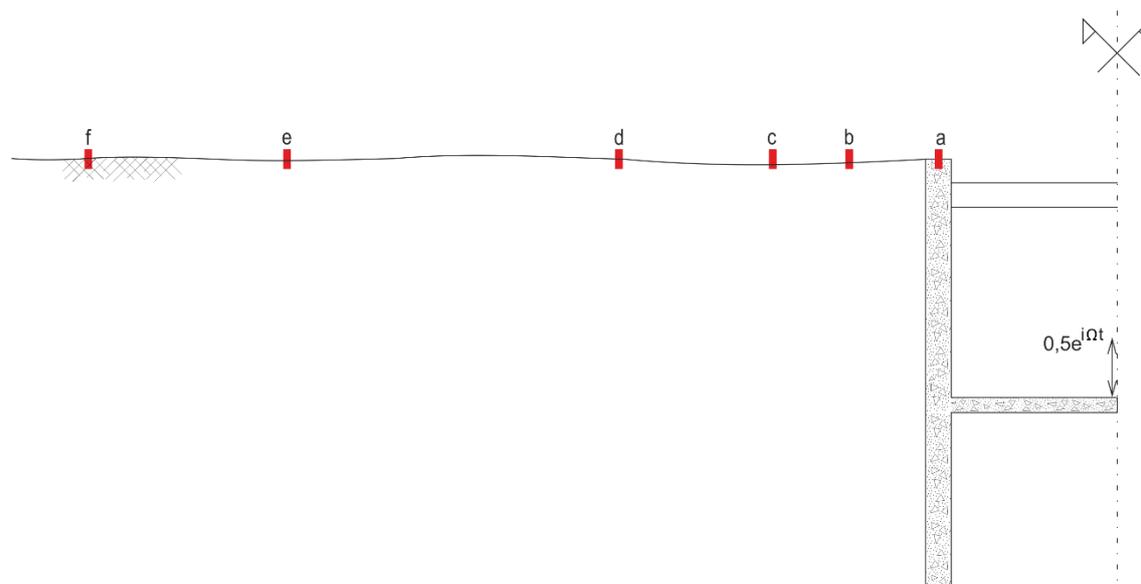


Fig.5. 7 – Esquema ilustrativo da análise 3D com carga oscilante parada.

Por fim, são ilustrados na Fig.5.8 os deslocamentos obtidos para os diversos pontos de análise à superfície, no domínio transformado. Estes são expressos segundo uma escala de referência, a escala decibel. Importa igualmente referir que os resultados foram obtidos para a secção espacial coincidente com a aplicação da carga.

Numa perspetiva superficial, verifica-se o mesmo pico de deslocamento para a frequência responsável pelo primeiro modo de vibração do sistema cortina-laje. Na Fig.5.8 é possível observar-se a existência de uma zona, entre os 6 e 12m, onde o deslocamento vertical dos pontos é amplificado, pelo facto das ondas terem de contornar da parte enterrada da cortina. Depois de ultrapassado o ponto afastado 6m da face da cortina, verifica-se uma atenuação do deslocamento sofrido, explicado pelo amortecimento geométrico. O grau de atenuação registado é superior ao obtido na análise anterior, situação que se deve ao facto do carácter tridimensional da análise possibilitar níveis de amortecimento geométrico muito mais acentuados que os permitidos numa análise 2D. Além da atenuação resultante do amortecimento geométrico, verifica-se uma atenuação mais pronunciada nas frequências mais altas, justificada pela dependência do amortecimento material da frequência de excitação.

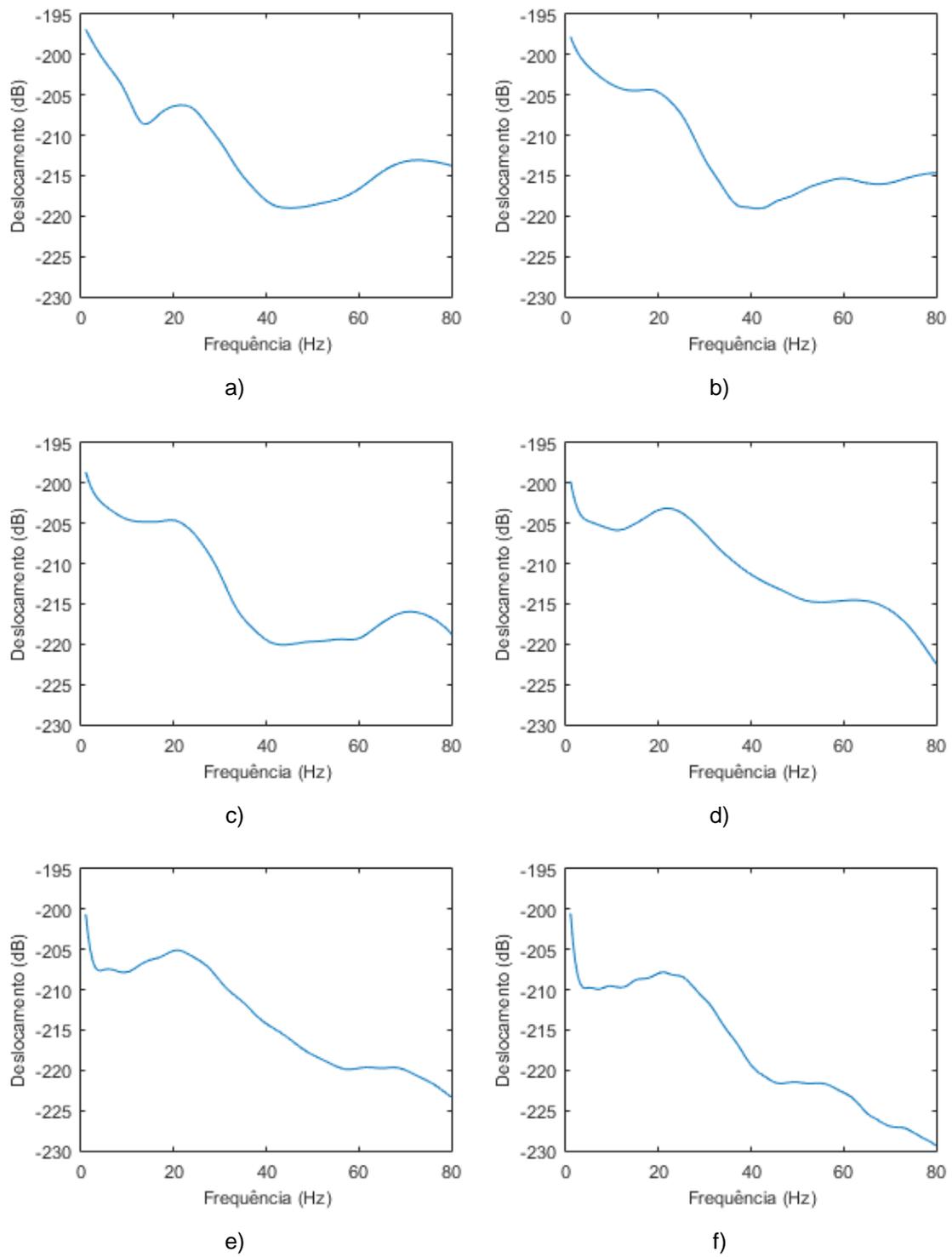


Fig.5. 8 – Resultados obtidos no domínio transformado para: a) Ponto da Cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m.

### 5.2.3 ANÁLISE 3D PARA A PASSAGEM DO COMBOIO

Foram apresentadas duas análises que, apesar de contemplarem algumas simplificações, apresentam-se como indispensáveis para a interpretação dos resultados obtidos. Porém, há necessidade de se proceder a uma análise mais pormenorizada, onde o nível de simplificações seja o menor possível. Deste modo, a análise agora apresentada contempla dois aspetos anteriormente desprezados, o tipo de via-férrea e o tipo de comboio adotados neste estudo.

A infraestrutura ferroviária é constituída por uma via em laje do tipo STEDEF. Esta corresponde a uma tipologia de via onde as travessas estão parcialmente embebidas na laje de betão, sendo intercaladas por uma palmilha cujo o objetivo é a absorção das vibrações de alta frequência (Lopes (2015)). É apresentado na Fig.5.9 um perfil elucidativo de uma via STEDEF.

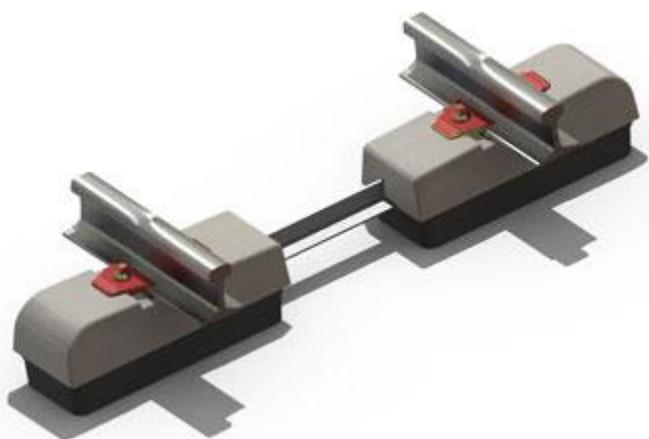


Fig.5. 9 – Via STEDEF

Como se percebe pela Fig.5.9, um perfil transversal de uma via STEDEF é constituído por diversos materiais com diferentes propriedades a seguir enumeradas:

- o carril é materializado por perfis UIC-54;
- as travessas apresentam um afastamento longitudinal de 0.6m e uma massa de 182 kg/un;
- o sistema de fixação é do tipo NABLA, sendo intercalado por uma palmilha com 200 kN/mm de rigidez;
- o elemento resiliente colocado entre as travessas e a laje apresenta uma rigidez de 40 kN/mm.
- a laje da via apresenta um módulo de deformabilidade de 50 GPa, um coeficiente de poisson de 0.2 e uma massa volúmica de 2500 kg/m<sup>3</sup>.

Como foi referido em capítulos anteriores, existem dois tipos de mecanismos de geração de vibrações, o mecanismo quase-estático e o mecanismo dinâmico. O primeiro é causado exclusivamente pelo peso do comboio, sendo a magnitude das forças constantes no tempo, o segundo está associado a múltiplas causas, sendo apontada como principal a irregularidade geométrica da via. Desta forma, foi gerado um perfil de irregularidades geométricas artificiais, representado na Fig.5.10.

Relativamente ao comboio adotou-se um suburbano série 446, cujo o alçado se observa na Fig.5.11. A velocidade de circulação considerada no estudo foi de 25 m/s. São apresentados no Quadro 2 as forças estáticas em cada um dos eixos de todos os veículos.

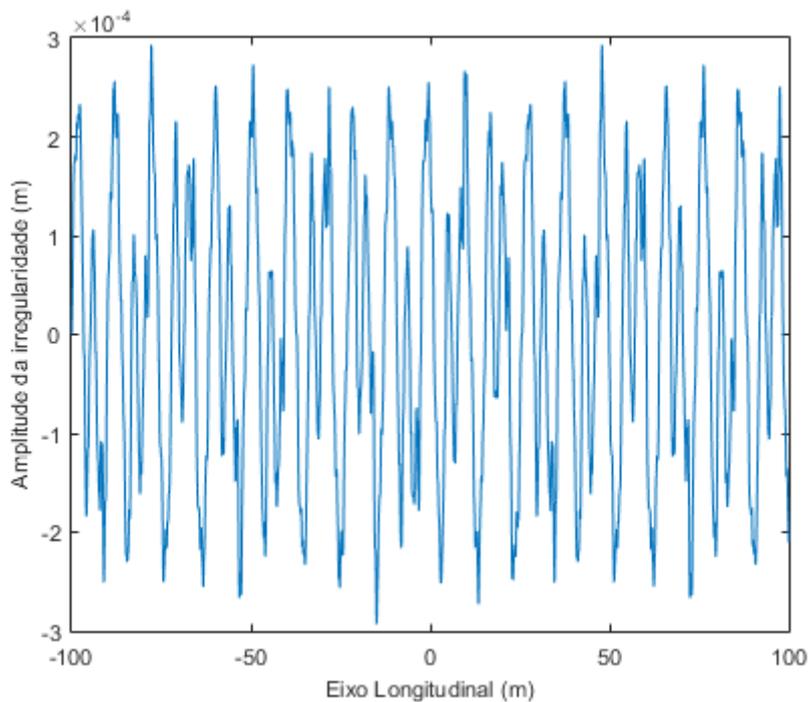


Fig.5. 10 – Perfil de irregularidades artificiais adotado.

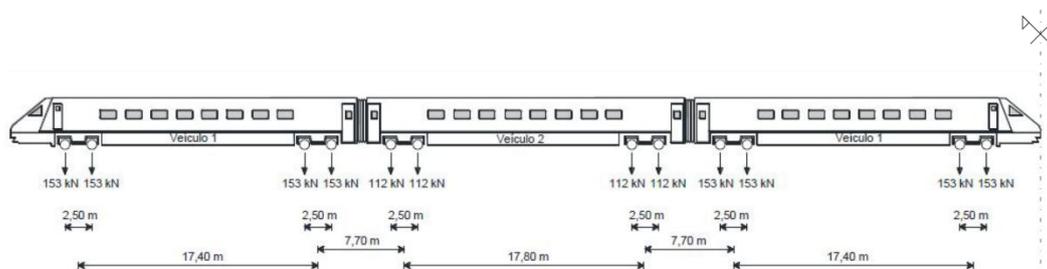


Fig.5. 11 – Comboio adotado (Lopes (2015)).

Quadro 2 – Forças estáticas em cada eixo do comboio.

	Veículo 1	Veículo 2	Veículo 3	Veículo 4	Veículo 5	Veículo 6
Eixo 1 (Fi.1)	153	112	153	153	112	153
Eixo 2 (Fi.2)	153	112	153	153	112	153
Eixo 3 (Fi.3)	153	112	153	153	112	153
Eixo 4 (Fi.4)	153	112	153	153	112	153

Na Fig.5.12 pode observar-se a velocidade vertical em todos os pontos utilizados na análise, no domínio da frequência.

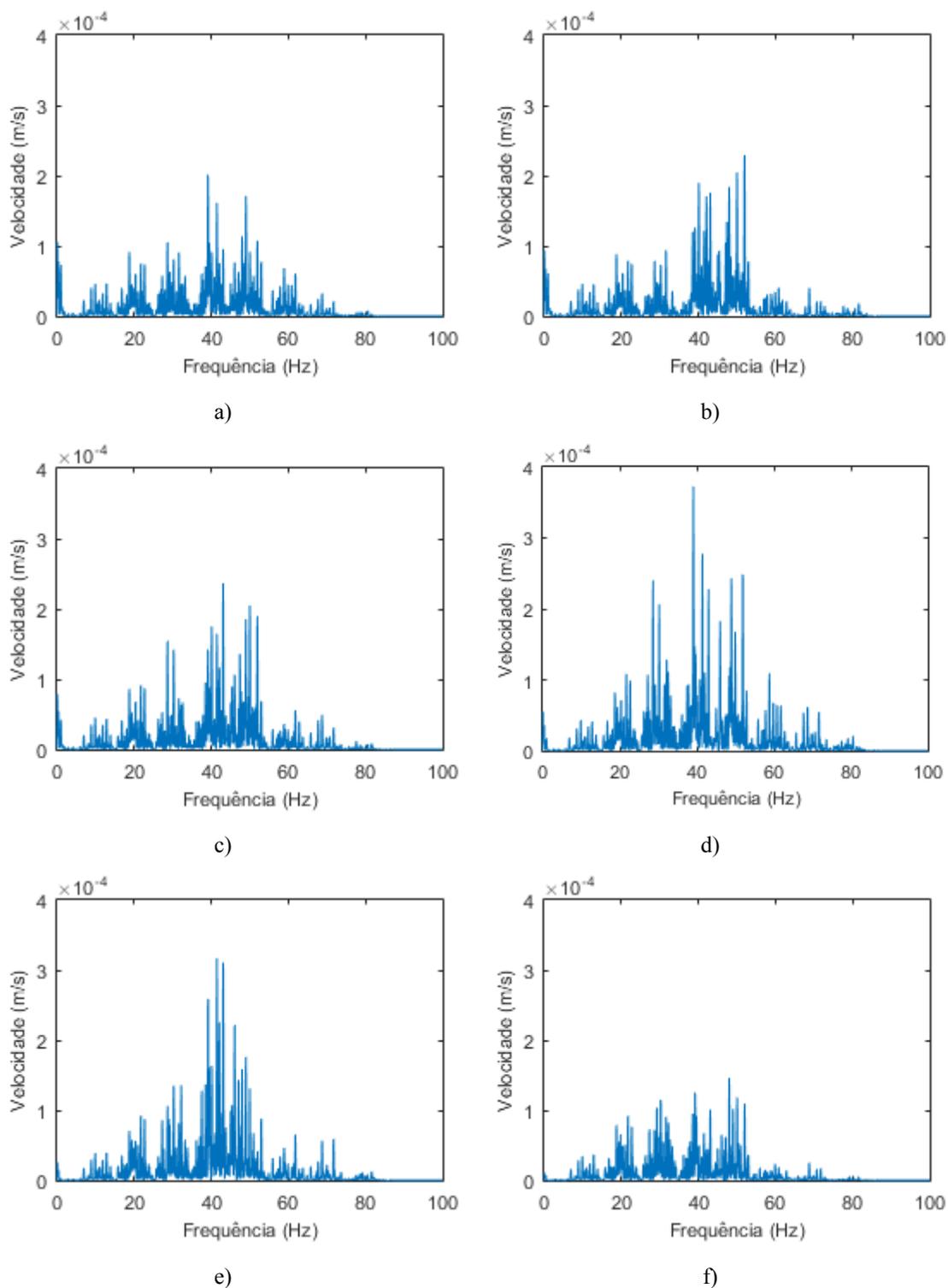
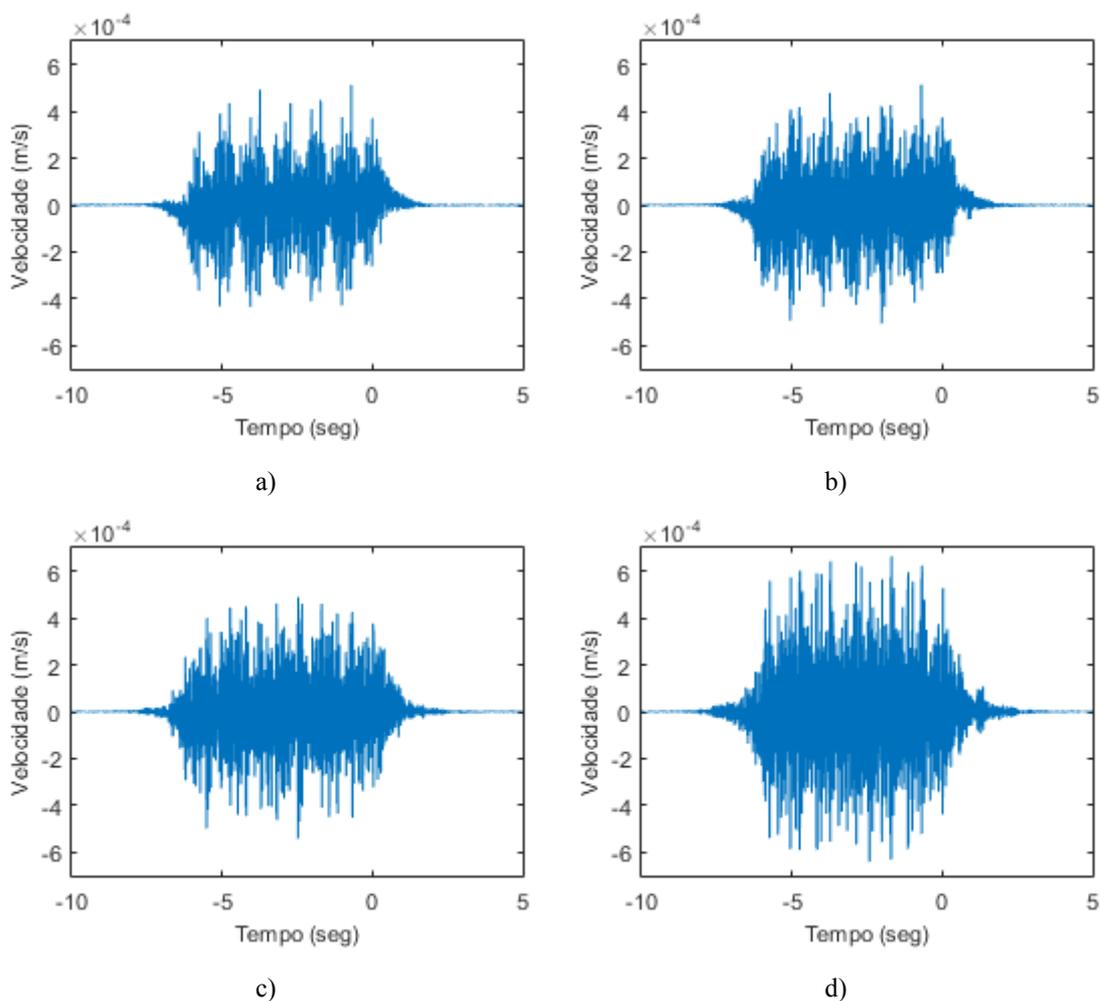


Fig.5. 12 - Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m.

É possível verificar que apesar de na análise anterior o conteúdo maior em frequência dever-se à frequência de ressonância do primeiro modo de vibração o mesmo não é verificado na presente análise. Isto deve-se ao facto de se ter acoplado o comboio, apresentando o sistema um comportamento distinto. Deste modo o conteúdo em frequência é maior para uma frequência próxima do 40Hz que representa a frequência de ressonância do eixo sobre a via (Lopes (2015)).

O mesmo pode ser comprovado pela Fig. 5.13, onde se ilustram os deslocamentos no domínio original, domínio do tempo. Este espectro corrobora os resultados obtidos nas análises anteriores, ou seja, uma zona de amplificação entre os 6m e os 12m fruto da geometria da secção considerada. Consequentemente é verificado ainda uma atenuação na magnitude do deslocamento registado no ponto que dista da cortina 12m em relação ao ponto situado a 6m.



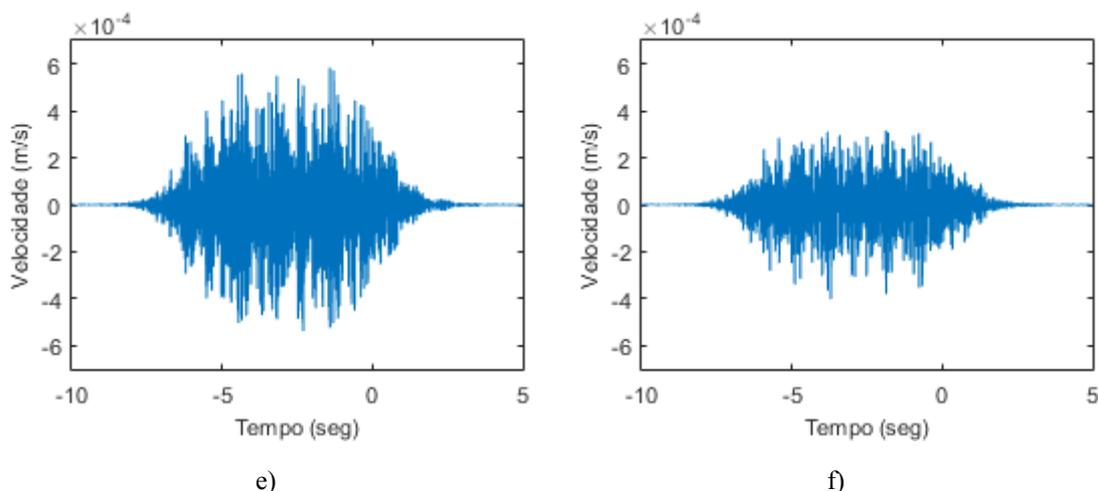


Fig.5. 13 - Velocidades registadas no domínio de origem para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m

É de realçar que a compreensão dos resultados obtidos nesta análise, pelo facto de ser a mais complexa, só serão entendíveis se comparados com os resultantes da análise anterior, 3D com carga parada.

Completado o estudo do cenário base, prossegue-se para o estudo paramétrico da secção transversal considerada, o perfil em trincheira, a fim de determinar padrões de comportamento.

### 5.3 ESTUDO PARAMÉTRICO

O estudo desenvolvido ao longo desta secção tem como objetivo a determinação e identificação de tendências de resposta do perfil em estudo. Deste modo, foi necessária a consideração de diversas variantes ao cenário de referência, determinando-se as respostas nos seis pontos à superfície, indicados na Fig.5.2, comparando-as com as obtidas no cenário base.

Passa-se de seguida à apresentação do estudo das múltiplas variantes deste cenário ao longo das três fases de análise já referidas.

#### 5.3.1 INFLUÊNCIA DA PARTE ENTERRADA DA CORTINA

A fim de se verificar a influência provocada pela altura da parte enterrada da cortina, foi construído um cenário, em tudo igual ao inicial, com a particularidade de ser considerada uma altura enterrada de 7m. Apresenta-se na Fig.5.14, uma ilustração do cenário base com a respetiva alteração.

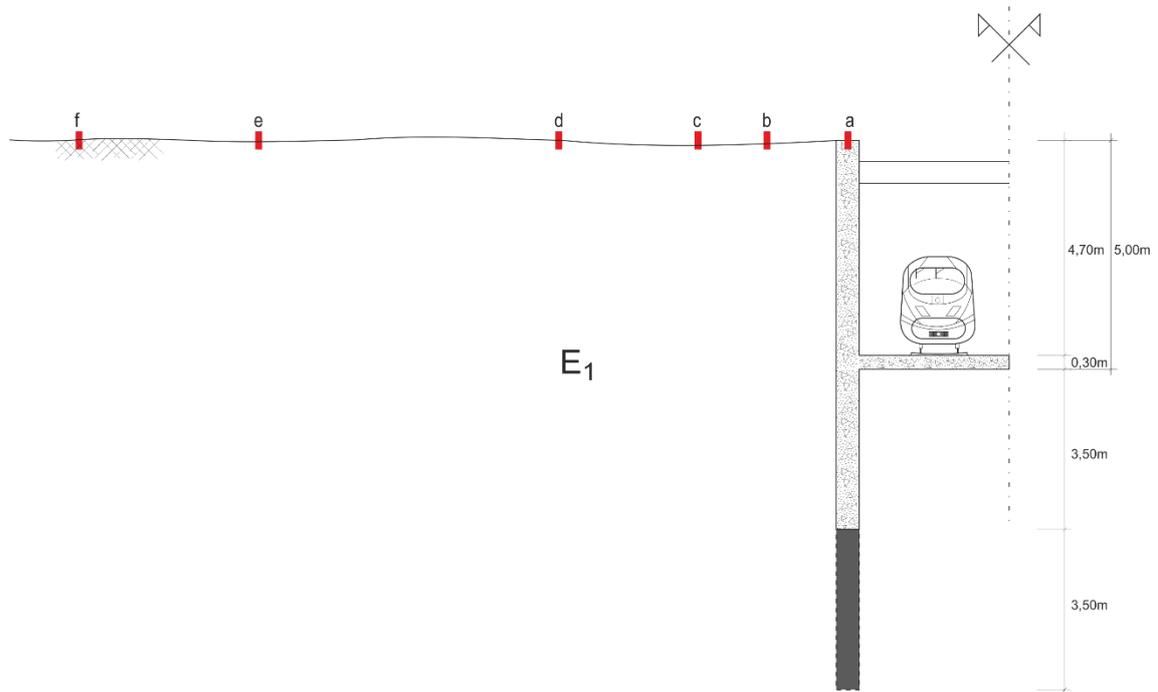


Fig.5. 14 - Cenário variante com 7m de altura enterrada.

Como o leitor pode comprovar, o cenário considerado é exatamente igual ao cenário inicial, variando apenas a altura enterrada da cortina.

#### ANÁLISE 3D COM CARGA OSCILANTE PARADA

Analisada a resposta do presente cenário por meio de um cálculo tridimensional com carga oscilante parada, apresentam-se de seguida os resultados obtidos de todos os pontos de observação. Para a apresentação dos resultados obtidos com esta análise, o autor optou pela representação simultânea da resposta obtida no cenário base e no cenário variante a fim de se evidenciarem potenciais melhorias ou agravamentos causados pela variante em causa.

Na Fig. 5.15 estão representados a vermelho os resultados obtidos pelo cenário base e a azul os obtidos pelo cenário modificado. Importa lembrar o leitor que a presente análise contempla a tridimensionalidade do problema, dando origem a uma maior atenuação quando comparado com uma análise de cariz bidimensional. Desta forma, observa-se que, de um modo genérico, o prolongamento da altura enterrada resulta numa atenuação do deslocamento, à exceção da registada no ponto que dista 1,5m da cortina. Neste é verificado uma clara amplificação na gama de frequências elevadas provocada pelos modos próprios de vibração da cortina.

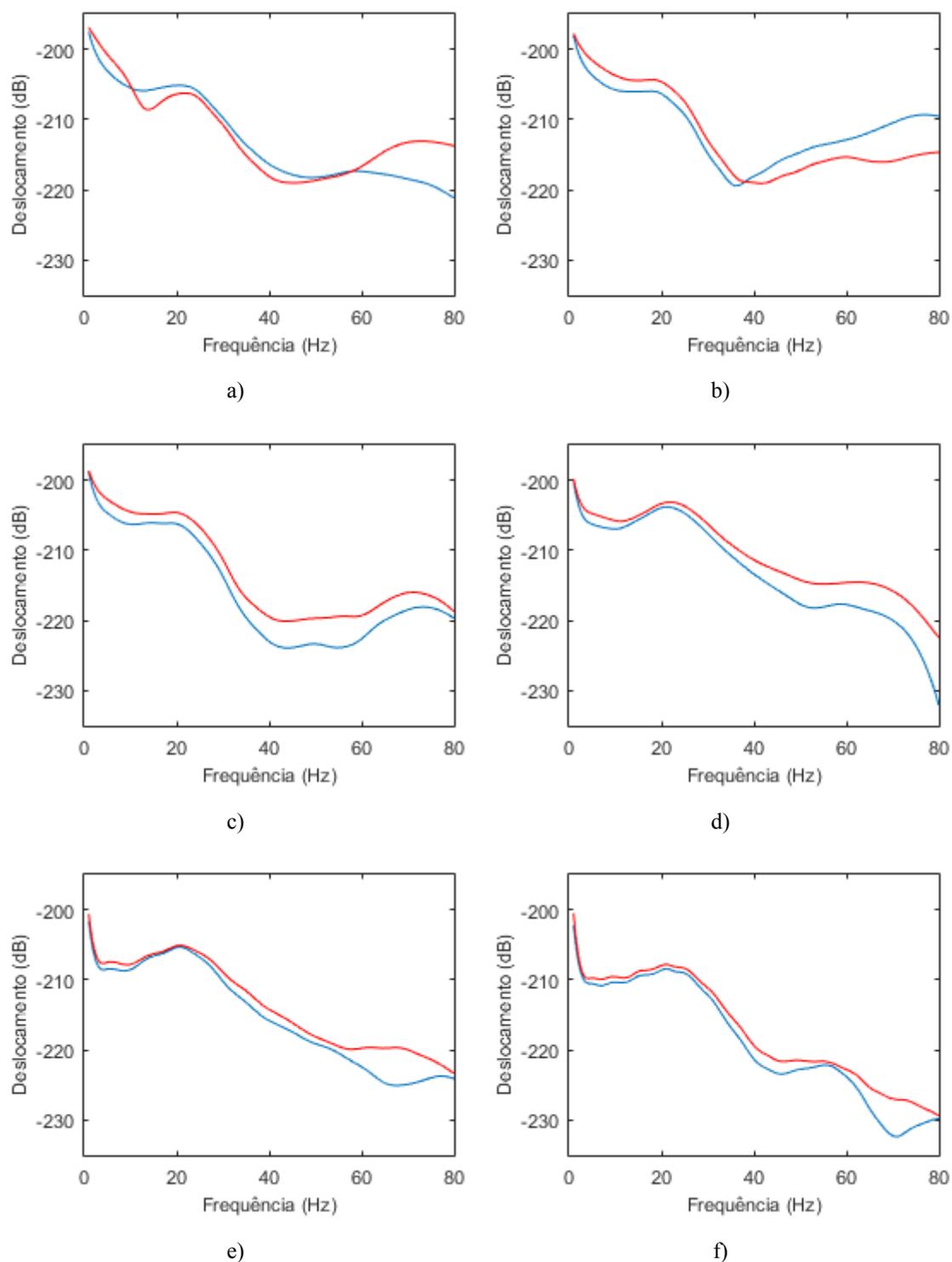


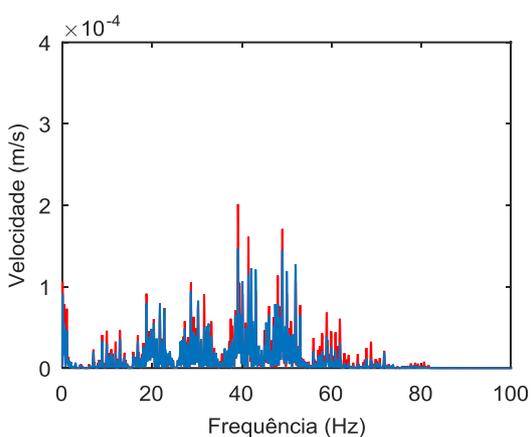
Fig.5. 15 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com 7m de altura enterrada.

### ANÁLISE 3D PARA A PASSAGEM DO COMBOIO

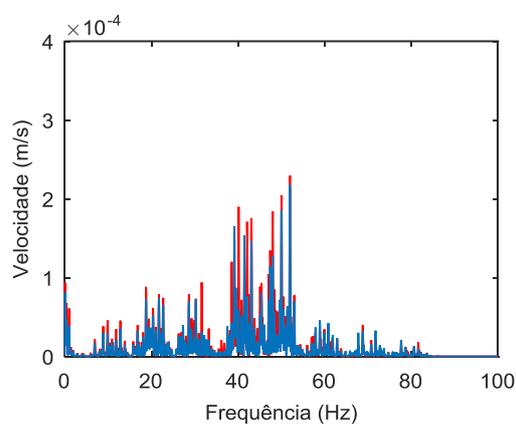
Para terminar o estudo da influência da parte enterrada da cortina, apresenta-se de seguida a comparação dos resultados aqui obtidos com os resultantes da análise do cenário base. Deste modo, apresenta-se na Fig.5.16 a velocidade registada nos seis pontos à superfície, representando o vermelho o cenário base e o azul a variante considerada.

Como se pode comprovar, estes resultados corroboram as conclusões retiradas na análise anterior. Observa-se que a extensão da parte enterrada da cortina resulta numa atenuação geral do padrão de deslocamentos para toda a gama de frequências. Porém, esta atenuação é mais significativa numa zona compreendida entre 3m e os 12m, fruto da geometria da secção transversal admitida.

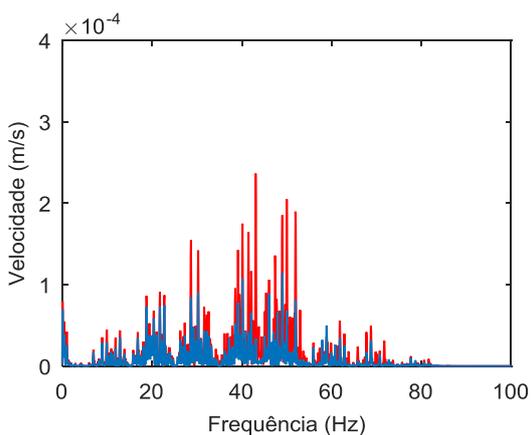
Tendo em conta que, no caso de vibração estrutural, a gama de frequência compreendida entre 15Hz e 25 Hz corresponde, regra geral, a frequências de ressonâncias das lajes dos edifícios, a altura da parte enterrada da cortina representa um aspeto relevante a ser atendido em fase de projeto.



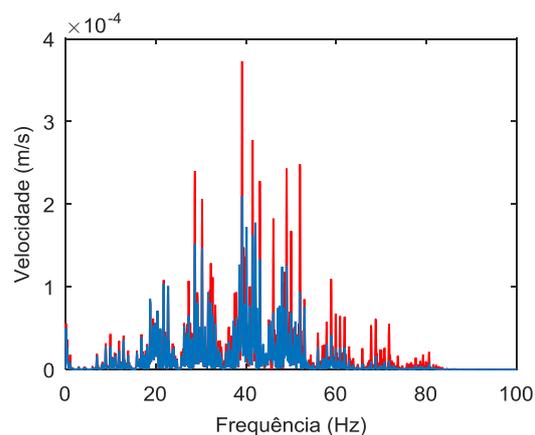
a)



b)



c)



d)

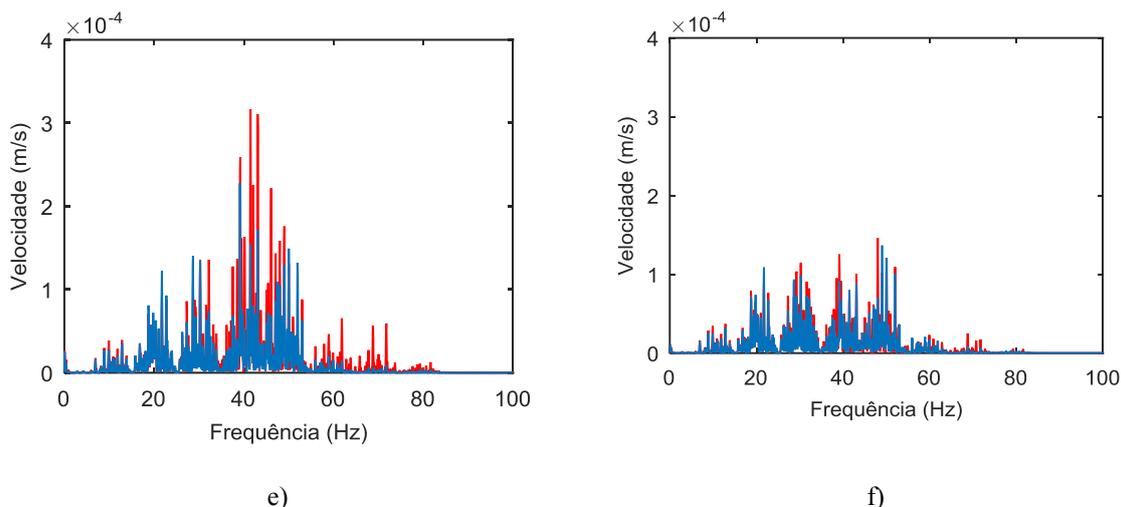


Fig.5. 16 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com 7m de altura enterrada.

São apresentados na Fig.5.17 os registos temporais unicamente para dois pontos. Com a análise da figura é possível constatar dois fenómenos acima referidos, a amplificação da resposta do ponto situado a 6m comparativamente ao ponto situado a 3m e a atenuação da variante quando comparada com o cenário base.

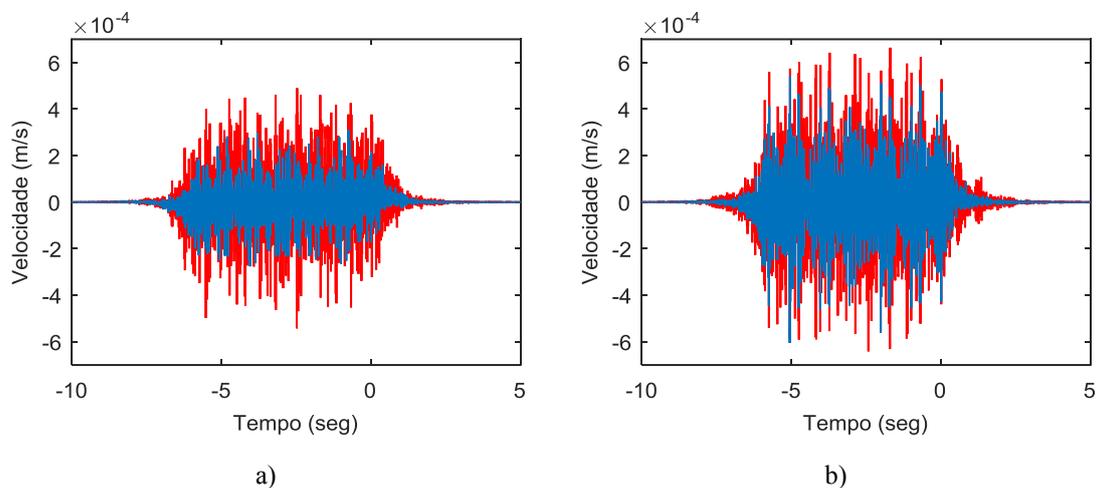


Fig.5. 17 – Velocidades registados no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base; Azul – cenário com 7m de altura enterrada

### 5.3.2 INFLUÊNCIA DA PROFUNDIDADE DA TRINCHEIRA DE ESCAVAÇÃO

A fim de se estudar a influência provocada pela altura da escavação foi considerado um cenário onde a altura da escavação foi incrementada em 3m, dando origem a uma cortina com 8m de altura livre, como se pode verificar na Fig.5.18.

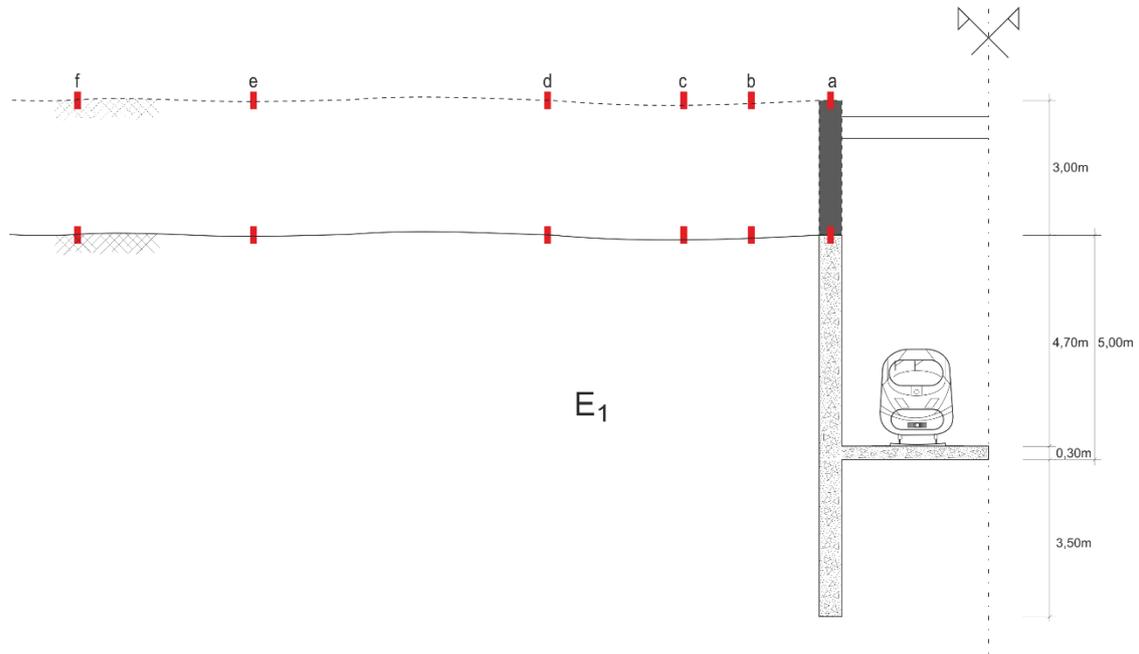
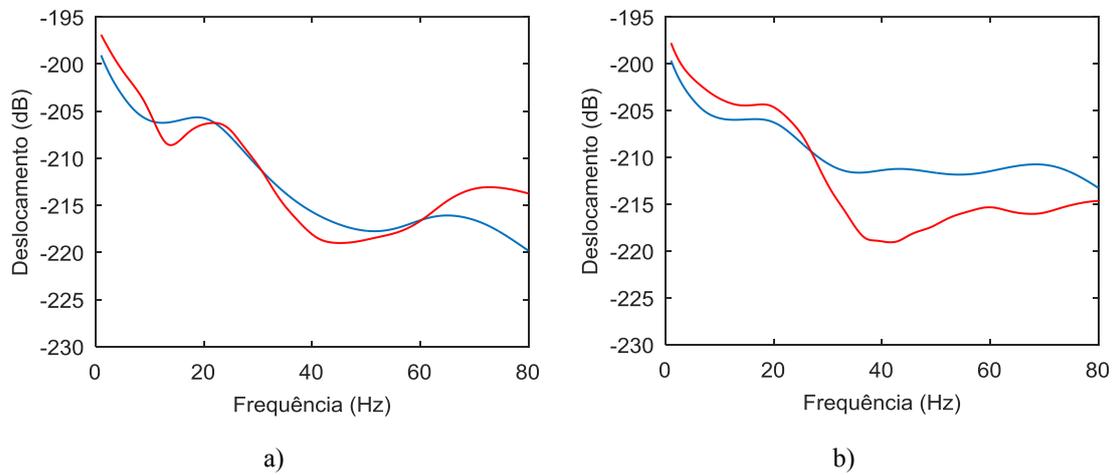


Fig.5. 18 - Cenário variante com altura de escavação de 8m.

#### ANÁLISE 3D COM CARGA OSCILANTE PARADA

A fim de se compreender as implicações que a presente variante origina, são apresentados, na Fig.5.19, os resultados obtidos com a análise 3D realizada.



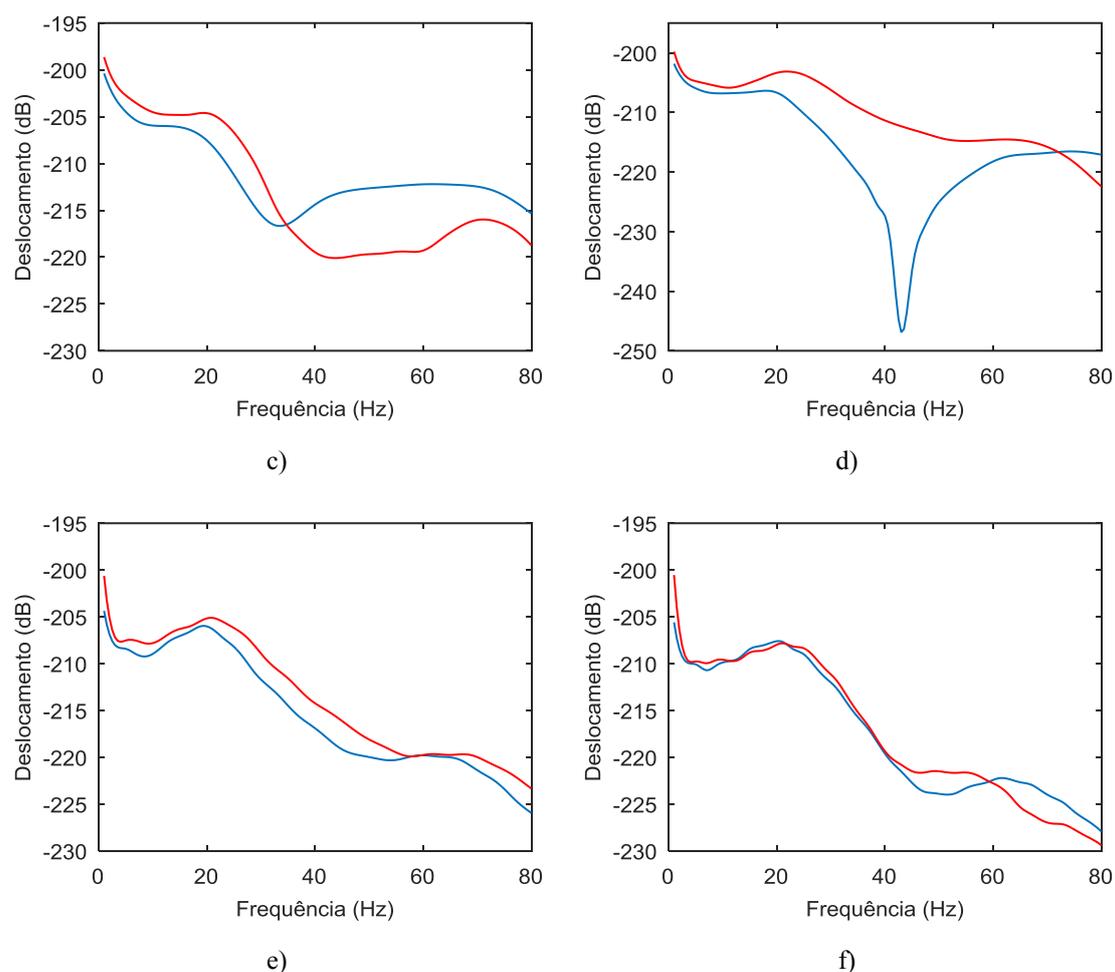


Fig.5. 19 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com 8m de escavação.

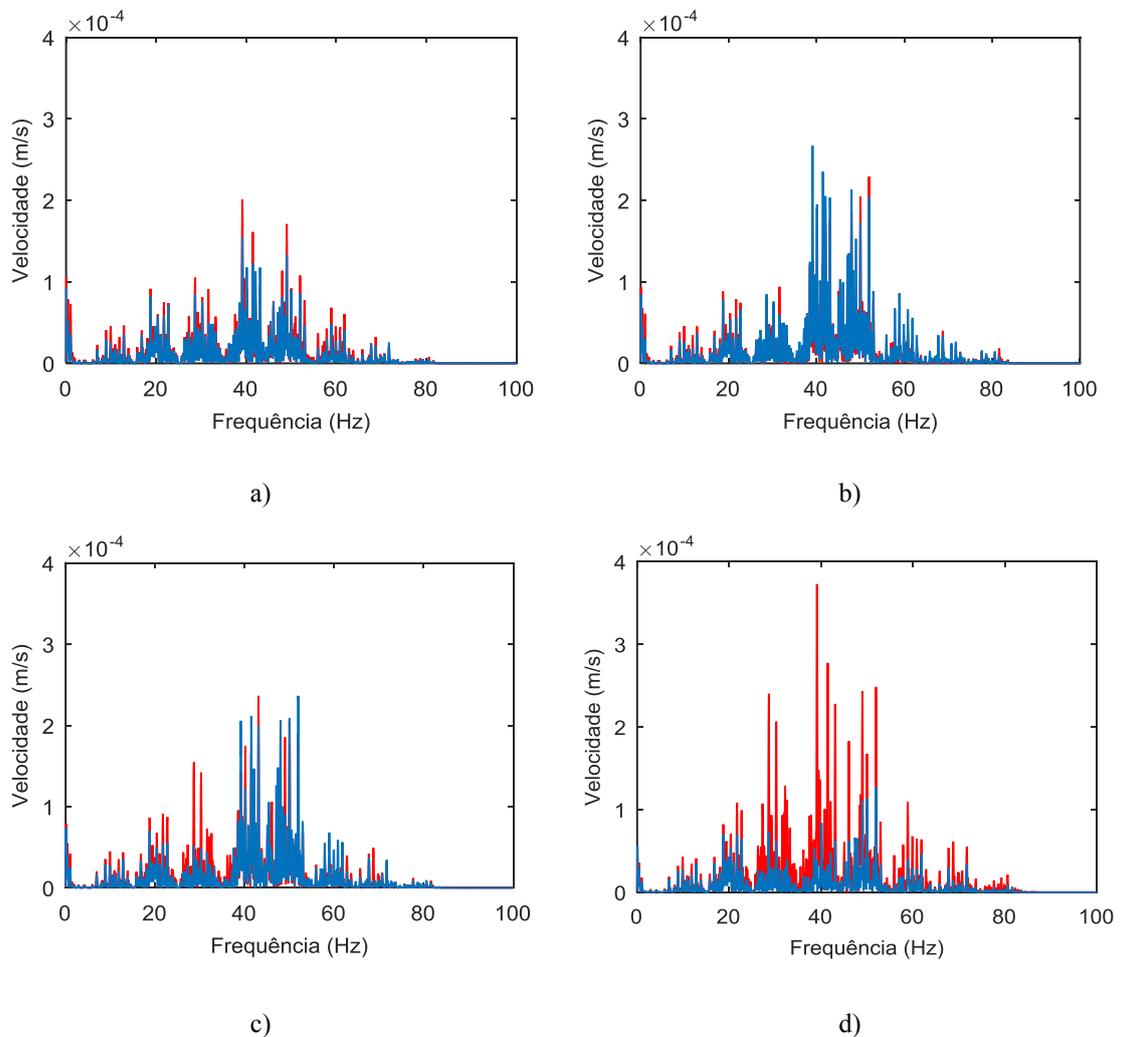
A consideração de uma escavação mais profunda provoca uma alteração significativa do padrão de resposta e concomitantemente uma atenuação da gama de frequências média-baixa, numa zona próxima da parede. Para pontos mais distantes da parede, a importância da variante perde expressividade, deixando de serem sentidos os efeitos locais provocados pela mesma. Salienta-se ainda o aparecimento de uma zona de “sombra”, representado pelo ponto a 6m, na qual existe a interação das ondas P com as ondas S, originando uma zona onde o efeito da propagação é praticamente anulado. Na vizinhança da cortina é notória a expressividade dos efeitos locais, nomeadamente na amplificação da resposta.

#### ANÁLISE 3D PARA A PASSAGEM DO COMBOIO

Partindo para uma análise mais detalhada da influência da altura de escavação, representam-se de seguida na Fig.5.20 os registos obtidos, expressos em velocidades, nos seis pontos considerados no presente estudo.

Através da análise da Fig.5.20, é possível validar as conclusões retiradas na análise anterior. Contata-se que para uma zona vizinha da cortina a resposta da variante é próxima da resposta do cenário base, salientando-se atenuações nas frequências baixas. Comprova-se uma zona intermédia onde existe uma notória atenuação da resposta, estando interligada com a zona de “sombra” verificada na análise anterior, a qual resulta da interação entre as ondas P e S. Verifica-se que a consideração de uma altura de escavação superior perde importância à medida que aumenta a distância entre a fonte e o recetor, havendo uma convergência da resposta entre o cenário variante e o cenário base.

Apresenta-se na Fig.5.21 as velocidades registadas no domínio de origem, domínio do tempo, para dois dos pontos considerados, como complemento à presente análise. Verifica-se uma zona de “sombra” onde é visível uma significativa atenuação resultante da interação das ondas P com as ondas S já identificada nas análises anteriores.



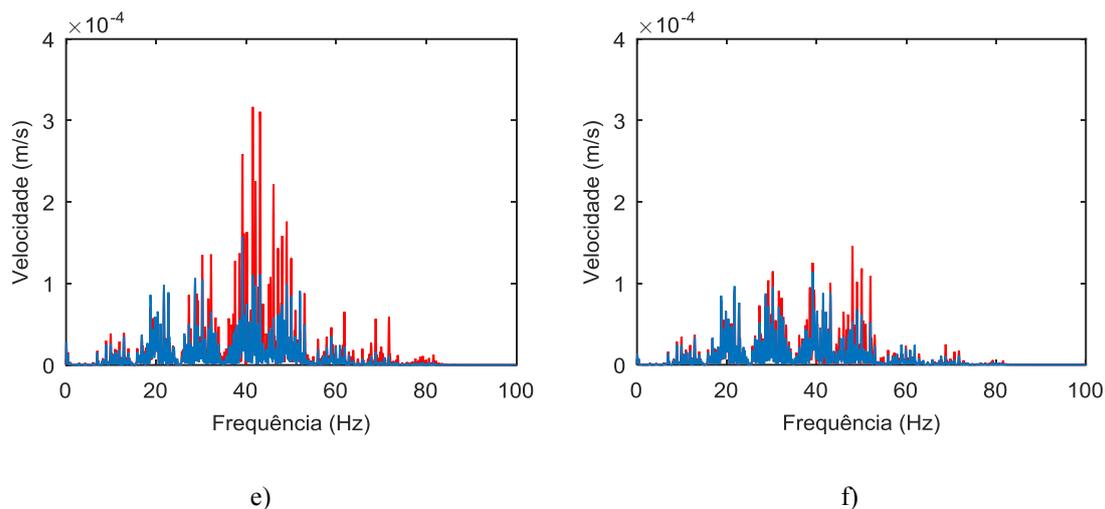


Fig.5. 20 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com 8m de escavação.

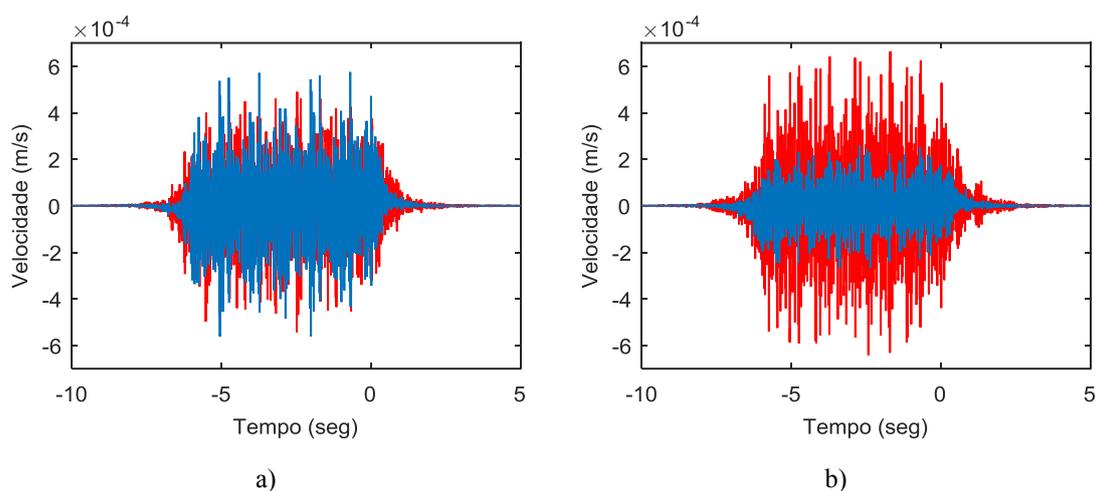


Fig.5. 21 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base; Azul – cenário com 8m de escavação

Desta forma verifica-se que o aumento da altura de escavação representa uma melhoria na gama de frequências baixas. Isto deve-se ao facto de estarem associados a estas comprimentos de ondas elevados, sendo a sua propagação muito afetada pelas alterações geométricas do perfil.

### 5.3.3 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA CORTINA

A presente secção prende-se com o estudo da influência da espessura da cortina. Deste modo, construiu-se um cenário onde a cortina foi assumida com uma espessura de 0.8m ao invés dos 0.5m iniciais. Ilustra-se na Fig.5.22 o cenário variante considerado.

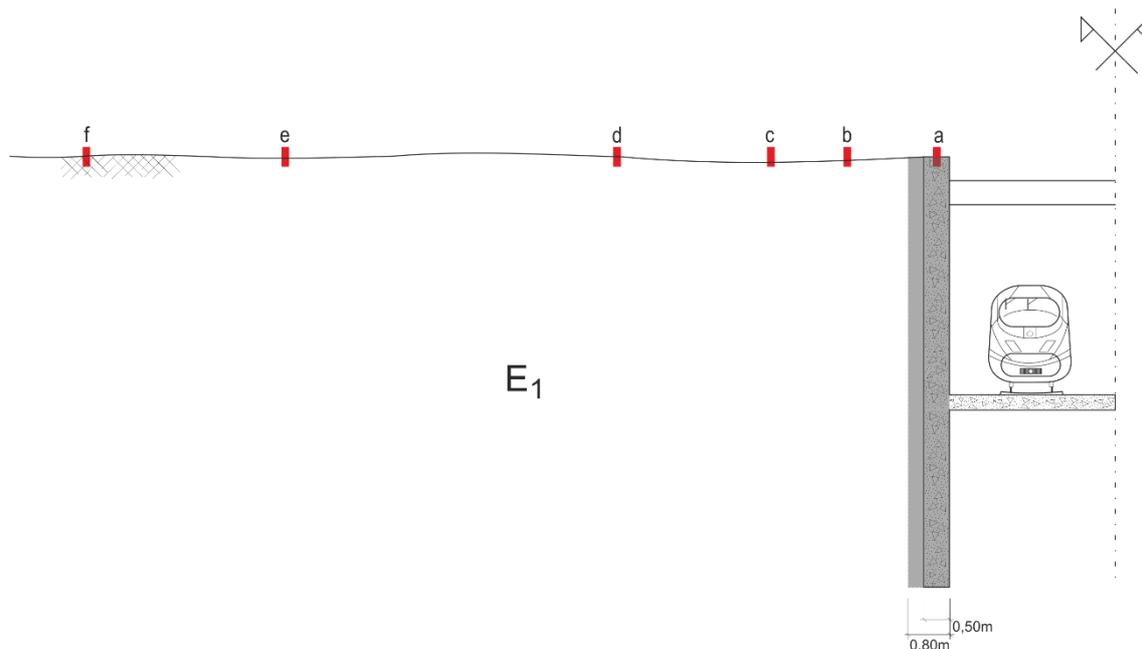
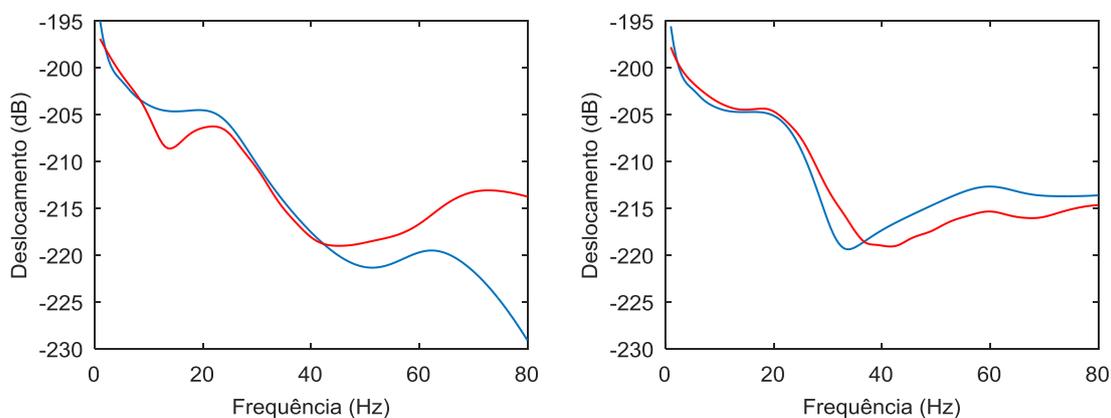


Fig.5. 22 - Cenário variante com espessura da cortina de 0.8m.

#### ANÁLISE 3D COM CARGA OSCILANTE PARADA

Apresentam-se na Fig.5.23, os deslocamentos registrados nos pontos à superfície considerados, no domínio transformado.

Pela Fig.5.23 pode observar-se que o padrão de resposta obtido com o aumento da espessura da cortina não sofre alteração na gama de frequência até 30Hz. Analisando os deslocamentos obtidos, verifica-se uma atenuação razoável da gama de frequências superiores a 40 Hz, na zona compreendida entre os 3m e os 6m. Porém, para a mesma gama de frequências, na vizinhança da cortina, assiste-se a uma amplificação da resposta. Salienta-se a existência de uma zona no ponto a 3m, onde se verifica uma pequena interação entre as ondas P e S (ver Fig.5.23 c)). É possível verificar ainda que a solução variante, aqui estudada, têm um reduzido impacto para grandes distâncias da cortina, havendo uma convergência do padrão de resposta da variante com o cenário inicial.



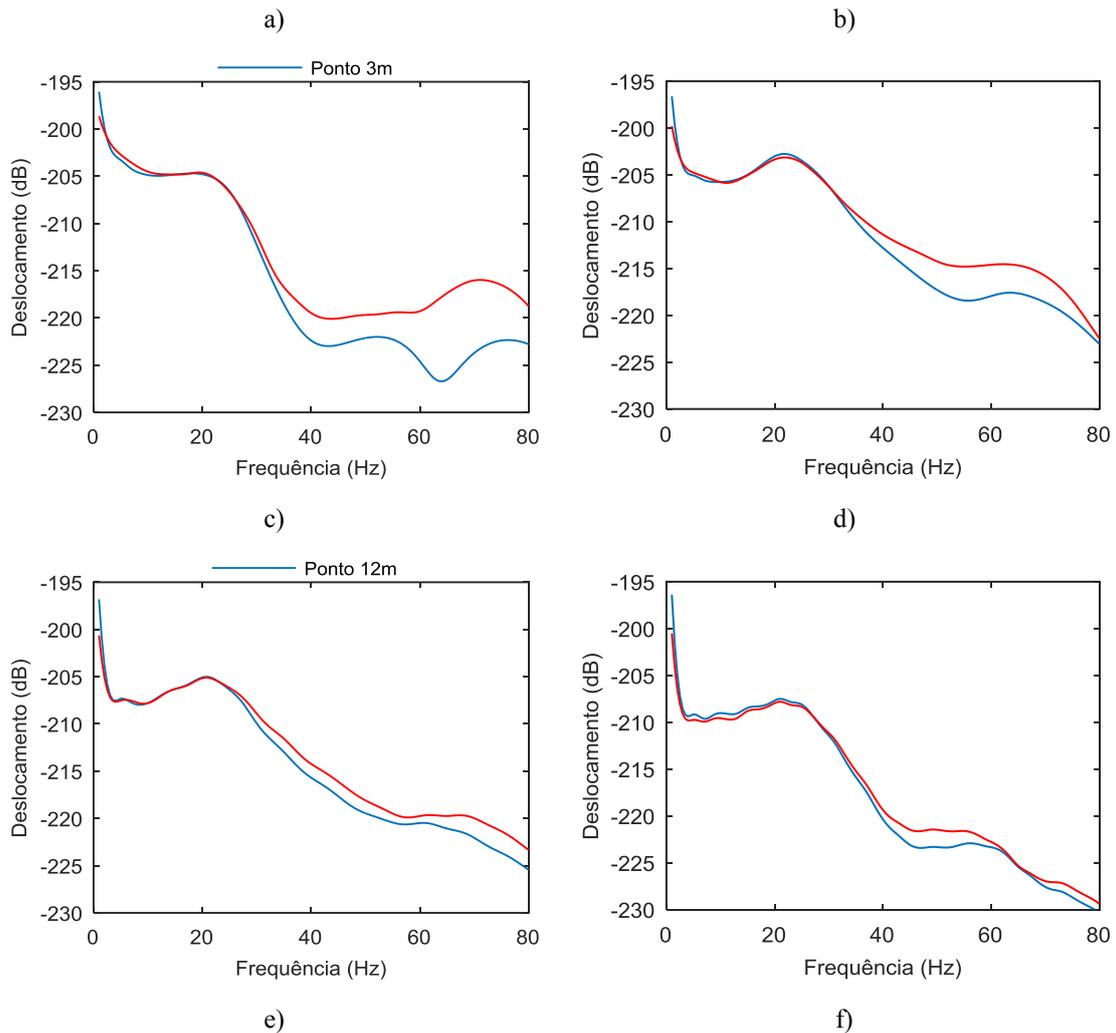


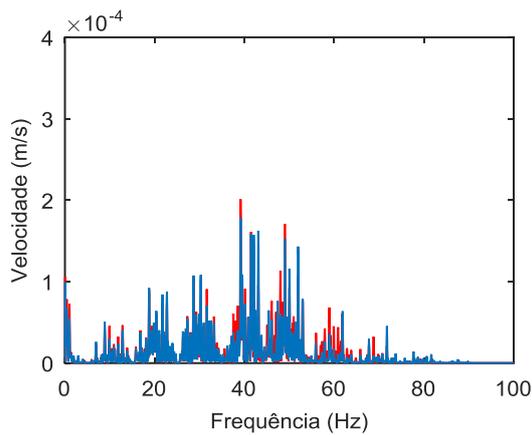
Fig.5. 23 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com cortina mais espessa.

#### ANÁLISE 3D PARA A PASSAGEM DO COMBOIO

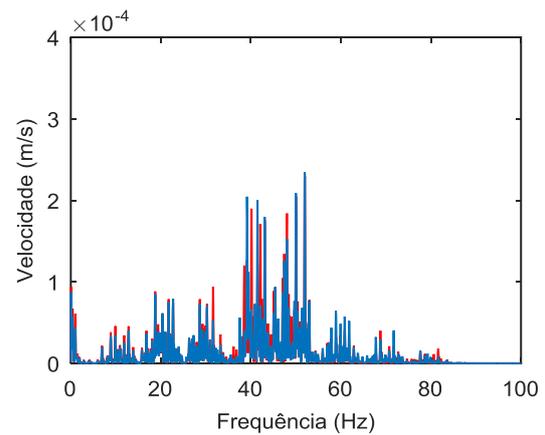
Como se pode observar pela Fig.5.24, a consideração de uma cortina com uma rigidez superior dá origem a um padrão de resposta que claramente não segue uma tendência. Verifica-se, então, que, comparativamente com o registado no cenário base, a variante, cortina com 0.8m de espessura, dá origem a um padrão de resposta caracterizado, de um modo geral, por uma atenuação nas gamas de maior conteúdo em frequência, como se ilustra pela Fig.5.24 c). Isto deve-se ao facto do aumento da rigidez da afetar a propagação de vibrações dos comprimentos de onda reduzidos. Porém, é de realçar que a variante induz também amplificações, observadas nos pontos mais afastados da cortina na gama de frequência próxima do 20 Hz. É de salientar ainda a amplificação que o ponto a 1.5m da face da cortina sofre na gama de frequências próximas dos 50 Hz, fruto da alteração das características dinâmicas da cortina.

Finalizado o estudo da influência da espessura da cortina, pode constatar-se que o aumento da espessura da cortina deve ser uma medida de mitigação a ser avaliada em projeto caso o problema a mitigar se prenda com ruído re-radiado, estando este relacionado com as frequências mais altas.

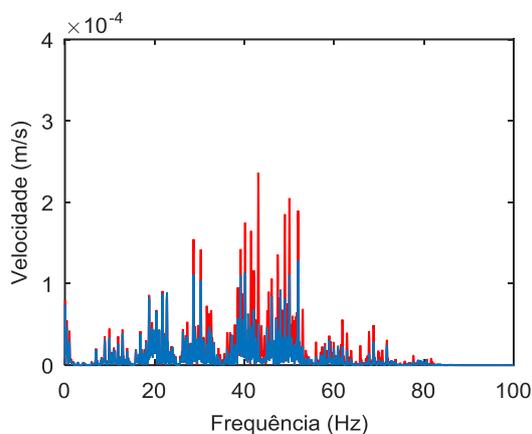
Na Fig.5.25 estão representados os registos de velocidade para os pontos situados a 3m e 6m da face da cortina, no domínio do tempo que corroboram a atenuação geral da resposta observada nos registos acima apresentados.



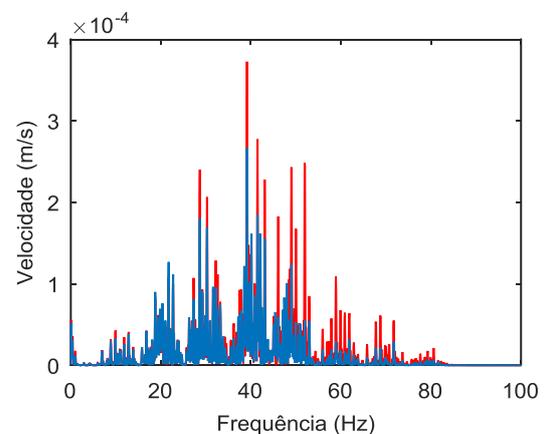
a)



b)



c)



d)

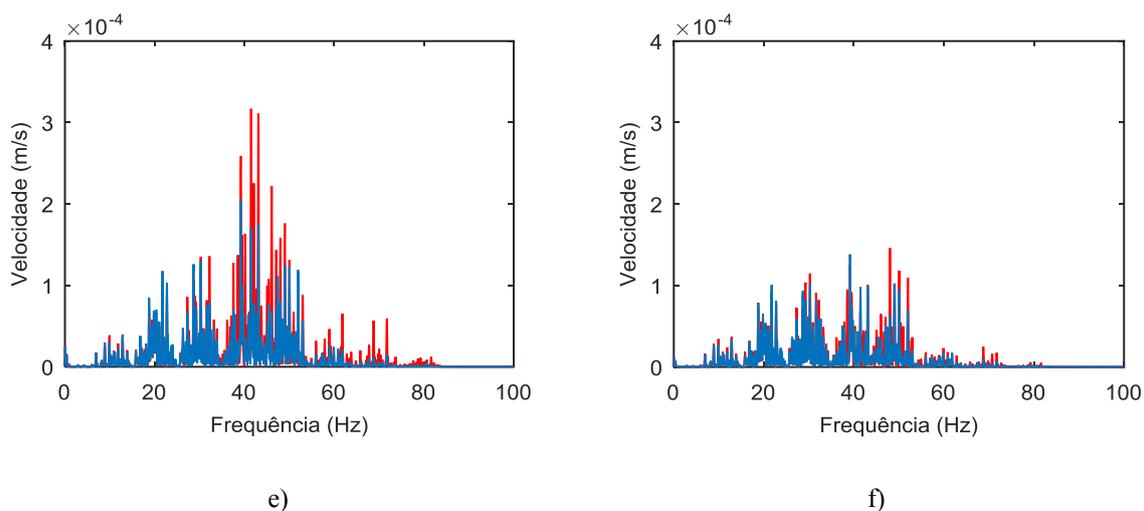


Fig.5. 24 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com cortina mais espessa.

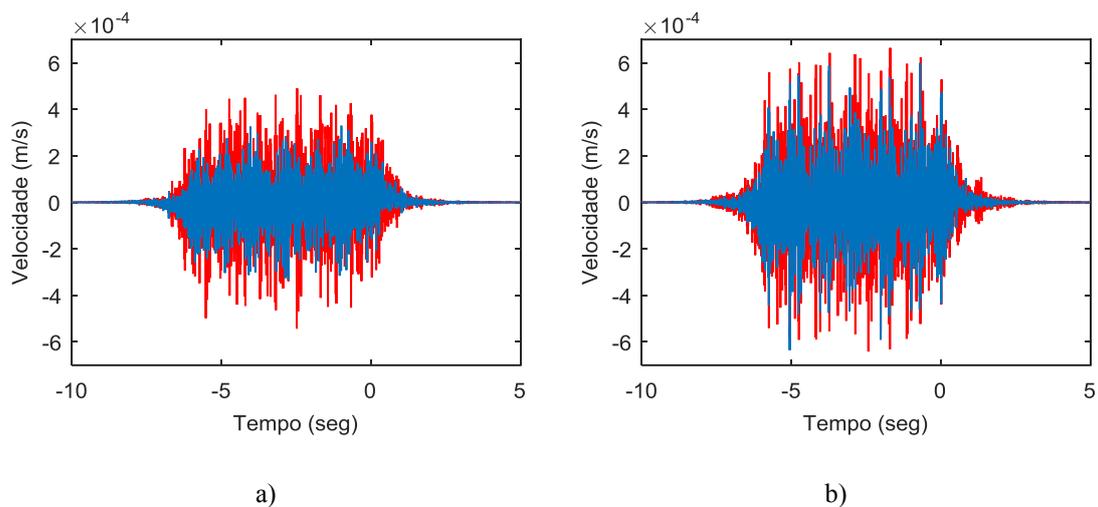


Fig.5. 25 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Pontos a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base; Azul – cenário com cortina mais espessa.

#### 5.3.4 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA LAJE

A fim de se avaliar a influência da espessura da laje de fundo foi criado um cenário onde se atribuiu à laje uma espessura de 0.7m. Apresenta-se na Fig.5.26 o esquema da variante ao cenário inicial considerado.

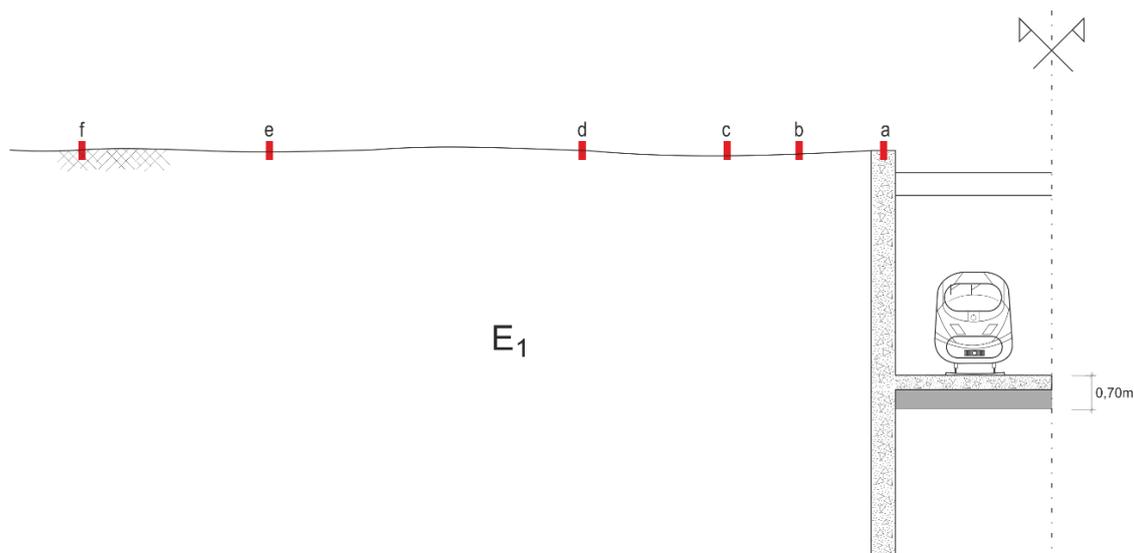
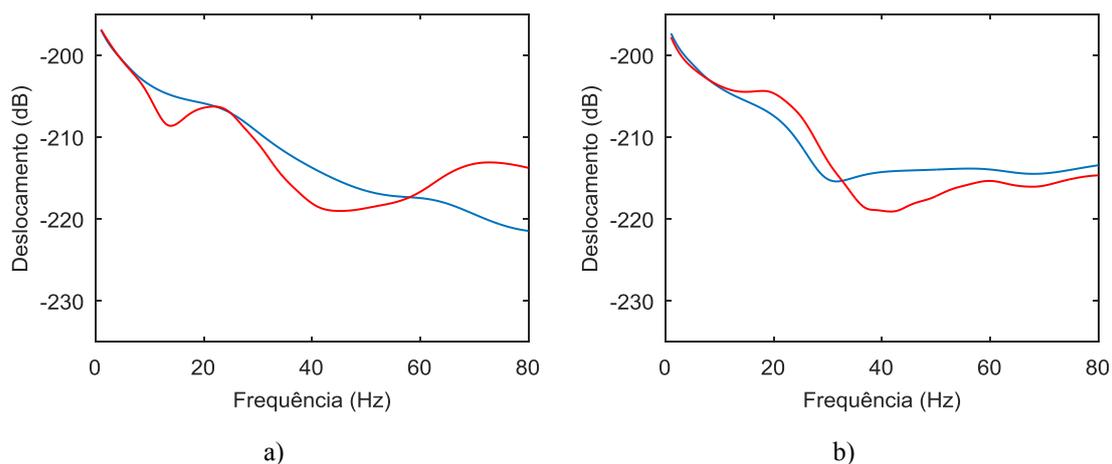


Fig.5. 26 - Cenário variante com espessura da laje de 0.7m.

#### ANÁLISE 3D COM CARGA OSCILANTE PARADA

Na Fig.5.27 pode observar-se os resultados, em deslocamentos, registados para todos os pontos à superfície.

Analisando os deslocamentos registados, é possível verificar-se que o aumento da espessura da laje resulta, geralmente, numa atenuação do espetro de resposta nos pontos com um afastamento superior a 6m da cortina. Relativamente à zona vizinha da cortina, verifica-se uma amplificação da gama de frequências elevada, fruto dos modos próprios de vibração do sistema. É de salientar ainda a existência de um agravamento pontual do deslocamento registado no ponto a 3m.



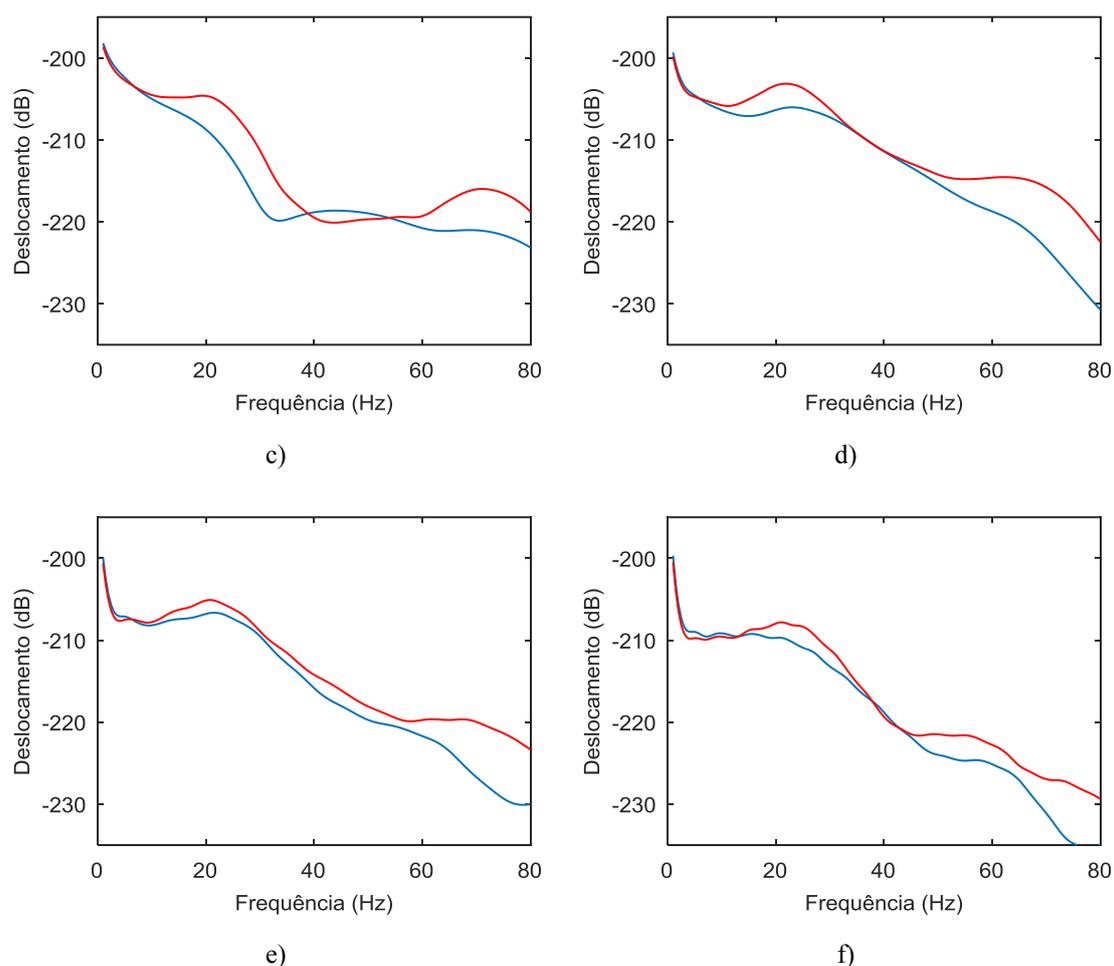


Fig.5. 27 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com laje mais espessa.

#### ANÁLISE 3D PARA A PASSAGEM DO COMBOIO

Por último, é realizada a análise dos espectros de velocidade registados para a passagem do comboio, ilustrados na Fig.5.28.

A presente variante origina uma tendência de comportamento, podendo ser decomposta em duas partes. Por um lado, é possível comprovar, pela observação da Fig.5.28, a atenuação da resposta de todos os pontos da superfície do terreno para a gama de frequências compreendida entre 0-30 Hz. Relativamente ao restante intervalo de frequências verifica-se uma atenuação global do padrão de resposta. Salienta-se a existência de um ponto a 1.5m, onde se verifica uma clara amplificação fruto de modos próprios de vibração do sistema cortina-laje.

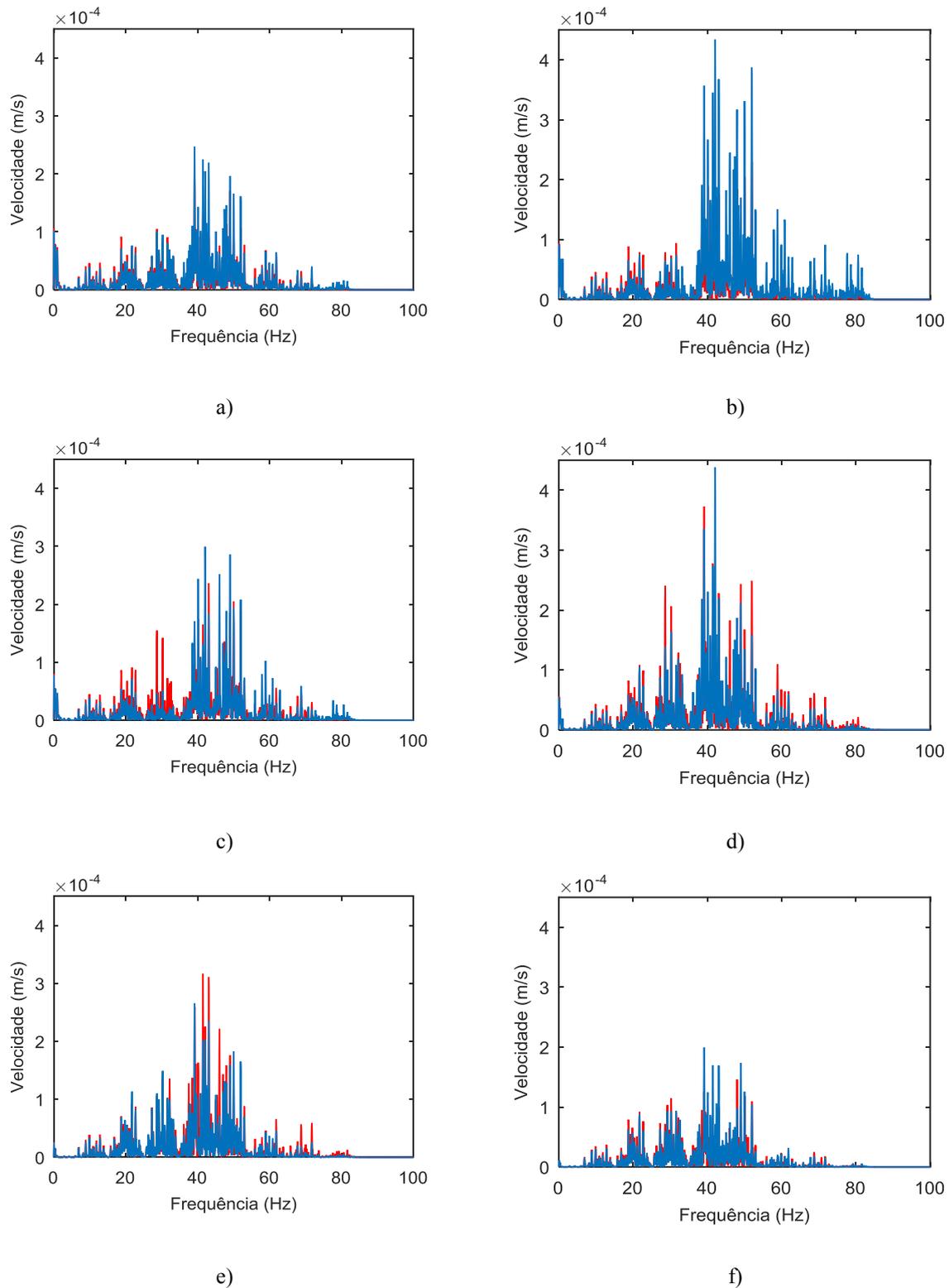


Fig.5. 28 – Velocidade registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com laje mais espessa.

Com o estudo da influência provocada pela rigidez da laje de fundo é possível constatar um aspeto semelhante ao constatado no estudo da influência da rigidez da cortina. O aumento de rigidez provoca uma melhoria no padrão de resposta para as gamas de frequências baixas.

A fim de ser perceptível as consequências da adoção de uma laje mais espessa, ilustram-se na Fig.5.29 os resultados para os pontos afastados de 3m e 6m da face da cortina no domínio do tempo. É possível verificar que a resposta dos pontos no cenário variante é, de um modo geral, próxima da obtida no cenário base. Porém, é possível observar-se amplificações pontuais que se apresentam de magnitude superior.

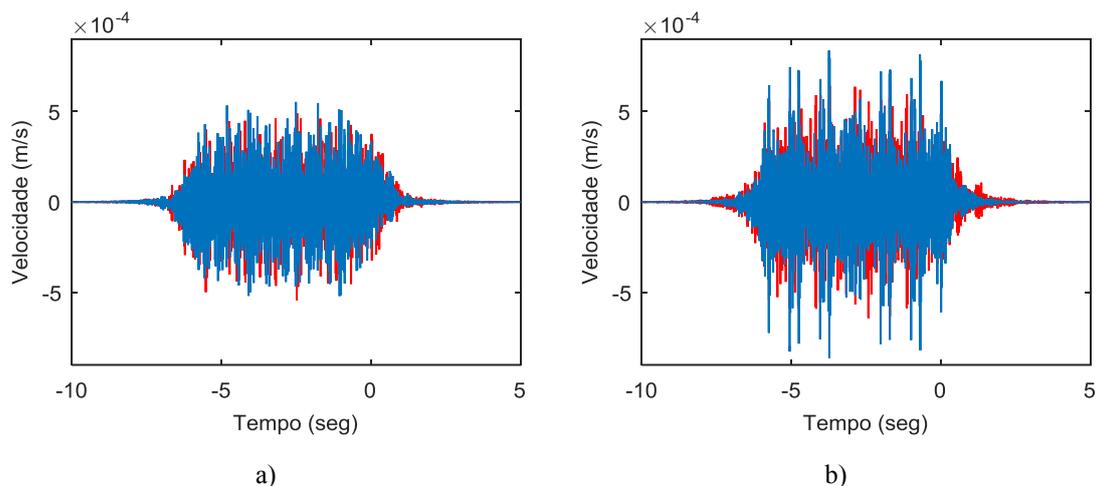


Fig.5. 29 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base; Azul – variantes com laje mais espessa.

### 5.3.5 INFLUÊNCIA DO PERFIL GEOTÉCNICO

A fim de ser estudada a influência do perfil geotécnico no processo de propagação de vibrações, foram construídos dois cenários variantes. No primeiro cenário, foi assumido todo o perfil geotécnico com uma rigidez quatro vezes superior ao cenário base. Já o segundo apresenta-se como um caso intermédio entre o cenário base e o cenário previamente descrito. Neste último cenário, foi considerado o estrato rígido, com as mesmas características que o anterior, coincidente com a laje de fundo. Apresenta-se de seguida, na Fig.5.30, uma ilustração elucidativa da segunda variante, sendo perceptível o caso onde todo o perfil geotécnico é constituído pelo estrato rígido.

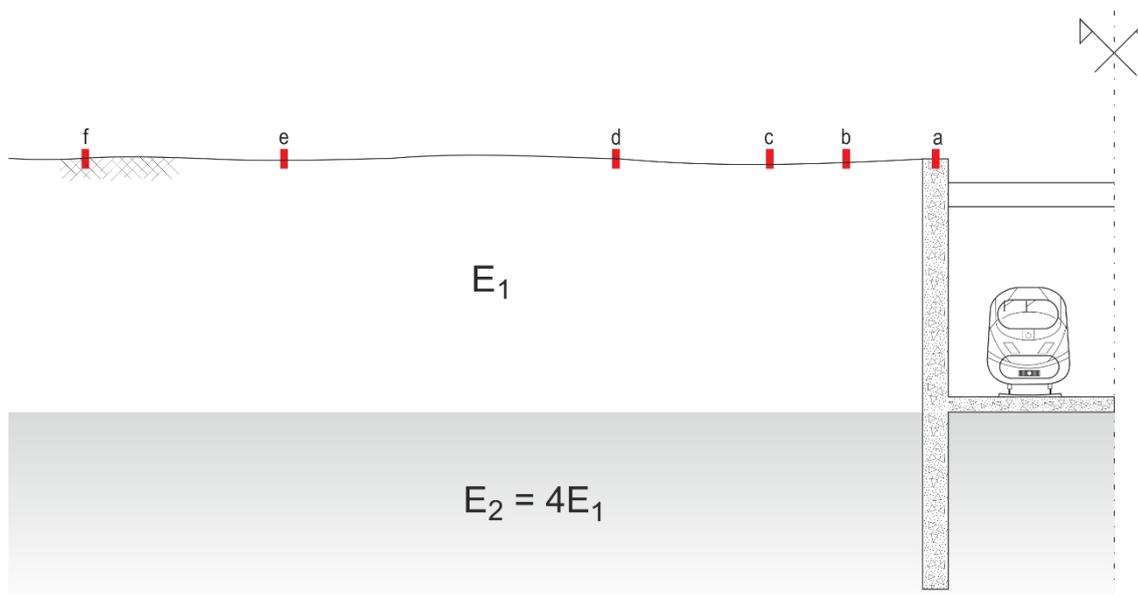


Fig.5. 30 - Cenário variante com estrato rígido coincidente com a laje de fundo

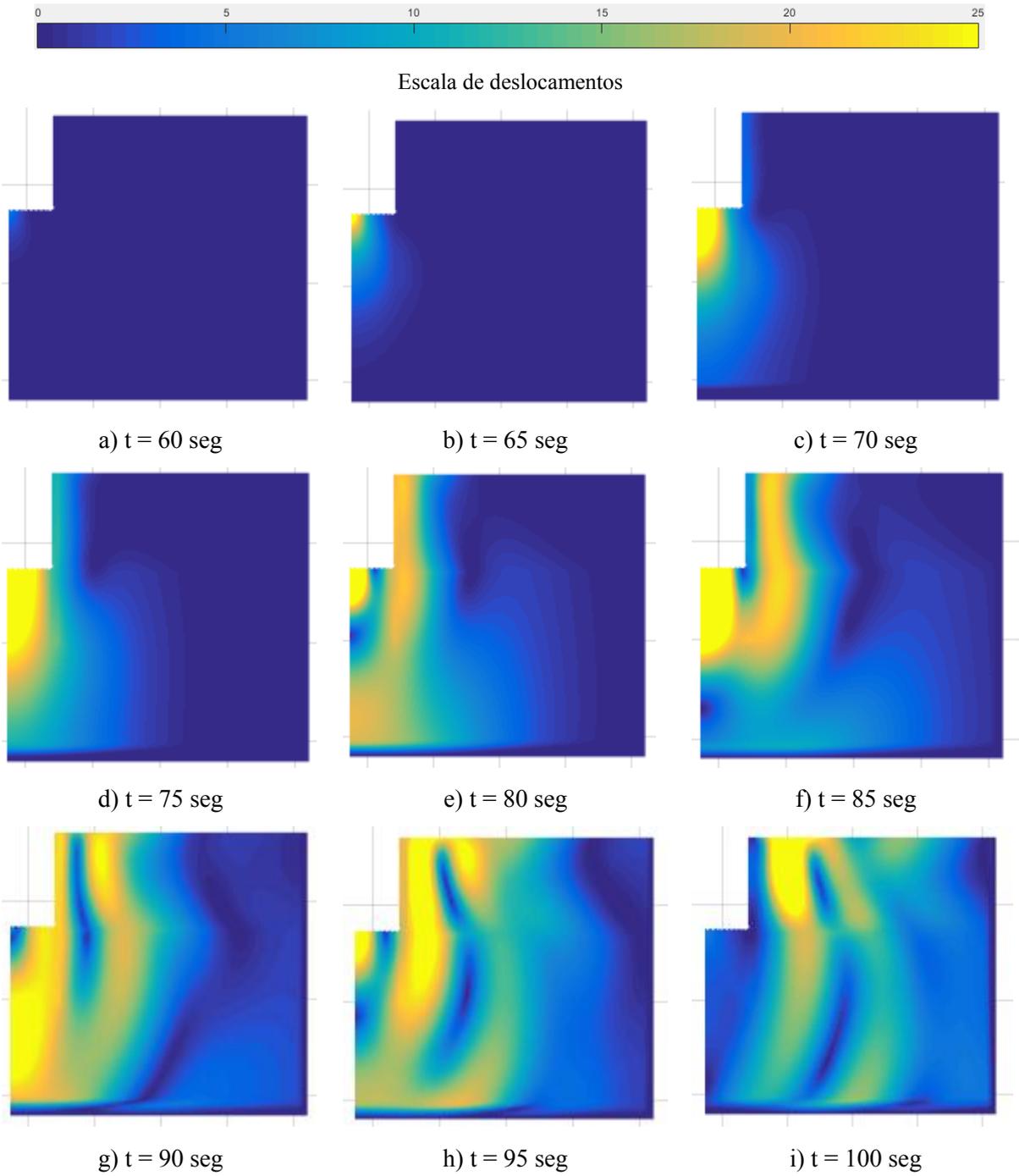
#### ANÁLISE 3D COM CARGA OSCILANTE PARADA

Apresentam-se na Fig.5.32 os deslocamentos obtidos para os dois cenários acima enunciados, o cenário geotécnico misto, representado pela cor verde, e o cenário geotécnico rígido, representado a azul.

De modo a tornar perceptível alguns fenómenos originados pela introdução de uma fronteira, onde se desenvolve um contraste de rigidez dentro do maciço, ilustra-se na Fig.5.31 o processo de propagação de vibração do cenário onde o perfil geotécnico apresenta zonamento. É possível verificar pela Fig.5.31 a existência de reflexão de energia na fronteira entre os estratos com diferentes rigidezes. É ainda observado uma velocidade de propagação superior no estrato mais rígido.

Partindo para a análise dos resultados, compara-se, em primeiro lugar, o caso inicial (cor vermelha) com o cenário geotécnico rígido (azul). Verifica-se que o aumento da rigidez do maciço se expressa numa melhoria da resposta para a gama de frequências entre 0 – 30Hz, para todos os pontos. Constata-se também que, à medida que aumenta a distância entre o recetor e a fonte, a resposta no cenário geotécnico rígido aproxima-se da obtida no cenário inicial. Comprova-se que a frequência relativa ao primeiro modo de vibração duplica, o que seria expectável, já que a rigidez quadruplicou.

Passando para a análise do cenário geotécnico misto, é possível verificar o comportamento não tendencioso da variante, embora se verifique uma atenuação para a gama de frequências de 0 a 30Hz. Constata-se o aparecimento de zonas de “sombra”, onde se assiste a uma atenuação significativa (ver Fig.5.27 e)), resultante da interação das ondas P com as ondas S, que é fruto das reflexões originadas na fronteira onde se verifica um contraste de rigidez. Porém, é possível verificar o surgimento pontual de picos de amplificação, que possivelmente se devem ao surgimento de novos modos de vibração solo-estrutura.



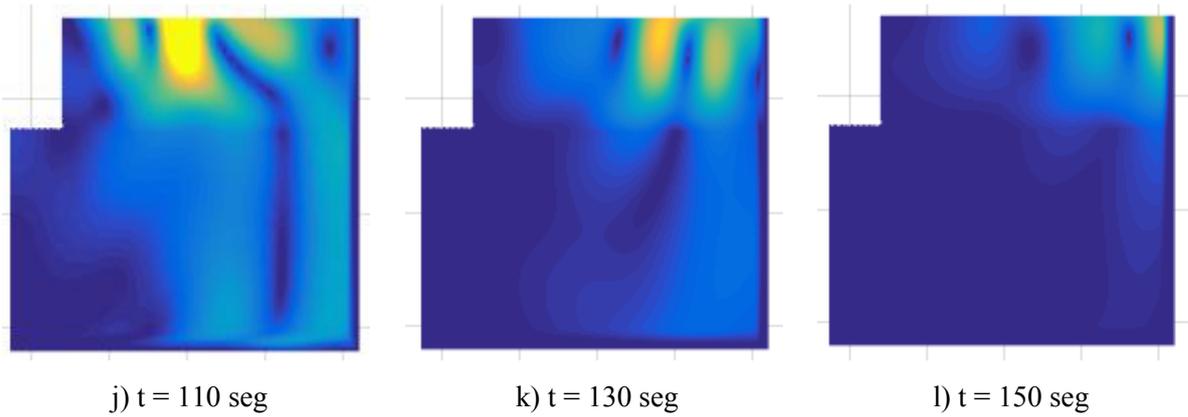
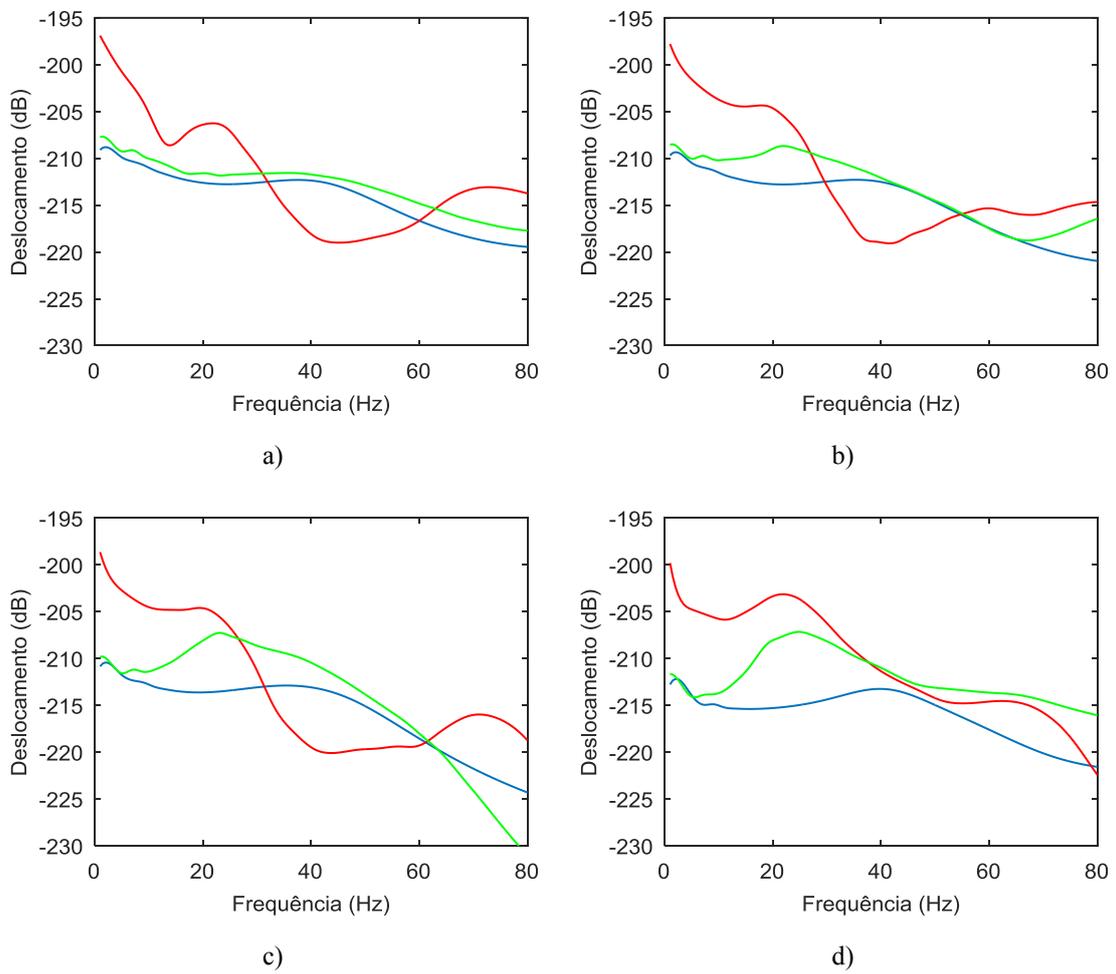


Fig.5. 31 - Propagação de vibrações no cenário com estrato rígido na base da laje.



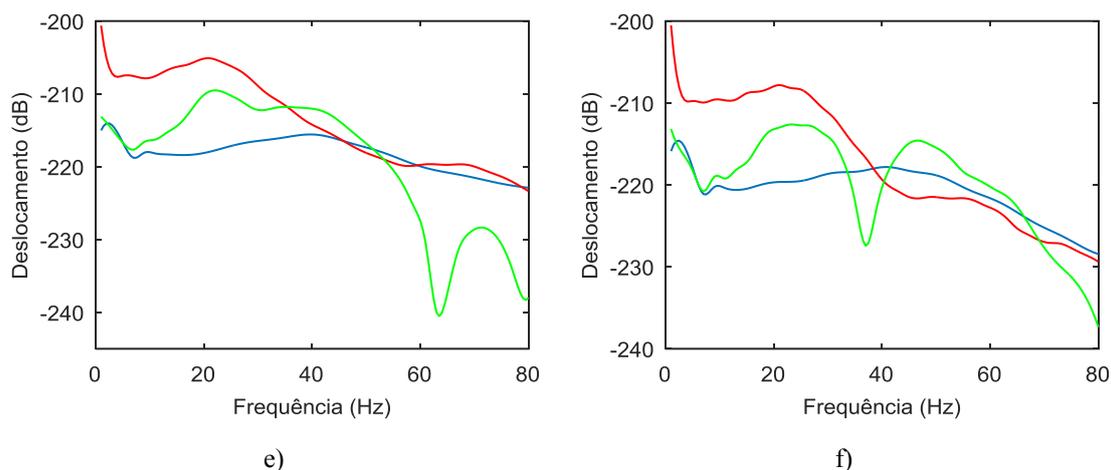


Fig.5. 32 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Azul – Cenário variante; Vermelho – Cenário base; Verde – Cenário geotécnico misto

Constata-se então que, apesar de ser esperado que o comportamento do maciço estratificado se enquadrasse entre os limites de comportamento obtidos para os casos homogêneo, tal facto não se verificou, evidenciando bem a complexidade do sistema.

Nos pontos mais distantes e nas frequências mais altas a atenuação é menor porque os comprimentos de onda são maiores no perfil mais rígido o que leva a que haja menor efeito de amortecimento material.

#### ANÁLISE 3D PARA A PASSAGEM DO COMBOIO

Representa-se na Fig.5.33 as velocidades registadas para os dois casos de estudo.

É possível constatar que, para todos os pontos, na gama de frequência compreendida entre 0 e 30 Hz, o cenário com dois estratos dá origem a uma resposta superior à do caso unicamente com estrato rígido, sendo esta pontualmente maior que a do cenário inicial. Tendo em conta que a frequências baixas estão associados comprimentos de onda altos, o efeito global de aumento de rigidez é expressivo dando então origem a padrões de resposta atenuados quando comparados com o cenário inicial.

Relativamente à gama de frequências entre 30 e 50 Hz, verifica-se que ambos apresentam uma resposta superior comparativamente ao cenário inicial, apresentando-se o cenário com perfil geotécnico misto como a pior variante. Após os 50 Hz observa-se uma amplificação da resposta, comandada, até ao 6m, pelo perfil zonado, e pelo perfil rígido, após os 6m. Com a análise detalhada da Fig.5.33 é possível verificar que o efeito das reflexões pode ser bastante prejudicial, levando a uma amplificação na generalidade do espectro de resposta.

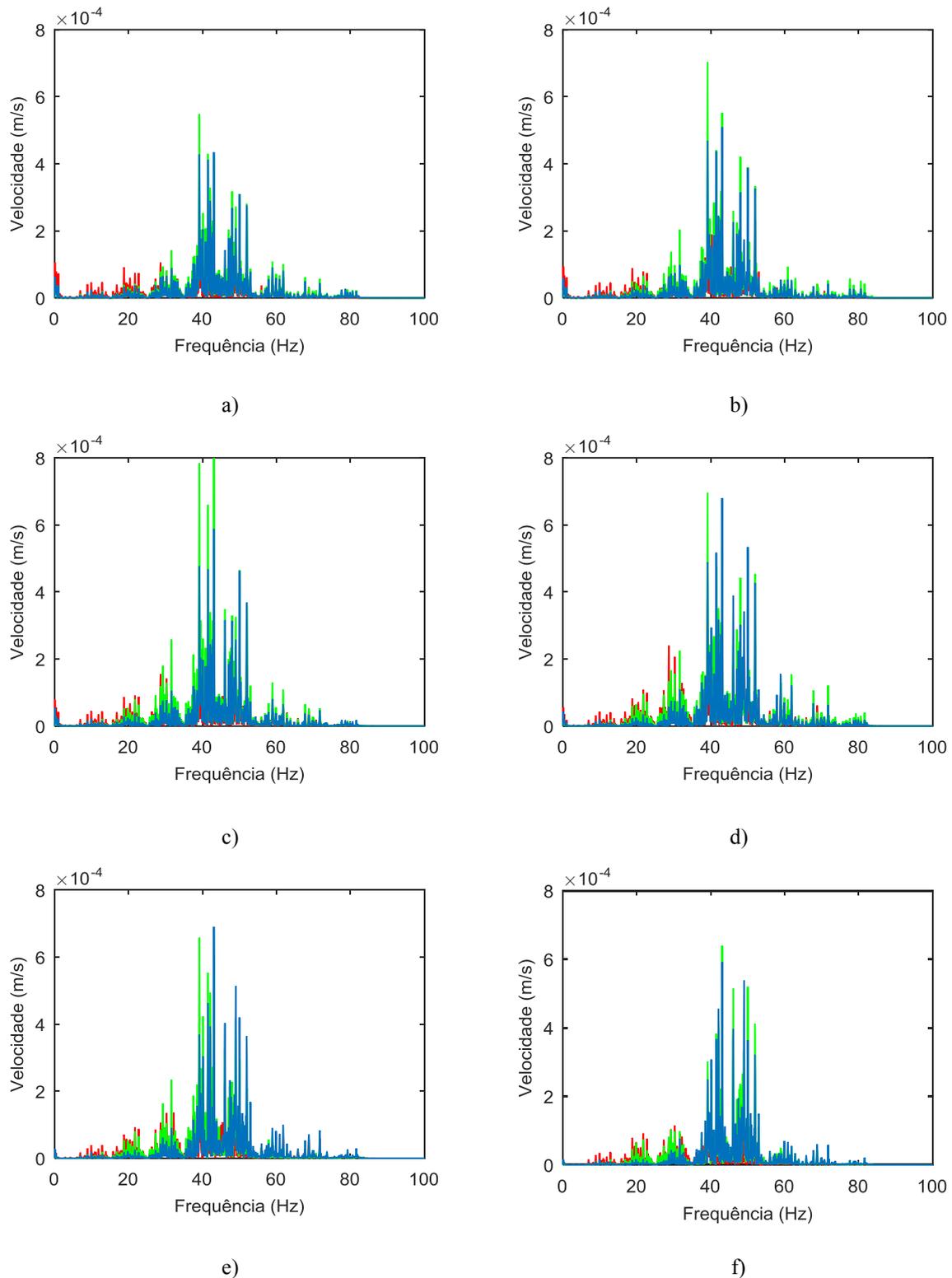


Fig.5. 33 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Azul – Cenário variante; Vermelho – Cenário base; Verde – Cenário geotécnico misto

Na Fig.5.34 estão registados os deslocamentos, no domínio do tempo, para os pontos situados a 3m e 6m da face da cortina. Verifica-se que a inclusão de um estrato rígido no perfil geotécnico origina uma resposta de magnitude superior.

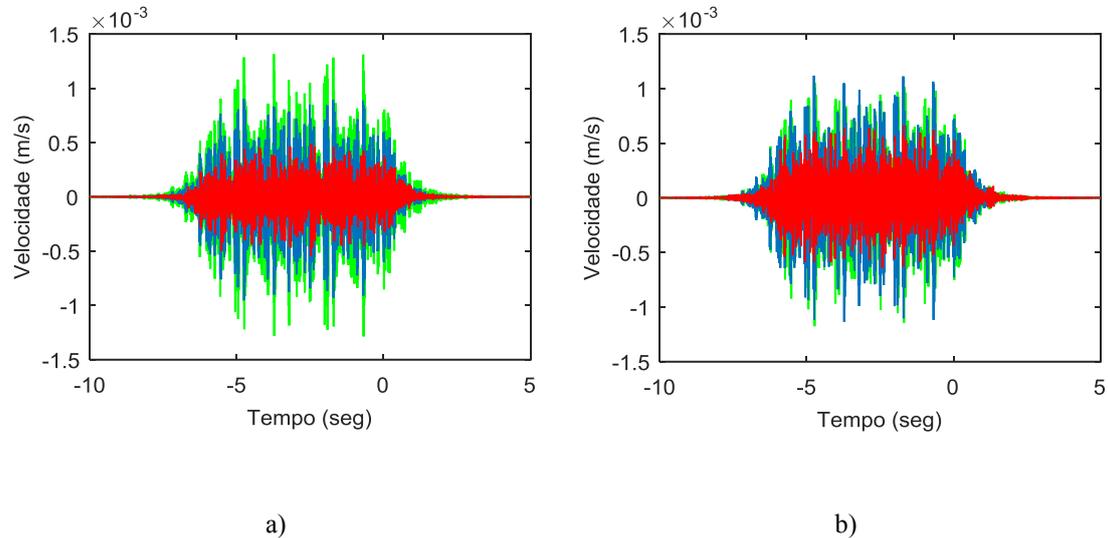


Fig.5. 34 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – Cenário base; Azul – Cenário variante; Verde – Cenário geotécnico misto

### 5.3.6 INFLUÊNCIA DA LIGAÇÃO CORTINA-LAJE

Como o próprio nome indica, a presente secção tem como objetivo o estudo do impacto relativo à ligação cortina-laje nos espectros de resposta registados nos pontos à superfície.

Desta forma foi considerado um cenário onde a ligação entre a laje e a cortina fosse assegurada por meio de um elemento resiliente com as seguintes propriedades:

- Módulo de deformabilidade = 1Mpa;
- Coeficiente de Poisson ,  $\nu = 0.49$ ;
- Coeficiente de Amortecimento,  $\xi = 0.03$

Uma ilustração do cenário considerado para o presente estudo é apresentada na Fig.5.35.

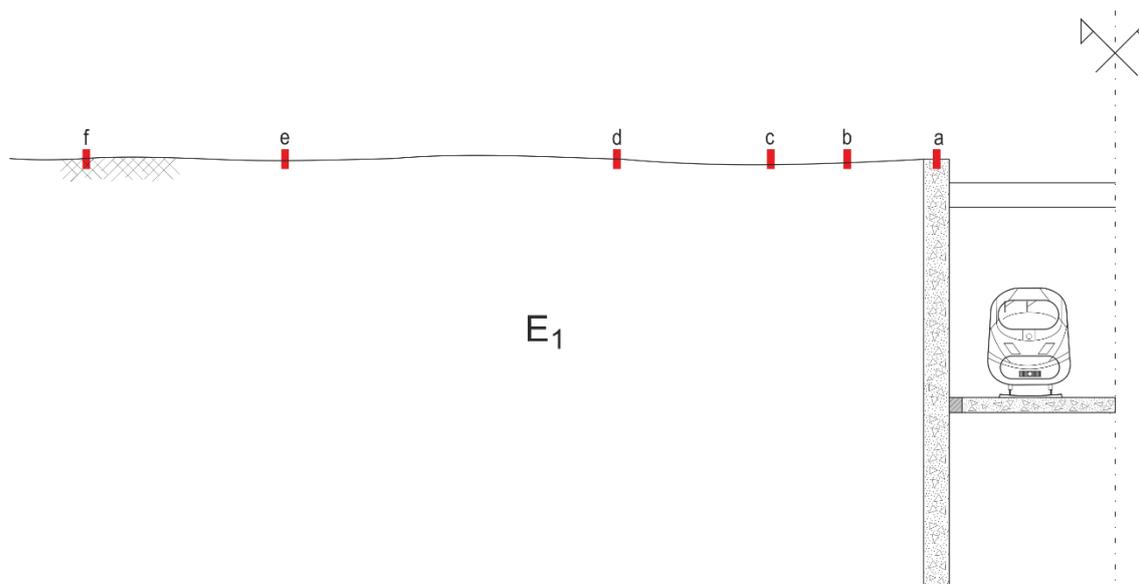


Fig.5. 35 - Cenário variante da desconexão cortina-laje.

#### ANÁLISE 3D COM CARGA OSCILANTE PARADA

Apresenta-se na Fig.5.36 os deslocamentos registados nos pontos à superfície para o cenário onde se assume uma ligação cortina-laje flexível.

De uma maneira geral comprova-se uma amplificação da resposta para os pontos na vizinhança da cortina, verificada para todo o espetro de frequências. Esta amplificação deriva do facto de ligação entre cortina-laje ser bastante flexível, possibilitando desta forma uma maior vibração da laje aquando da aplicação da carga. No ponto situado a 6m da cortina é possível observar-se uma diminuição na magnitude da amplificação, notando-se já uma atenuação, registada no intervalo de frequências entre os 30 e 50 Hz. Relembra-se o leitor que existem frequências onde a amplificação/atenuação é mais pronunciada, justificada pela dependência do amortecimento material com a frequência de excitação. Relativamente aos pontos mais afastados verifica-se que a variante origina uma amplificação significativa para a gama de frequências entre os 40 e 70 Hz. É de destacar o aparecimento de dois picos, como se pode observar pela Fig.5.36 c), em que o pico próximo dos 20Hz corresponde ao primeiro modo de vibração do sistema cortina - laje e o segundo, próximo dos 60Hz, ao modo de vibração unicamente da laje, apresentando-se de seguida a sua determinação analítica:

$$M = 2500 * (6.5 * 0.3) = 4875 \text{ Kg} \quad \text{E.Q.5.3}$$

$$f_n = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{6.7608 * 10^8}{4875}} = 59.27 \text{ Hz} \quad \text{E.Q.5.4}$$

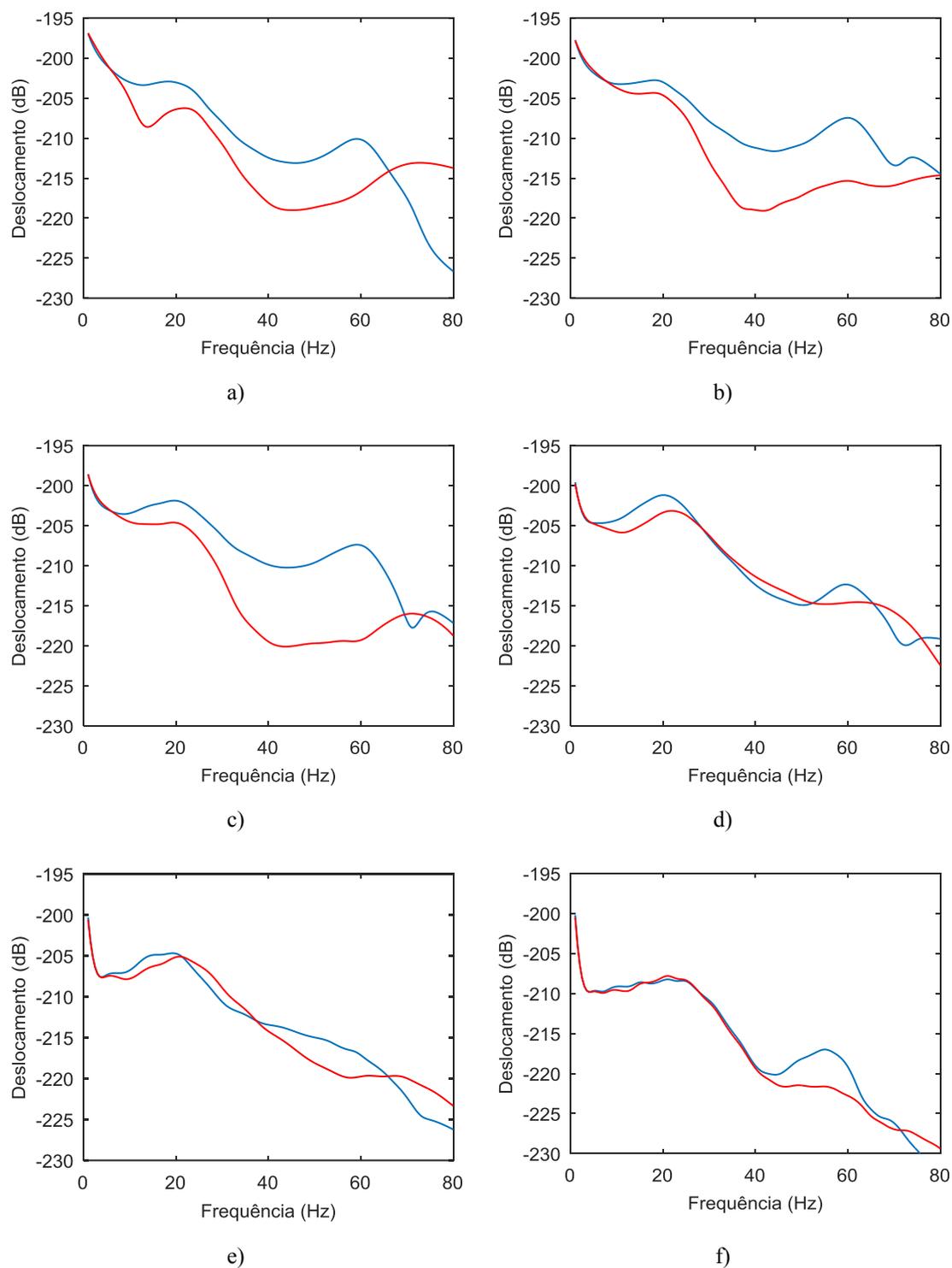
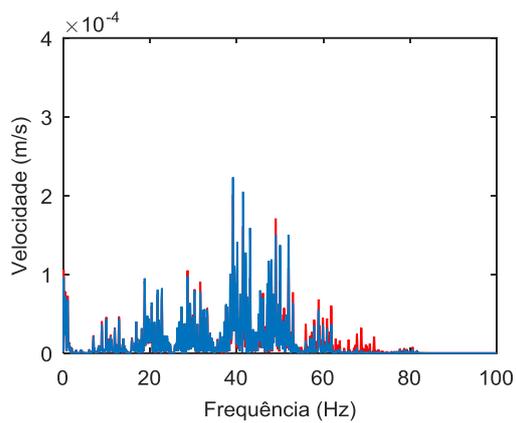


Fig.5. 36 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário sem ligação cortina-laje.

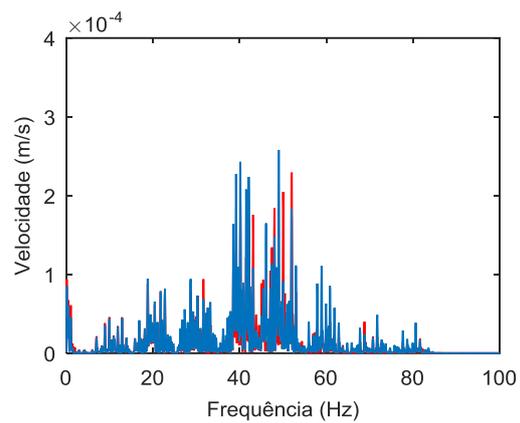
### ANÁLISE 3D PARA A PASSAGEM DO COMBOIO

Apresenta-se de seguida o registo das velocidades obtido nos diversos pontos à superfície. A Fig.5.37 corrobora vários aspetos observados na análise anterior, nomeadamente o surgimento de um pico de amplificação da resposta correspondente ao modo de vibração somente da laje de fundo. Consta-se ainda uma amplificação global para todos os pontos, à exceção de pontuais atenuações.

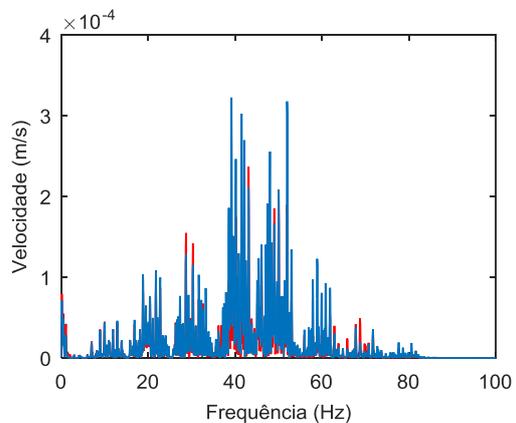
Conclui-se assim que é imperativo uma boa ligação ao nível da cortina-laje de modo a serem acautelados problemas relativos à propagação de vibrações.



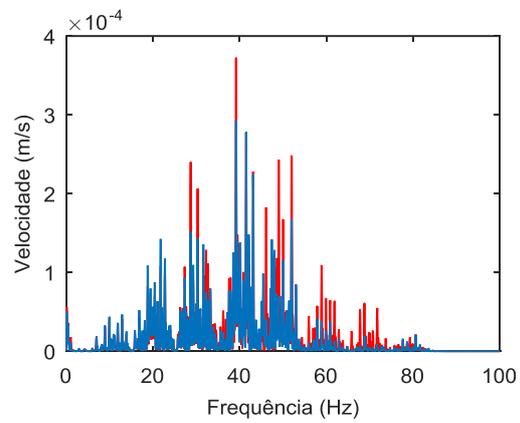
a)



b)



c)



d)

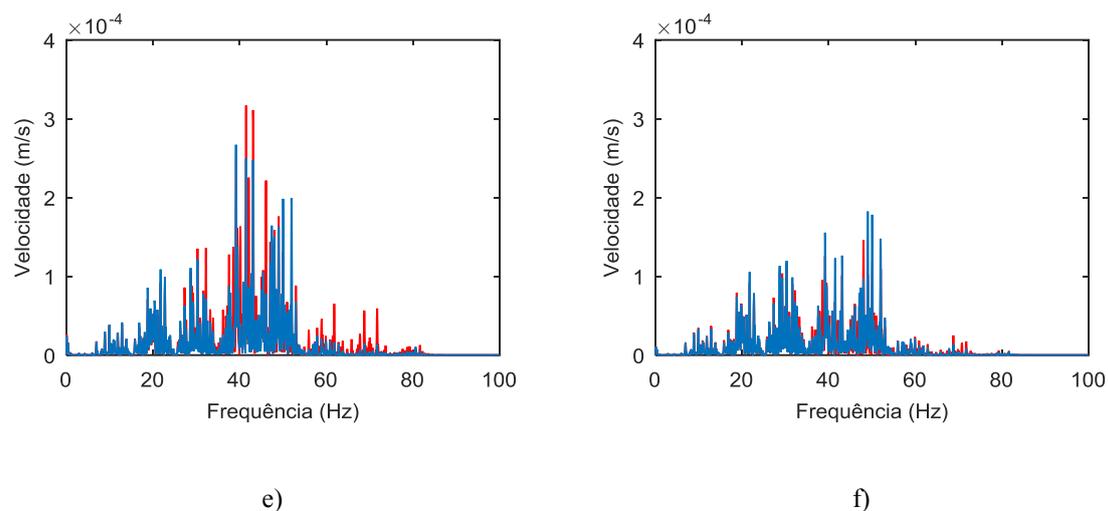


Fig.5. 37 - Resultados obtidos velocidades no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – variante com ligação flexível cortina-laje.

Apresenta-se na Fig. 5.38 as velocidades registadas no domínio do tempo para dois dos pontos considerados. Constata-se o mesmo padrão de resposta observado no domínio da frequência.

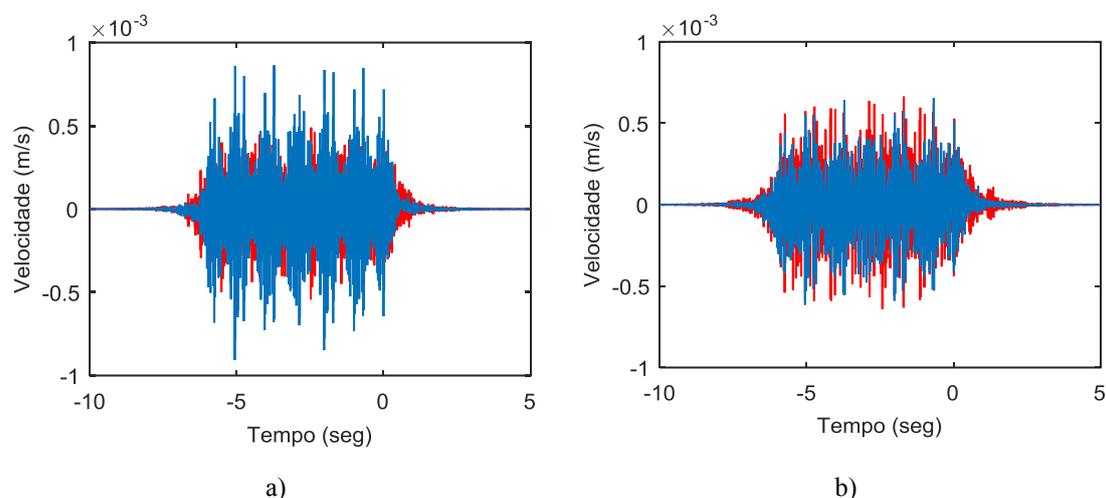


Fig.5. 38 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base; Azul – variante com ligação flexível cortina-laje.

### 5.3.7 INFLUÊNCIA DE UM ELEMENTO RESILIENTE AO LONGO DA PARTE ENTERRADA DA CORTINA

É desenvolvido ao longo da presente secção o estudo da influência relativo à inclusão de um elemento com características resilientes, posicionado ao longo da parte enterrada da cortina. Desta forma, foi considerado um elemento com as seguintes características:

- Módulo de deformabilidade = 1MPa;
- Coeficiente de Poisson ,  $\nu = 0.49$ ;

- Coeficiente de Amortecimento,  $\xi = 0.03$ ;
- Espessura = 5cm.

Foi ainda considerado um cenário onde, ao invés da inclusão de um elemento resiliente, existisse uma barreira não preenchida. Relembra-se que a inclusão desta variante se prende com balizamento teórico, não sendo de maneira alguma exequível. São apresentados na Fig.5.39 os cenários considerados.

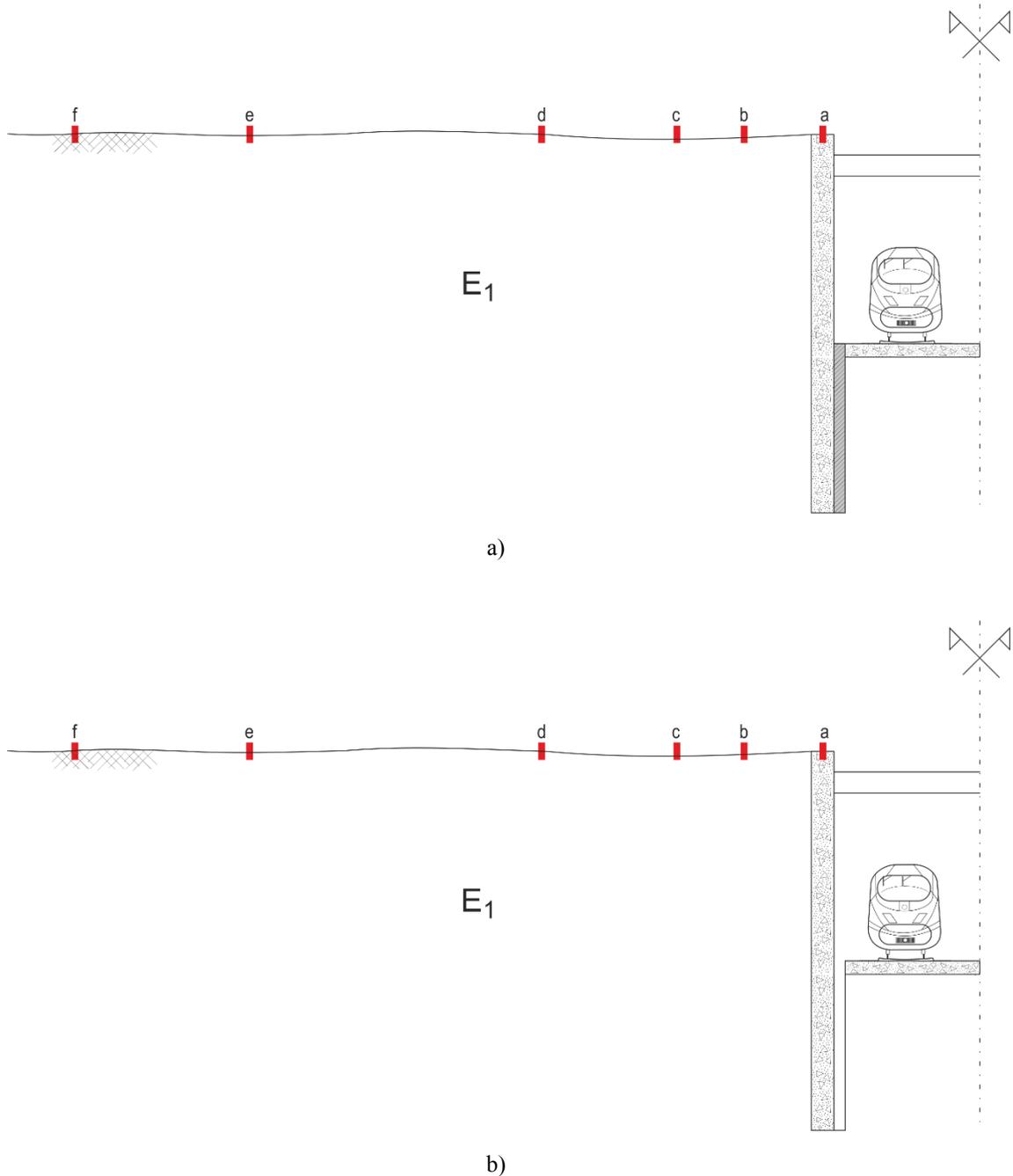
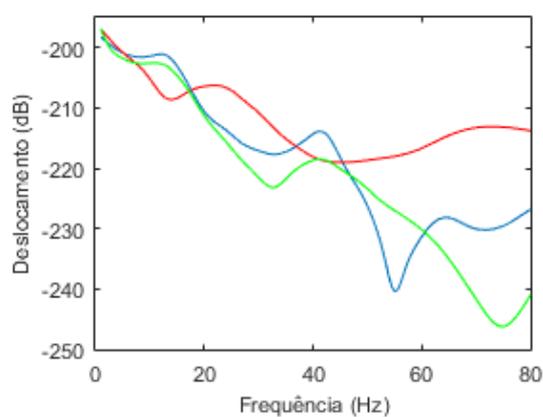


Fig.5. 39 – a) Cenário com a inclusão de um elemento com características resilientes; b) Cenário com a inclusão de um barreira não preenchida.

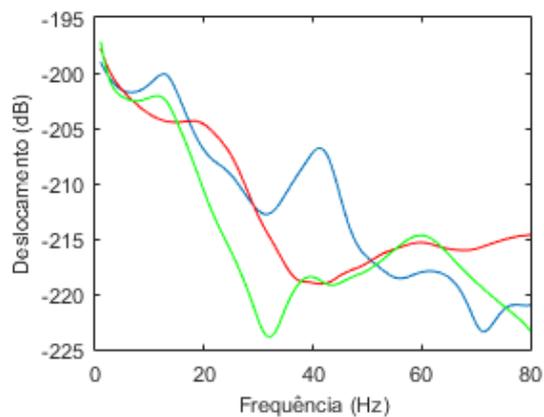
### ANÁLISE 3D COM CARGA OSCILANTE PARADA

Comparando inicialmente o cenário base (cor vermelha) com o cenário onde foi colocado um elemento resiliente (cor azul), é possível verificar que este origina um padrão de resposta que, à primeira vista, não apresenta uma clara tendência de comportamento. Porém, uma observação detalhada da imagem leva à comprovação da existência de uma amplificação na resposta de todos os pontos, para duas frequências pontuais, 18 Hz e 40 Hz. Estes picos de amplificação podem ser explicados pelo surgimento de novos modos de interação solo-estrutura. Observa-se ainda a existência de zonas pontuais onde se assiste a uma atenuação significativa devido à interação de ondas P e ondas S. Contudo, existem pontos onde se observa, além da amplificação pontual do 40Hz, uma amplificação num intervalo de frequências (ver Fig.5.40 b) e Fig.5.40 c)).

Analisando agora o cenário onde se optou pela inclusão de uma barreira não preenchida (cor verde), é possível verificar pela análise da Fig.5.33 que a presente variante se apresenta como uma medida de mitigação de vibrações eficaz, originando de um modo geral uma atenuação da resposta registada em todos os pontos. Porém, destaca-se uma zona na proximidade da cortina, onde se verifica que a variante considerada origina uma resposta muito próxima do cenário base, para o intervalo de frequências de 40 a 60 Hz (ver Fig.5.40 b) e Fig.5.40 c)). São observados ainda o aparecimento de picos de atenuação significativa, resultantes da interação entre ondas P e S.



a)



b)

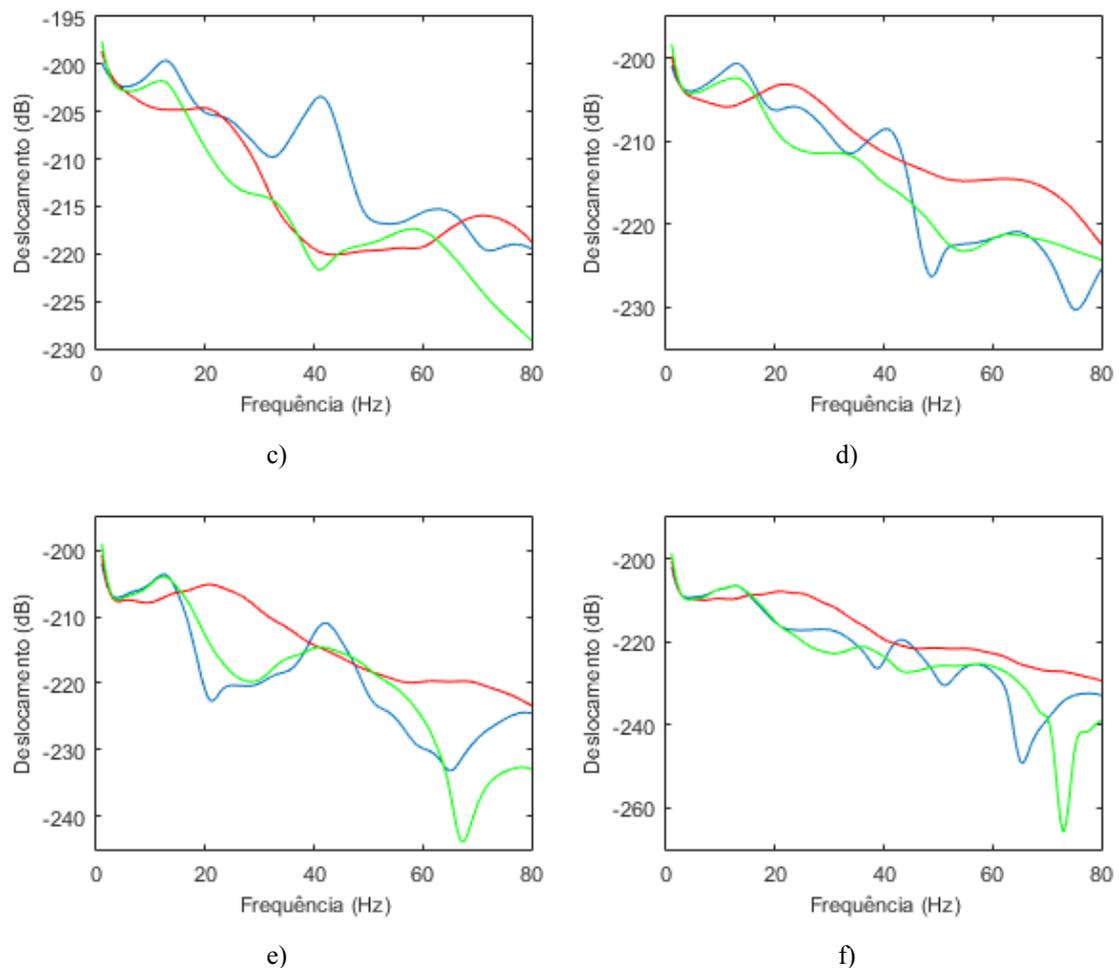


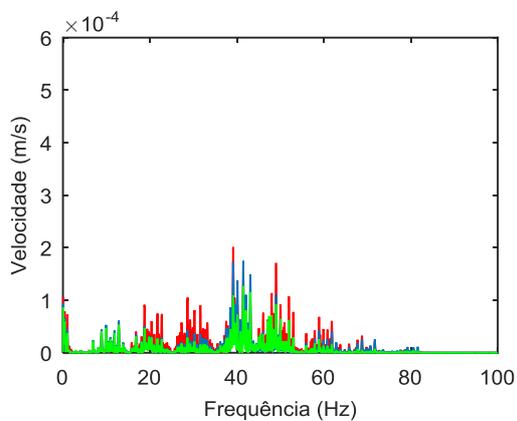
Fig.5. 40 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – malha inicial, Azul – barreira preenchida com elemento resiliente, Verde – barreira não preenchida.

#### ANÁLISE 3D PARA A PASSAGEM DO COMBOIO

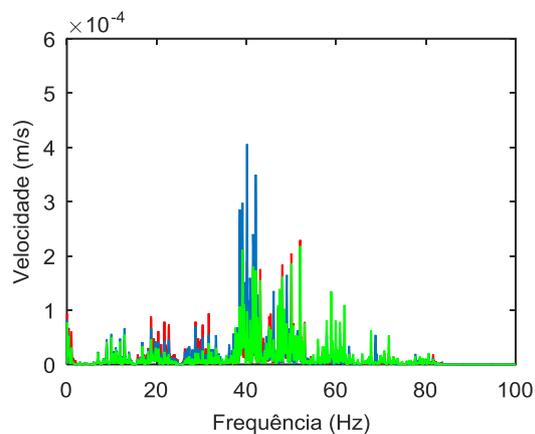
A amplificação verificada na análise anterior para as frequências de 18 Hz e 40 Hz é corroborada pela Fig.5.41. É possível ainda apurar que o efeito benéfico da inclusão de um elemento com propriedades resilientes é notório, na gama de frequências entre 18 e 30 Hz, contemplando a frequência correspondente ao primeiro modo de vibração da laje a longa distâncias. Contudo, é necessário salientar uma amplificação acentuada nas frequências mais altas. Relativamente à zona próxima da cortina, com a exceção da atenuação registada na ordem dos 20 Hz, é visível uma amplificação geral da resposta.

É de realçar que o cenário onde a barreira não foi preenchida se apresenta como uma solução de mitigação mais eficaz na gama de frequências baixa, quando comparada com o cenário onde se incluiu um elemento resiliente. No restante espetro de frequências a medida apresenta também um comportamento mais eficiente. Contudo, em termos práticos, o cenário onde se adotou uma barreira não preenchida é inexecutável. Esta foi considerada unicamente com o objetivo de se descobrir o rumo a seguir na procura de medidas de mitigação eficazes.

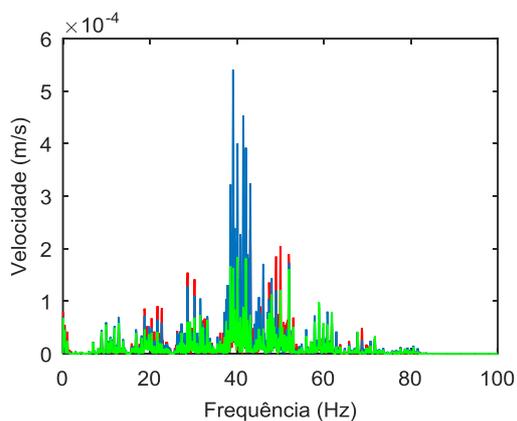
Deste modo conclui-se que a inclusão de um elemento resiliente como medida de mitigação exige um estudo pormenorizado para que a mitigação de um problema não origine a criação de novos.



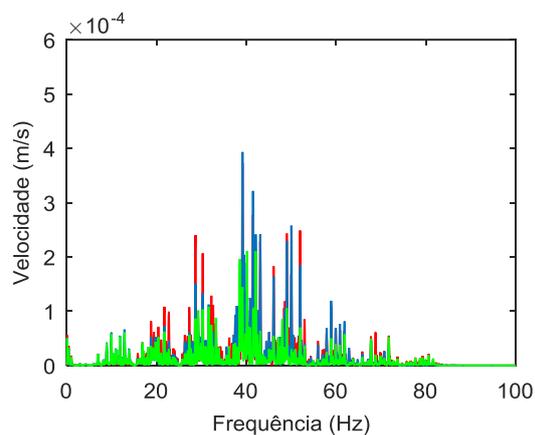
a)



b)



c)



d)

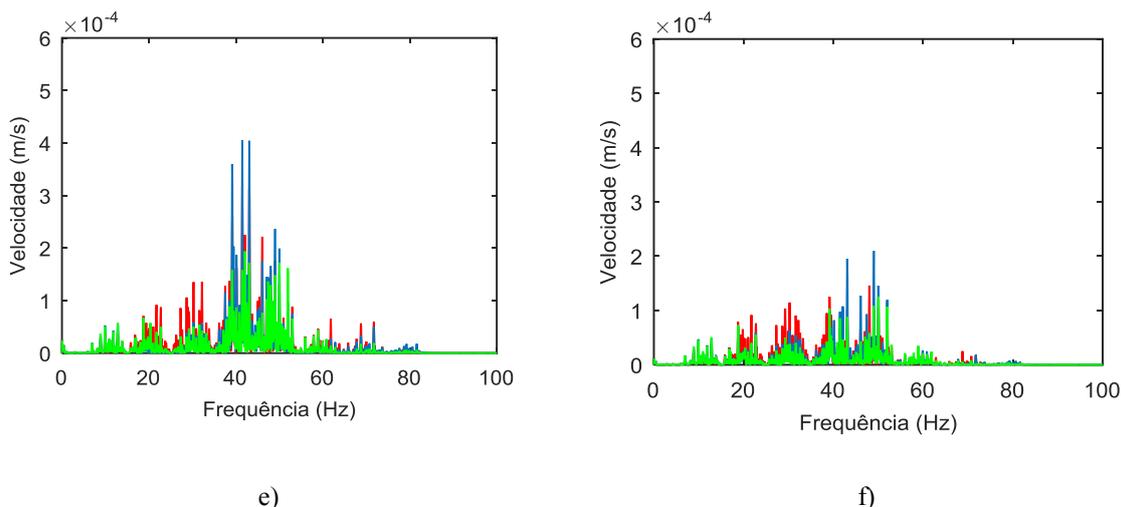


Fig.5. 41 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – malha inicial, Azul – barreira preenchida com elemento resiliente, Verde – barreira não preenchida.

É possível verificar que a inclusão de um elemento resiliente como uma medida de mitigação deve sofrer um estudo exaustivo pelo facto deste levar ao aparecimento de novos modos de vibração do sistema cortina-laje, podendo estes coincidir com as frequências excitadas pelo comboio.

Com o objetivo de tornar a análise anterior mais perceptível, apresenta-se na Fig.5.42 as velocidades, para dois dos pontos considerados, registadas no domínio do tempo. Consta-se, desta forma, a eficácia da inclusão de uma barreira não preenchida em contraste com a adoção de um elemento resiliente.

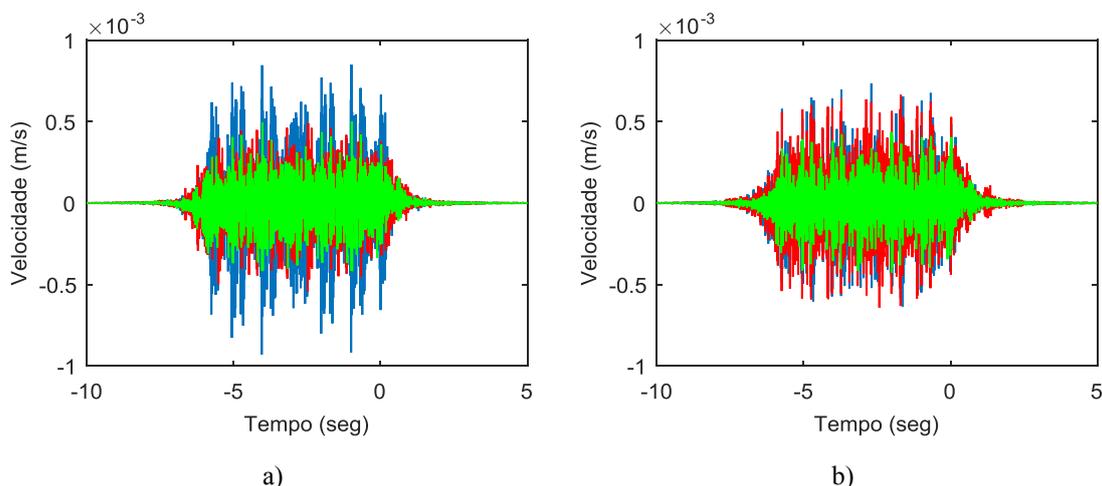


Fig.5. 42 – Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – malha inicial, Azul – barreira preenchida com elemento resiliente, Verde – barreira não preenchida.

### 5.3.8 INFLUÊNCIA DE UMA MANTA RESILIENTE

Tendo em conta que a utilização de solo com resíduos provenientes de pneus está atualmente em fase de estudo como uma medida de mitigação de vibrações, construiu-se um cenário onde foi aplicado uma camada subjacente à laje de fundo, constituída por uma mistura de solo-borracha com proporção de 50/50.

Foram assumidas as seguintes propriedades para a borracha:

- Módulo de deformabilidade = 14.1Mpa;
- Coeficiente de Poisson ,  $\nu = 0.40$ ;
- Coeficiente de Amortecimento,  $\xi = 0.10$ ;
- Massa volúmica,  $\rho = 1400 \text{ Kg/m}^3$ .

Na Fig.5.43 pode ser observado o cenário aqui considerado com o intuito de se estudar a influência de uma manta de borracha subjacente à laje de fundo.

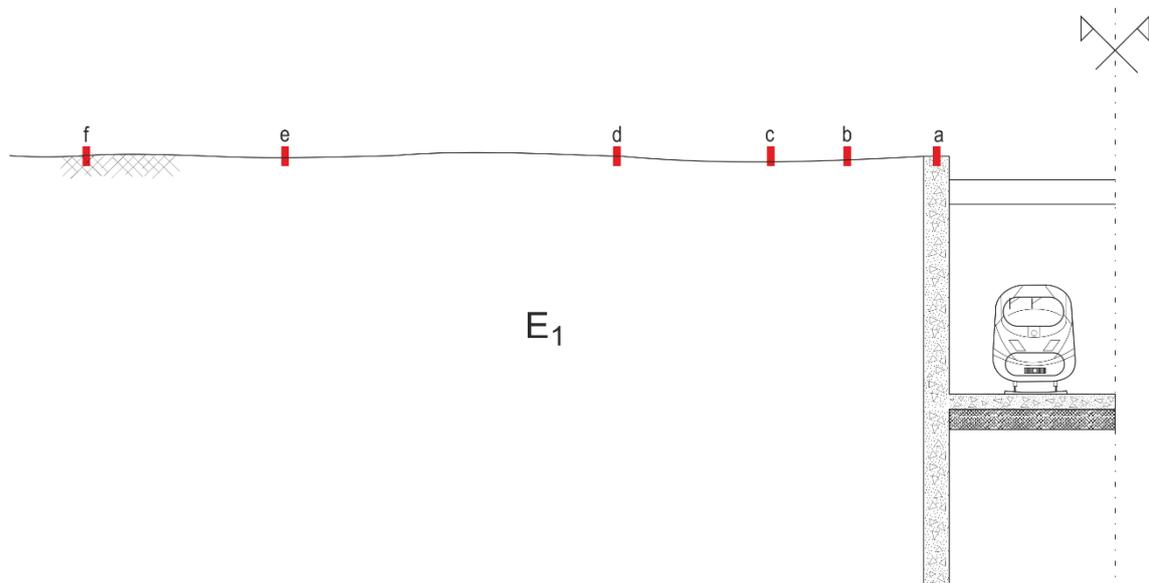


Fig.5. 43 - Cenário variante com a manta de solo-borracha.

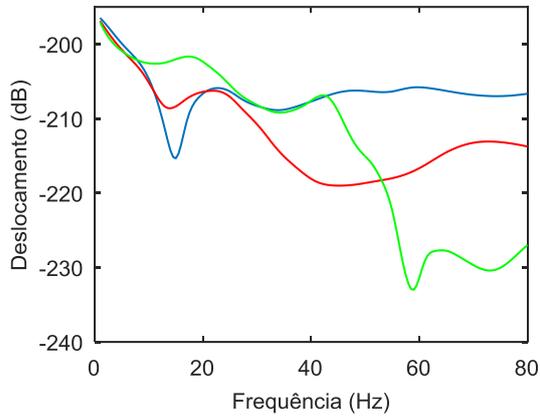
### ANÁLISE 3D COM CARGA OSCILANTE PARADA

São apresentados na Fig.5.44 os deslocamentos obtidos para os diversos pontos à superfície.

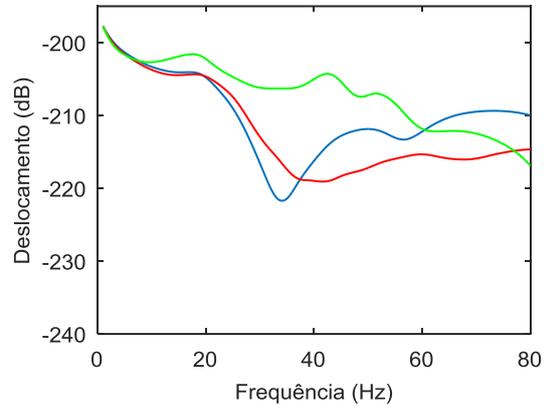
Analisando inicialmente o cenário unicamente com a manta resiliente (cor azul), verifica-se que a variante não apresenta qualquer impacto para a gama de frequências baixa (0-20 Hz). Porém, observa-se uma amplificação significativa da resposta obtida numa zona vizinha da cortina, sendo exceção uma atenuação pontual registada no ponto a 1.5m. Em relação aos pontos a uma distância considerável da cortina, conclui-se que a solução se apresenta como eficaz para a gama de frequência elevada.

Passando para a análise do cenário onde além da manta resiliente se adotou uma ligação cortina-laje flexível é possível verificar-se que em termos gerais esta se aproxima da anterior, onde se observa uma amplificação do deslocamento nos pontos próximos da cortina, e uma atenuação

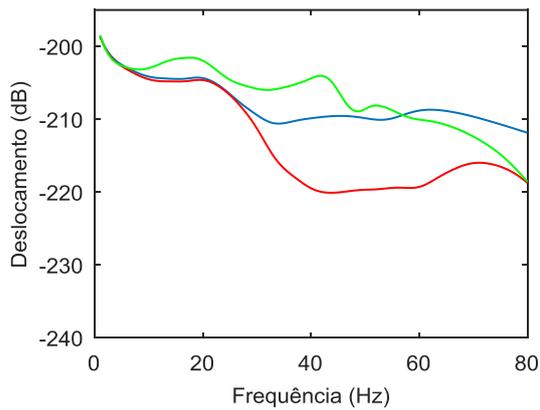
para a gama de frequências altas dos pontos mais afastados. Contudo salienta-se o aparecimento de picos de amplificação pontuais que podem dever-se a novos modos de interação solo-estrutura. Estes surgem pelo facto da ligação flexível cortina-laje permitir o desenvolvimento de modos de vibração isolados, vibrando unicamente a laje, ou então a cortina.



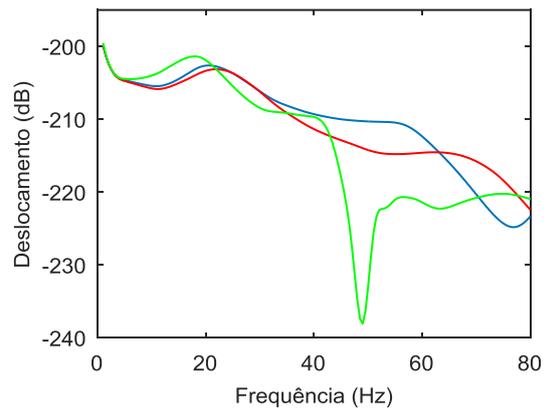
a)



b)



c)



d)

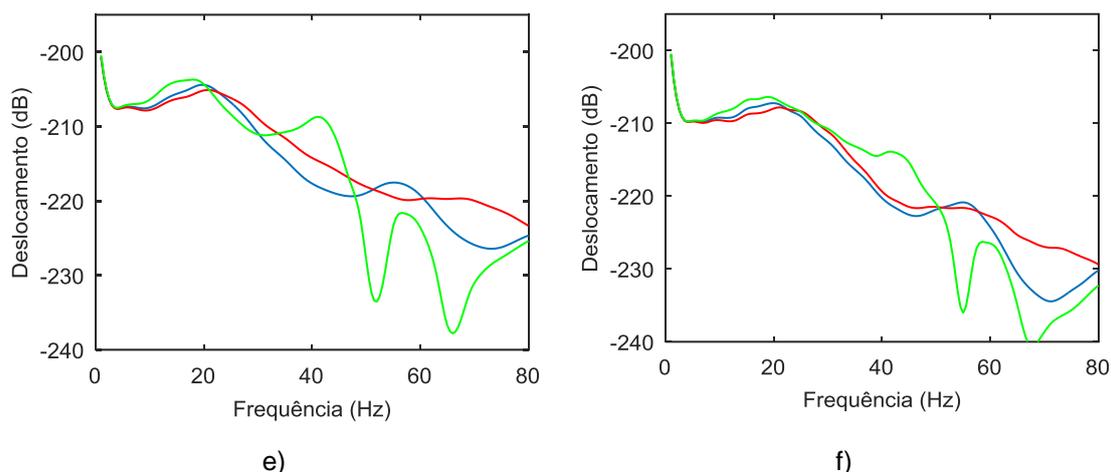


Fig.5. 44 – Deslocamentos obtidos no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com manta resiliente e Verde - cenário com manta resiliente e ligação cortina-laje flexível.

#### ANÁLISE 3D PARA A PASSAGEM DO COMBOIO

São apresentados, na Fig.5.45, os resultados, em velocidades, registados para os diversos pontos de análise à superfície.

Começando por comparar o cenário inicial (cor vermelha) com o cenário onde se adotou uma manta resiliente (cor azul) é possível verificar que esta não introduz qualquer alteração na resposta para a gama de frequências baixas, dos 0 aos 20Hz. Porém provoca uma amplificação no restante espectro de frequências, nos pontos vizinhos da cortina. A solução apresenta uma melhoria na gama de frequências altas, para os pontos distantes da cortina, o que já foi verificado pela análise anterior.

Analisando o cenário onde se adotou uma manta resiliente com uma ligação cortina-laje flexível, é possível verificar os novamente os picos próximos dos 40Hz e dos 50Hz, como se observa pela Fig.5.45 c). Constata-se ainda que a solução não é eficaz para a gama de frequências baixas, sendo a resposta amplificada para todos os pontos do terreno próximos da cortina. Observa-se uma atenuação da resposta para as frequências altas, sendo esta solução mais eficaz que a solução unicamente com a manta resilientes para os pontos na vizinhança da cortina.

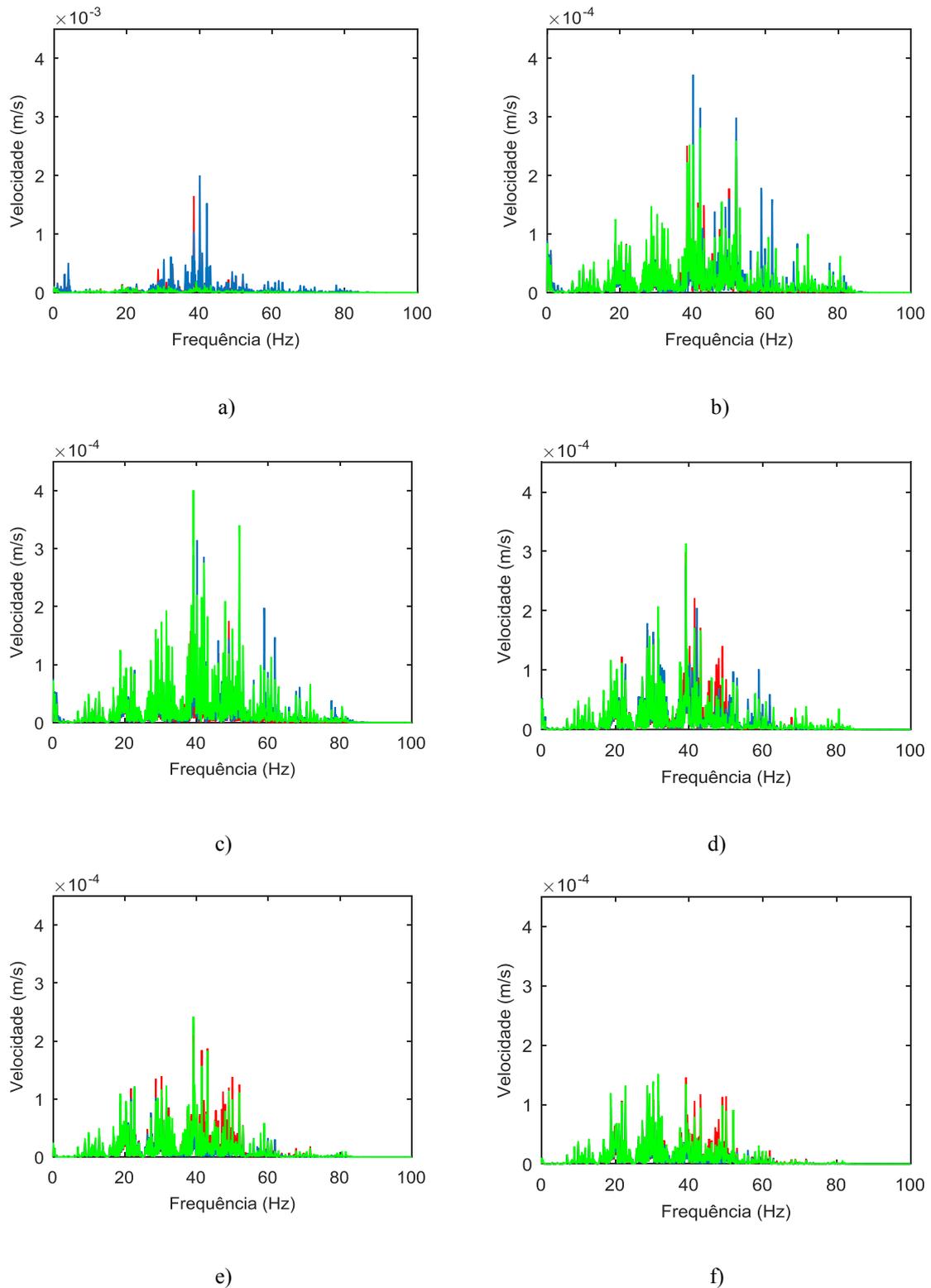


Fig.5. 45 – Velocidades registadas no domínio transformado para os pontos: a) Ponto da cortina; b) Ponto a 1.5m; c) Ponto a 3m; d) Ponto a 6m; e) Ponto a 12m; f) Ponto a 17.5m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com manta resiliente; Verde - cenário com manta resiliente e ligação cortina-laje flexível.

Através da Fig.5.46 é possível comprovar o resultado verificado na análise anterior, nomeadamente a amplificação no ponto a 3m. Observa-se, ainda, o decréscimo da magnitude da velocidade fruto do aumento da distância entre fonte e recetor

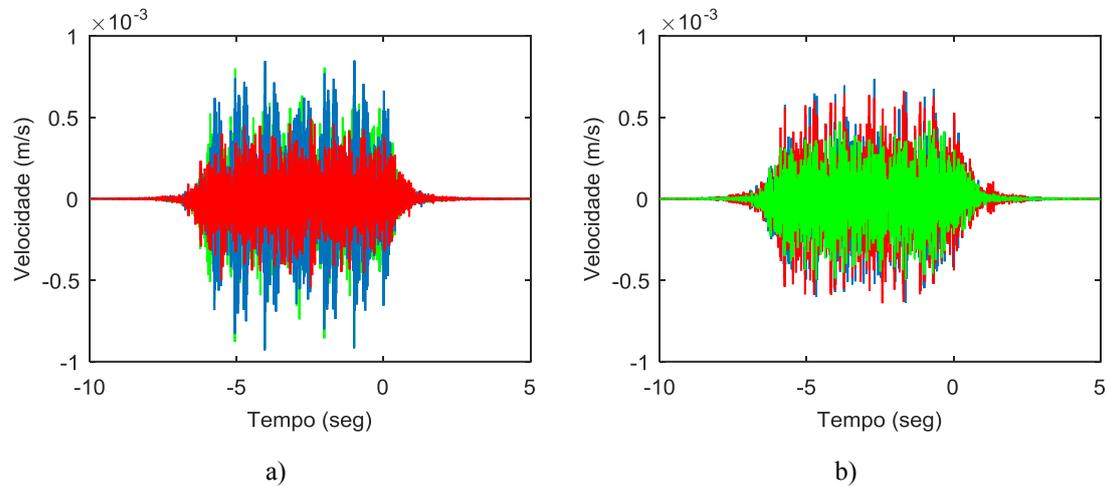


Fig.5. 46 - Velocidades registadas no domínio do tempo para os pontos: a) Ponto a 3m; b) Ponto a 6m. Vermelho – cenário base, Azul – cenário com manta resiliente; Verde - cenário com manta resiliente e ligação cortina-laje flexível.



# 6

## CONCLUSÕES

### 6.1 CONCLUSÕES

Atualmente, o transporte ferroviário apresenta-se como um meio de comunicação eficaz e cómodo. Contudo, a implantação de uma rede de linhas ferroviárias eficiente, origina, em meio urbano, problemas relacionados com vibrações e ruído que causam desconforto aos habitantes. A solução de mitigação dos mesmos passa, em primeiro lugar, por uma compreensão profunda dos fenómenos em causa com vista à avaliação das técnicas mais adequadas à sua minimização.

O Capítulo 2, sendo um capítulo introdutório e generalista no que diz respeito ao processo de propagação de vibrações, foi essencial para um primeiro contacto com o tema e para a aquisição de valências que permitiram facilitar a interpretação do estudo de sensibilidade com vista à tomada de decisões sobre as medidas de mitigação a adotar.

No Capítulo 3 foi introduzido e estudado o Método dos Integrais Transformados através de exemplos de aplicação, onde o autor desenvolveu e implementou programas com vista à sua resolução. Refira-se que o mesmo se reveste de elevada importância para a eficácia computacional.

É apresentado no Capítulo 4 o modelo semi-numérico 2.5D FEM-PML, desenvolvido na FEUP, adotado para a realização do estudo de sensibilidade. Este revelou-se uma mais-valia, permitindo de forma eficaz e rápida o estudo de sensibilidade de um perfil transversal em trincheira. O carácter tridimensional do modelo, preconizado no conceito 2.5D (tirando partido da transformada de Fourier), é um aspeto a realçar porque implica um esforço computacional menor em comparação com uma análise 3D.

No Capítulo 5 foi levado a cabo um estudo de sensibilidade tendo por base um perfil transversal em trincheira. O estudo paramétrico foi realizado em duas fases, consistindo a primeira numa fase preliminar onde o tipo de comboio e o tipo de via foram negligenciados. No entanto, esta revestiu-se de extrema importância na deteção de fenómenos pontuais que seriam de difícil identificação se analisados exclusivamente os resultados obtidos com a análise mais realista. Na segunda fase foi realizada uma análise para a passagem de um comboio, onde se incorporou quer o tipo de via quer o tipo de comboio adotados.

No que diz respeito à estratégia de representação dos resultados na forma de velocidades ou deslocamentos quer no domínio transformado quer no domínio de origem, esta revelou-se adequada, permitindo uma eficaz interpretação dos resultados e deteção de fenómenos locais.

Terminado o estudo, e tendo presente os objetivos iniciais, pode-se concluir que é imprescindível, ainda em fase de projeto deste tipo de infraestrutura, ter em consideração vários aspetos que a seguir se enumeram.

Por um lado, deve ter-se em conta a altura da parte enterrada da cortina, na medida em que podem ser mitigados problemas de vibração estrutural. Deste modo com a mitigação de níveis de vibrações associados a frequências mais elevadas, está, consequentemente, a reduzir-se problemas de ruído re-radiado.

Por outro, é importante também ter em consideração quer a rigidez da cortina quer a rigidez da laje de via, uma vez que, respetivamente, mitigam o ruído re-radiado e as vibrações estruturais.

Outra das constatações permitidas por este estudo foi que o perfil geotécnico assume uma relevância considerável. A existência de um contraste de rigidez origina, por um lado, fenómenos de reflexão que podem levar a uma amplificação da resposta e por outro o surgimento de novos modos de vibração do solo.

Outro aspeto de imprescindível consideração é a correta ligação laje de via – cortina, visto que, quando isso se verifica, o sistema torna-se mais rígido, levando a que o campo de vibrações gerado à passagem do comboio seja menor e acautelando o surgimento de modos de vibração isolados do sistema.

Numa fase em que se pretendeu analisar o comportamento de uma medida de mitigação possível, com a introdução de uma abertura ao longo de toda a parte enterrada da cortina preenchida com um elemento resiliente, concluiu-se que cada caso deve ser estudado isoladamente, atendendo aos modos de vibração do sistema cortina – laje que resultam da incorporação de um elemento resiliente.

Tendo em conta o comportamento não linear da medida de mitigação anterior, tentou-se a aplicação de uma manta resiliente subjacente à laje de via. No entanto, esta medida de mitigação mostrou-se pouco eficaz, uma vez que tornava o sistema menos rígido, gerando um campo de vibrações superior e novos modos de vibração do sistema cortina – laje.

## **6.2 RESENHA DE APRENDIZAGEM**

Sem se enveredar, neste ponto, por considerações hiperbolizadas acerca das aprendizagens adquiridas ao longo de todo o percurso processual da execução do estudo subjacente a esta dissertação, pode-se afirmar que permitiu ao autor o desenvolvimento de competências de vários domínios, imprescindíveis em ações futuras, quer no domínio profissional quer intelectual. Assim, pode-se, sem falsas modéstias, afirmar que o autor conclui este projeto com conhecimentos acrescidos na área da análise dinâmica, métodos numéricos e, consequentemente, programação, visto que partiu da assunção de que o conhecimento se constrói pela procura constante de respostas e soluções, ultrapassando os obstáculos com autonomia e autodidatismo.

## **6.3 PROPOSTAS PARA DESENVOLVIMENTO FUTURO**

A problemática abordada ao longo do desenvolvimento da presente dissertação, como se pôde verificar, é um assunto recente e com diversas vias de investigação pouco exploradas. Assim, e com vista a aprofundar o tema tratado, o autor propõe que a investigação passe pela generalização do estudo paramétrico, incluindo novas variantes, como, diferentes velocidades de circulação, a utilização de novas medidas de mitigação e a conjugação de algumas já estudadas e a incorporação de edifícios a fim de se determinar a sua resposta.

## **Bibliografia**

- ALVES COSTA, P. (2012) - Vibrações do sistema via-macizo induzidas por tráfego ferroviário: modelação numérica e validação experimental. Porto: Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.
- ALVES COSTA, P.; CALÇADA, R.; SILVA CARDOSO, A. (2012) - Ballast mats for the reduction of railway traffic vibrations. Numerical study. Soil Dynamics and Earthquake Engineering [Em linha]. 42: 137-150. Disponível em WWW: <URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0267726112001431>>. ISSN 0267-7261.
- AMADO-MENDES, Paulo [et al.] (2015) - 2.5 D MFS–FEM model for the prediction of vibrations due to underground railway traffic. Engineering Structures [Em linha]. 104: 141-154. ISSN 0141-0296.
- ARAÚJO, Nuno Miguel Faria (2011) - High-speed trains on ballasted railway track: dynamic stress field analysis. Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- BARRON DE ANGOITI, I. (2009) - High speed rail: a global perspective. In Tunnels for high-speed railways. Porto: 2009. p. 1-15.
- BIAN, XueCheng; CHEN, YunMin; HU, Ting (2008) - Numerical simulation of high-speed train induced ground vibrations using 2.5 D finite element approach. Science in China Series G: Physics, Mechanics and Astronomy [Em linha]. 51:6. 632-650. ISSN 1672-1799.
- COLAÇO, A. (2012) - Análise numérica da alteração do estado de tensão geomecânico induzida pelo tráfego ferroviário. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- COLAÇO, A.; COSTA, P. A.; CONNOLLY, D. P. (2016) - The influence of train properties on railway ground vibrations. Structure and Infrastructure Engineering [Em linha]. 12:5. 517-534. Disponível em WWW: <URL: <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-84957850187&partnerID=40&md5=c46e16d6f391b9a29fafab69bd2a7236>>.
- COLIN, GG (1999) - Generic Vibration Criteria for vibration Sensitive Equipment. 1999.
- CONNOLLY, D. P. [et al.] (2015) - The growth of railway ground vibration problems - A review. Science of the Total Environment [Em linha]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.scopus.com/inward/record.url?eid=2-s2.0-84951054909&partnerID=40&md5=ac8ff2562c1ff413b70f794fca6f18b>>.
- COSTA, P Alves; CALÇADA, R; CARDOSO, A Silva (2012) - Track–ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5 D FEM-BEM model. Soil Dynamics and Earthquake Engineering [Em linha]. 32:1. 111-128. ISSN 0267-7261.
- DIETERMAN, HA; METRIKINE, A (1996) - The equivalent stiffness of a half-space interacting with a beam. Critical velocities of a moving load along the beam. EUROPEAN JOURNAL OF MECHANICS SERIES A SOLIDS [Em linha]. 15: 67-90. ISSN 0997-7538.
- DOBRUSZKES, Frédéric (2011) - High-speed rail and air transport competition in Western Europe: A supply-oriented perspective. Transport Policy [Em linha]. 18:6. 870-879.

- Disponível em WWW: <URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0967070X11000837>>. ISSN 0967-070X.
- EN, NP (2009) - 1-1-Eurocódigo 1-Ações em estruturas-Parte 1-1: Ações gerais. CEN-Comité Europeu de Normalização.
- ERLINGSSON, Sigurður (1993) - Dynamic soil analysis with an application to rock music induced vibrations in Ullevi Stadium. Royal Institute of Technology.
- ESVELD, Coenraad (2001) - Modern railway track. [Em linha].
- FORTUNATO, Eduardo Manuel Cabrita (2012) - Renovação de plataformas ferroviárias: estudos relativos à capacidade de carga. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- FRA (2012) - High-Speed Ground Transportation Noise and Vibration Impact Assessment. Washington, Dc: Federal Railroad Administration.
- GRUNDMANN, H; TROMMER, E (2001) - Transform methods—what can they contribute to (computational) dynamics? Computers & Structures [Em linha]. 79:22. 2091-2102. ISSN 0045-7949.
- HANSON, Carl E; ROSS, Jason C; TOWERS, David A (2012) - High-speed ground transportation noise and vibration impact assessment
- KOROMA, SG (2014) - Vibration of beams on non-linear and non-homogeneous elastic foundations with application to railway tracks. PhD thesis, University of Nottingham.
- KOUROUSSIS, G. [et al.] (2014) - Using three-dimensional finite element analysis in time domain to model railway-induced ground vibrations. Advances in Engineering Software [Em linha]. 70: 63-76. Disponível em WWW: <URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0965997814000167>>. ISSN 0965-9978.
- LAMB, Horace (1904) - On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid. Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A, Containing Papers of a Mathematical or Physical Character [Em linha]. 203: 1-42. ISSN 0264-3952.
- LOMBAERT, G.; DEGRANDE, G. (2009) - Ground-borne vibration due to static and dynamic axle loads of InterCity and high-speed trains. Journal of Sound and Vibration [Em linha]. 319:3-5. 1036-1066. Disponível em WWW: <URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022460X0800624X>>. ISSN 0022-460X.
- LOPES, Carla Patrícia Filipe (2015) - Vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- LOPES, Patrícia [et al.] (2014) - Numerical modeling of vibrations induced by railway traffic in tunnels: From the source to the nearby buildings. Soil Dynamics and Earthquake Engineering [Em linha]. 61: 269-285. ISSN 0267-7261.

- LOPES, Patrícia [et al.] (2015) - Vibrations inside buildings due to subway railway traffic. Experimental validation of a comprehensive prediction model. Science of The Total Environment [Em linha]. ISSN 0048-9697.
- MILLER, GF; PURSEY, H (1955) - On the partition of energy between elastic waves in a semi-infinite solid. 1955. The Royal Society. ISBN 1364-5021.
- SHENG, X.; JONES, C. J. C.; PETYT, M. (1999) - GROUND VIBRATION GENERATED BY A LOAD MOVING ALONG A RAILWAY TRACK. Journal of Sound and Vibration [Em linha]. 228:1. 129-156. Disponível em WWW: <URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022460X99924069>>. ISSN 0022-460X.
- SUN, Xiaojing [et al.] (2006) - Vibration effects of metro trains on sensitive instruments and the study of the mitigation measures. Tunnelling and Underground Space Technology [Em linha]. 21:3. 299-299. ISSN 0886-7798.
- VALE, C. (2010) - Influência da Qualidade dos Sistemas Ferroviários no Comportamento Dinâmico e no Planejamento da Manutenção Preventiva de Vias de Alta Velocidade.
- YANG, YB; HUNG, HH; CHANG, DW (2003) - Train-induced wave propagation in layered soils using finite/infinite element simulation. Soil Dynamics and Earthquake Engineering [Em linha]. 23:4. 263-278. ISSN 0267-7261.
- ZHAI, W.; CAI, Z. (1997) - Dynamic interaction between a lumped mass vehicle and a discretely supported continuous rail track. Computers & Structures [Em linha]. 63:5. 987-997. Disponível em WWW: <URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0045794996004014>>. ISSN 0045-7949.
- ZHAI, W. M.; WANG, K. Y.; LIN, J. H. (2004) - Modelling and experiment of railway ballast vibrations. Journal of Sound and Vibration [Em linha]. 270:4-5. 673-683. Disponível em WWW: <URL: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022460X0300186X>>. ISSN 0022-460X.
- [http://www.iat-pandrolbrasil.com.br/htm/produtos/produtos\\_metros.html](http://www.iat-pandrolbrasil.com.br/htm/produtos/produtos_metros.html) (29/04/2016)
- <http://www.railtechsufetra.es/images/sistemas-via-en-placa-traviesa-stedef.jpg> (29/04/2016)