

AVALIAÇÃO DE VELOCIDADES CRÍTICAS EM VIAS FÉRREAS DE ALTA VELOCIDADE

PAULO JORGE BROCHADO SOARES

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

Orientador: Professor Doutor Pedro Miguel Barbosa Alves Costa

JUNHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

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.

Ao meu querido avô,
Aos meus Pais

*Nesta curva tão terna e lancinante
que vai ser que já é o teu desaparecimento
digo-te adeus
e como um adolescente
tropeço de ternura
por ti.*

Alexandre O'Neill

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer, em primeiro lugar, aos meus pais pela oportunidade, pela educação e por todos os valores que me passaram. À Raquel, a minha companheira de uma longa jornada, por todo o amor, carinho e apoio - obrigado por estares sempre a meu lado e pela paciência incondicional. À Filipa, minha irmã, por todas as guerras de espadas de papel e todas as discussões sem sentido, mas que acabavam sempre com um sorriso. Um agradecimento muito especial ao Professor Doutor Pedro Costa pela amizade demonstrada, pela atenção e a ajuda prestada durante todo o trabalho desenvolvido. Um especial abraço para os Engenheiros Alexandre Pinto e Aires Colaço que foram pessoas realmente incríveis, sempre prontas a ajudar, obrigado por toda a ajuda prestada. Muito obrigado também aos meus avós que foram, para mim, como uns segundos pais. E a todos os meus amigos, os que conheci e que me acompanharam nestes cinco anos, que conto tê-los por muitos mais - obrigado. Sem esquecer os outros tantos amigos que, apesar da distância, não deixaram de dar o seu contributo e força.

RESUMO

O presente trabalho debruça-se sobre a problemática da velocidade crítica em vias férreas de alta velocidade. Foi conduzida, uma série de estudos sobre a influência que diferentes constituintes da via e características do maciço de fundação têm na velocidade crítica da via férrea.

Para alcançar tal objetivo, utilizou-se o modelo numérico 2.5D MEF-PML para simular a resposta do terreno e da via devido à passagem de diferentes cargas a diferentes velocidades. Procedeu-se também à determinação da velocidade crítica dos mesmos casos; recorrendo ao método das curvas de dispersão.

Na parte final desta dissertação estudaram-se diferentes medidas de mitigação a serem implementadas nos locais, de forma a aumentar a velocidade crítica.

Por último, propõem-se ferramentas simplificadas para avaliação da velocidade crítica, em cenários onde o reforço do maciço é considerado, através do método das curvas de dispersão.

PALAVRAS-CHAVE: vias férreas, alta velocidade, velocidade crítica, 2.5D Método dos Elementos Finitos – Perfect Matched Layers, Método das Curvas de Dispersão.

ABSTRACT

This work deals with the problem of critical velocity on high speed railways. A range of numerical parametrical studies is developed in order to better discern the influence of several parameters on the critical speed issue.

To achieve the proposed goal, the 2.5 FEM-PML approach is adopted, where the track response is computed for distinct scenarios and for different running speeds. Moreover, a simplified method, based on the wave dispersion characteristics is also applied in order to obtain a deeper understanding of the phenomena and also to save computational time.

Based on the methods mentioned above, the performance of several mitigation measures is studied in order to assess their suitability and efficiency in the increase of the railway critical speed.

Finally, a proposal for the development of a simplified method for the assessment of the critical speed in scenarios where ground improvement is attended is presented.

KEYWORDS: Railway track, high speed, critical velocity, 2.5 Finite Element Method -Perfect Matched Layers, Dispersive Curves Method.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	I
RESUMO	III
ABSTRACT	V
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	3
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2. PROPAGAÇÃO DE ONDAS GERADAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO	5
2.1. TIPOS DE ONDAS EM MEIOS ELÁSTICOS	5
2.1.1. ONDAS GERADAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO	5
2.1.1.1. Ondas Volúmicas	6
2.1.2. ONDAS SUPERFICIAIS	8
2.2. REFLEXÃO E REFRAÇÃO DE ONDAS	10
2.2.1. NA SUPERFÍCIE LIVRE	10
2.2.1.1. Ondas P e SV	10
2.2.1.2. Ondas SH	11
2.2.2. EM INTERFACES COM CONTRASTE DE RIGIDEZ	12
2.3. DISPERSÃO E ATENUAÇÃO DE ONDAS	13
2.3.1. DISPERSÃO	13
2.3.2. AMORTECIMENTO POR RADIAÇÃO	14
2.3.3. AMORTECIMENTO MATERIAL	15
2.4. MECANISMOS DE EXCITAÇÃO	16
3. MODELAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA DO SISTEMA VIA-ATERRO-MACIÇO	19
3.1. MÉTODO DOS INTEGRAIS TRANSFORMADOS	19
3.1.1. INTRODUÇÃO AO MÉTODO	19
3.1.2. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO	21
3.1.2.1. Oscilador com um Grau de Liberdade (1 G.L.)	21
3.1.2.2. Viga de Winkler submetida a uma carga unitária móvel	24
3.1.2.3. Viga de Winkler submetida a múltiplas cargas móveis	30

3.1.2.4.	Sobreposição de Efeitos de Deformações Induzidas por Múltiplas Cargas	33
3.2.	MODELO 2.5D MEF-PML	35
3.2.1.	GENERALIDADES.....	35
3.2.1.1.	Método dos Elementos Finitos 2.5D	35
3.2.1.2.	Tratamento das Fronteiras com PML.....	37
3.2.2.	MODELO 2.5D MEF-PML	39
3.2.3.	CONSIDERAÇÃO DA CARGA MÓVEL.....	40
3.2.4.	ACOPLAMENTO DA VIA-FÉRREA.....	40
3.2.4.1.	Generalidades	40
3.2.4.2.	Constituição da Via em Laje.....	41
3.2.4.3.	Modelação dos Elementos da Via.....	42
3.2.5.	SIMULAÇÃO DO MATERIAL CIRCULANTE, COMBOIOS	43
3.2.6.	OTIMIZAÇÃO DE CÁLCULO	43
3.3.	MÉTODO DAS CURVAS DE DISPERSÃO	45
3.3.1.	CONSIDERAÇÃO DA VIA.....	47
3.3.2.	CONSIDERAÇÃO DO ATERRO	48
4.	VELOCIDADE CRÍTICA DO SISTEMA VIA-ATERRO- MACIÇO	49
4.1.	CONCEITO BASE.....	49
4.2.	DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE CRÍTICA	50
4.2.1.	DETERMINAÇÃO DE FORMA APROXIMADA PELO MÉTODO DAS CURVAS DE DISPERSÃO	50
4.3.	VELOCIDADE CRÍTICA PARA OS DIFERENTES TIPOS DE MACIÇOS	51
4.3.1.	VELOCIDADE CRÍTICA EM MACIÇOS HOMOGÊNEOS SEMI-INDEFINIDOS	51
4.3.2.	VELOCIDADE CRÍTICA EM MACIÇOS ESTRATIFICADOS	52
4.3.2.1.	Maciços Normalmente Dispersivos	52
4.3.2.2.	Maciços Inversamente Dispersivos.....	53
5.	CASO DE ESTUDO	55
5.1.	DESCRIÇÃO GERAL.....	55
5.2.	ESTUDO PARAMÉTRICO SOBRE A INFLUÊNCIA DE DIFERENTES PARÂMETROS NA VELOCIDADE CRÍTICA	65
5.2.1.	INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ESTRATO SUPERIOR	65
5.2.2.	INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA ALTURA DO ATERRO	69
5.2.3.	INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA VIA EM LAJE.....	72

6. MEDIDAS DE MITIGAÇÃO PARA INCREMENTO DA VELOCIDADE CRÍTICA	75
6.1. INTRODUÇÃO	75
6.2. JET GROUTING	75
6.2.1. GENERALIDADES	75
6.2.2. INFLUÊNCIA DO REFORÇO DO MACIÇO COM JET GROUTING NA VELOCIDADE CRÍTICA.....	77
6.3. COLUNAS DE BRITA	80
6.3.1. GENERALIDADES.....	80
6.3.2. INFLUÊNCIA DO REFORÇO COM COLUNAS DE BRITA NA VELOCIDADE CRÍTICA.....	82
6.4. JET GROUTING VS COLUNAS DE BRITA	84
6.5. ADAPTAÇÃO DO MÉTODO DAS CURVAS DE DISPERSÃO A MACIÇOS REFORÇADOS	87
6.5.1. FORMULAÇÃO.....	87
6.5.2. APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO.....	88
6.6. ESTUDO SOBRE A ALTURA DO ESTRATO INFLUENTE NA VELOCIDADE CRÍTICA	91
7. CONCLUSÕES	97
7.1. CONCLUSÕES	97
7.2. RESENHA DE APRENDIZAGEM	98
7.3. TRABALHOS FUTUROS	98

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 - MAPA DA REDE FERROVIÁRIA EUROPEIA (ADAPTADO DE [2]).....	2
FIGURA 1.2 - IMAGEM DOS COMBOIOS MAIS RÁPIDOS: A) MAGLEV(ADAPTADO DE [3]; B) TGV EST. (ADAPTADO DE [4]).....	2
FIGURA 2.1 - REPRESENTAÇÃO DA PERCEÇÃO DE CHEGADA DOS DIFERENTES TIPOS DE ONDAS (ADAPTADO DE [5]).	5
FIGURA 2.2 - MOVIMENTO DAS PARTÍCULAS INDUZIDO PELA PROPAGAÇÃO DAS ONDAS P	6
FIGURA 2.3 - MOVIMENTO DAS PARTÍCULAS INDUZIDO PELA PROPAGAÇÃO DAS ONDAS S	7
FIGURA 2.4- COMPONENTES DO DESLOCAMENTO INDUZIDO PELAS ONDAS S (ADAPTADO DE [5]).	7
FIGURA 2.5 - MOVIMENTO DAS PARTÍCULAS INDUZIDO PELA PROPAGAÇÃO DAS ONDAS DE RAYLEIGH	8
FIGURA 2.6 - MOVIMENTO DAS PARTÍCULAS INDUZIDO PELA PROPAGAÇÃO DAS ONDAS LOVE.....	9
FIGURA 2.7 - REFLEXÃO DE ONDAS P NA SUPERFÍCIE LIVRE DE UM MACIÇO SEMI-INDEFINIDO (ADAPTADO DE [5]).	10
FIGURA 2.8 - REFLEXÃO DE ONDAS SV NA SUPERFÍCIE LIVRE DE UM MACIÇO SEMI-INDEFINIDO (ADAPTADO DE [5]).	11
FIGURA 2.9 - REFLEXÃO DE ONDAS SV NA SUPERFÍCIE LIVRE PARA ÂNGULOS DE INCIDÊNCIA SUPERIORES A 0° (ADAPTADO DE [5]).....	11
FIGURA 2.10 - REFLEXÃO E REFRAÇÃO DE ONDAS EM INTERFACES: A) INCIDÊNCIA DE ONDAS P; B) INCIDÊNCIA DE ONDAS SV; C) INCIDÊNCIA DE ONDAS SH [11].	13
FIGURA 2.11 - REPRESENTAÇÃO DAS CURVAS DE DISPERSÃO DE UMA ONDA DESIGNADA COMO DISPERSIVA E UMA ONDA NÃO DISPERSIVA.....	14
FIGURA 2.13- MODELO DE KELVIN-VOIGT (ADAPTADO DE [5]).	15
FIGURA 2.14 - FLUXOGRAMA DE ANÁLISE DO MODELO DE INTERAÇÃO (ADAPTADO DE [5]).	17
FIGURA 3.1- REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DE: A) UMA ONDA HARMÓNICA NO DOMÍNIO DO TEMPO; B) UMA ONDA HARMÓNICA NO DOMÍNIO DO ESPAÇO.	20
FIGURA 3.2- REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DO OSCILADOR COM 1 G. L.....	21
FIGURA 3.3 - IMPULSO DE RICKER: A) REGISTO NO DOMÍNIO DO TEMPO; B) CONTEÚDO EM FREQUÊNCIA.	23
FIGURA 3.4 – RESPOSTA DO OSCILADOR 1 G.L.: A) REPRESENTADO NO DOMÍNIO DO TEMPO; B) REPRESENTADO NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA	24
FIGURA 3.5 – VIGA DE WINKLER.....	25

FIGURA 3.6 - FLUXOGRAMA ILUSTRATIVO DO PROCEDIMENTO DE CÁLCULO.	27
FIGURA 3.7 - CONFIGURAÇÃO DA RESPOSTA DO OSCILADOR CORRESPONDENTE À VELOCIDADE CRÍTICA E A: A) M=0.5; B) M=0.75; C) M=1.25; D) M=1.5.	28
FIGURA 3.8 - REPRESENTAÇÃO DO DESLOCAMENTO MÁXIMO PARA CADA VELOCIDADE, PARA OS DIFERENTES AMORTECIMENTOS.	29
FIGURA 3.9 - REPRESENTAÇÃO DAS PARTES QUASE-ESTÁTICA E DINÂMICA DA RESPOSTA.	29
FIGURA 3.10 - DESLOCAMENTOS ASCENDENTES E DESCENDENTES PARA CADA VELOCIDADE.	30
FIGURA 3.11- CONFIGURAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DO COMBOIO X2000.	31
FIGURA 3.12 – CONFIGURAÇÃO DA RESPOSTA CORRESPONDENTE À VELOCIDADE CRÍTICA E A M=0.75.	31
FIGURA 3.13 – CONFIGURAÇÃO DA RESPOSTA CORRESPONDENTE À VELOCIDADE CRÍTICA E A M=1.25.	32
FIGURA 3.14 - DESLOCAMENTO MÁXIMO PARA CADA VELOCIDADE SOB A PASSAGEM DE MÚLTIPLAS CARGAS.	32
FIGURA 3.15 - DESLOCAMENTOS ASCENDENTES E DESCENDENTES PARA CADA VELOCIDADE SUJEITOS À PASSAGEM DE MÚLTIPLAS CARGAS.	33
FIGURA 3.16 - CONFIGURAÇÃO DE RESPOSTA PARA DIFERENTES CARGAS EM DIFERENTES POSIÇÕES.	34
FIGURA 3.17- ESQUEMA ELUCIDATIVO DA DISPOSIÇÃO DAS CARGAS: A) UMA CARGA; B) DUAS CARGAS COM O MESMO SENTIDO; C) DUAS CARGAS COM SENTIDOS OPOSTOS.	34
FIGURA 3.18 - ESQUEMA GERAL.	36
FIGURA 3.19 - REPRESENTAÇÃO DA DISPOSIÇÃO DOS ELEMENTOS DISCRETIZADOS PELO MEF E PELOS PML.	37
FIGURA 3.20 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA ATENUAÇÃO DAS ONDAS NO INTERIOR DE UMA CAMADA PML (ADAPTADO DE [7]).	38
FIGURA 3.21 - REPRESENTAÇÃO DOS TERMOS E DA EXPRESSÃO 3.48: A) PRIMEIRA PARCELA DA RESPOSTA; B) PARTE EXPONENCIAL DA RESPOSTA; C) CONFIGURAÇÃO DAS ONDAS NOS PML'S.	39
FIGURA 3.22 - FOTOGRAFIA DOS DOIS TIPOS DE VIA: A) VIA BALASTRADA; B) VIA EM LAJE.	41
FIGURA 3.23 - DIFERENTES TIPOS DE CARRIL: A) CARRIL APOIADO PONTUALMENTE(ADAPTADO DE [33]; B) CARRIL EMBEBIDO.	42
FIGURA 3.24- REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS ELEMENTOS CONSTITUINTES DA VIA EM LAJE.	42
FIGURA 3.25 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS CARRIL E PALMILHA.	43
FIGURA 3.26 - ESQUEMA DE SIMETRIA GEOMÉTRICA DO SISTEMA.	43

FIGURA 3.27 - ESQUEMA DE DISCRETIZAÇÃO DA SECÇÃO TRANSVERSAL.	44
FIGURA 3.28 - FLUXOGRAMA DA OTIMIZAÇÃO DE CÁLCULO.....	44
FIGURA 3.29 - RESPOSTA DO SISTEMA EM FUNÇÃO DO NÚMERO DE ONDA: A) PARTE REAL CALCULADA; B) PARTE REAL DUPLICADA; C) PARTE IMAGINÁRIA CALCULADA; D) PARTE IMAGINÁRIA DUPLICADA.....	45
FIGURA 3.30 - CURVAS DE DISPERSÃO PARA UM SOLO SEMI-INDEFINIDO E HOMOGENEO.	46
FIGURA 3.31 – RELAÇÕES DE DISPERSÃO DAS ONDAS P-SV PARA UM SOLO SEMI-INDEFINIDO E HOMOGENEO (ADAPTADO DE [27]).....	46
FIGURA 3.33 - CONFIGURAÇÃO ASSOCIADA A UM MEIO SEMI-INDEFINIDO E HOMOGENEO, INTERSECÇÃO COM VÁRIAS VIAS DE RIGIDEZ DIFERENTE.	48
FIGURA 3.34- REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA SOBRE A CONSIDERAÇÃO DO ATERRO.....	48
FIGURA 4.1 - ESQUEMA E RESPETIVOS VALORES DO MACIÇO HOMOGENEO SEMI-INDEFINIDO.....	51
FIGURA 4.2 - CURVAS DE DISPERSÃO DE UM MACIÇO HOMOGENEO SEMI-INDEFINIDO DE DUAS VIAS COM PROPRIEDADES DIFERENTES.	51
FIGURA 4.3 - ESQUEMA E RESPETIVOS VALORES DO MACIÇO NORMALMENTE DISPERSIVO.....	52
FIGURA 4.4 - CURVAS DE DISPERSÃO DE UM MACIÇO NORMALMENTE DISPERSIVO E DE DUAS VIAS COM PROPRIEDADES DIFERENTES.	52
FIGURA 4.5 - ESQUEMA E RESPETIVOS VALORES DO MACIÇO INVERSAMENTE DISPERSIVO.....	53
FIGURA 4.6 - CURVAS DE DISPERSÃO DE UM MACIÇO INVERSAMENTE DISPERSIVO E DE DUAS VIAS COM PROPRIEDADES DIFERENTES.	53
FIGURA 5.1 - REPRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO.	56
FIGURA 5.2 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS ADOTADA PARA A SECÇÃO TRANSVERSAL DO CASO DE ESTUDO.....	57
FIGURA 5.3 - REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DO TERRENO E DA VIA SUJEITOS À PASSAGEM DE UMA CARGA UNITÁRIA COM UMA VELOCIDADE DE CIRCULAÇÃO DE: A)5M/S; B)181 M/S; C)210 M/S.	58
FIGURA 5.4 - GRÁFICO DE DESLOCAMENTOS VS VELOCIDADES DE CIRCULAÇÃO DA CARGA UNITÁRIA.....	59
FIGURA 5.5 - CURVAS DE DISPERSÃO E RESPETIVA INTERCEÇÃO.....	60
FIGURA 5.6 - FATOR DE AMPLIAÇÃO DINÂMICA PARA O CASO DE ESTUDO.	61
FIGURA 5.7 - CURVAS DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS VS VELOCIDADE DE CIRCULAÇÃO PARA OS DIFERENTES COMBOIOS CONSIDERADOS.....	61
FIGURA 5.8 - ESPECTRO DE DESLOCAMENTOS DOS COMBOIOS CONSIDERADOS PARA AS DIFERENTES VELOCIDADES.	62

FIGURA 5.9 - CONFIGURAÇÃO GEOMÉTRICA DA DEFORMAÇÃO DO TERRENO SUJEITA À PASSAGEM DE DOIS COMBOIOS PAR AS VELOCIDADES DE CIRCULAÇÃO CORRESPONDENTES A: A) 5 M/S; B)140 M/S; C)181M/S; D)200M/S.	63
FIGURA 5.10 - REPRESENTAÇÃO 3D DAS DEFORMAÇÕES DO TERRENO DEVIDAS À PASSAGEM DO COMBOIO X2000 PARAS DIFERENTES VELOCIDADES: A) 5 M/S; B) 140 M/S; C)181 M/S; D)200M/S.	65
FIGURA 5.11 - ESQUEMA REPRESENTATIVO DOS DIFERENTES CENÁRIOS CONSIDERADOS: A) CENÁRIO I; B) CENÁRIO II; C) CENÁRIO III; D) CENÁRIO IV; E) CENÁRIO V.	66
FIGURA 5.12 - REPRESENTAÇÃO DAS CURVAS DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS DE CADA CENÁRIO PARA CADA VELOCIDADE.....	67
FIGURA 5.13 - CURVAS DE DISPERSÃO DA VIA E DOS DIFERENTES CENÁRIOS.	68
FIGURA 5.14 - ESQUEMATIZAÇÃO DOS CENÁRIOS: A) CENÁRIO VI; B) CENÁRIO VII; C) CENÁRIO VIII; D) CENÁRIO IX.....	69
FIGURA 5.15 - CURVAS DE DESLOCAMENTOS EM FUNÇÃO DAS VELOCIDADES DE CIRCULAÇÃO PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS.....	70
FIGURA 5.16 – REPRESENTAÇÃO DAS CURVAS DE DISPERSÃO DOS MACIÇOS CORRESPONDENTES AOS DIFERENTES CENÁRIOS E CURVA DE DISPERSÃO DA VIA CONSIDERADA.....	70
FIGURA 5.17 - CURVA DE VELOCIDADES CRÍTICAS PARA AS DIFERENTES ALTURAS DE ATERRO.....	72
FIGURA 5.18 - ESQUEMA REPRESENTATIVO DOS DIFERENTES CENÁRIOS CONSIDERADOS: A) CENÁRIO X; B) CENÁRIO XI.....	72
FIGURA 5.19 - REPRESENTAÇÃO DAS CURVAS DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS DE CADA CENÁRIO PARA CADA VELOCIDADE.....	73
FIGURA 5.20 - REPRESENTAÇÃO DAS CURVAS DE DISPERSÃO DO MACIÇO E DAS VIAS CORRESPONDENTES A CADA UM DOS CENÁRIOS.....	73
FIGURA 6.1 - ESQUEMA REPRESENTATIVO DA EXECUÇÃO DE COLUNAS DE <i>JET GROUTING</i> (ADAPTADO DE [43]).....	76
FIGURA 6.2 - SISTEMA DE <i>JET GROUTING</i> (ADAPTADO DE [44]): A) JATO SIMPLES; B) JATO DUPLO; C) JATO TRIPLO.....	77
FIGURA 6.3- REPRESENTAÇÃO DOS CENÁRIOS CONSIDERADOS: A) SEM REFORÇO; B) REFORÇADO COM <i>JET GROUTING</i>	78
FIGURA 6.4 - CURVAS DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS ABSOLUTOS PARA O CENÁRIO SEM REFORÇO E PARA CADA UM DOS CENÁRIOS REFORÇADOS EM FUNÇÃO DAS VELOCIDADES.....	78
FIGURA 6.5 - REPRESENTAÇÃO DA DEFORMAÇÃO DO TERRENO PARA UMA VELOCIDADE DE 181 M/S DEVIDA À PASSAGEM DO TGVA PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS CONSIDERADOS: A) SEM REFORÇO; B) REFORÇO COM JG E E=1GPA; C) REFORÇO COM JG E E=2.5 GPA; D) REFORÇO COM JG E E=5 GPA.....	80

FIGURA 6.6 - ESQUEMATIZAÇÃO DO MÉTODO DE VIBROSUBSTITUIÇÃO COM <i>BOTTOM FEED METHOD</i> (ADAPTADO DE [45]).	81
FIGURA 6.7 - ESQUEMATIZAÇÃO DAS GEOMETRIAS DOS CENÁRIOS CONSIDERADOS: A) CENÁRIO XII; B) CENÁRIO XIII; C) CENÁRIO XIV; D) CENÁRIO XV.	83
FIGURA 6.8 - CURVAS DOS DESLOCAMENTOS ABSOLUTOS EM FUNÇÃO DA VELOCIDADE DE CIRCULAÇÃO: A) CENÁRIO XII E XIII; B) CENÁRIO XIV E XV.	83
FIGURA 6.9 - ESQUEMA REPRESENTATIVO DOS CENÁRIOS CONSIDERADOS: A) CENÁRIO XVI; B) CENÁRIO XVII; C) CENÁRIO XVIII.	85
FIGURA 6.10 - CURVAS DOS DESLOCAMENTOS VERSUS VELOCIDADES DOS CENÁRIOS CONSIDERADOS.	86
FIGURA 6.11 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA DISPOSIÇÃO DOS ESTRATOS; A) DISPOSIÇÃO REAL; B) CONSIDERAÇÃO DA HOMOGENEIZAÇÃO.	90
FIGURA 6.13 - VELOCIDADES CRÍTICAS VERSOS ALTURA DO ESTRATO SUPERIOR.	92
FIGURA 6.14 - REPRESENTAÇÃO ADIMENSIONALIZADAS PARA $C_{S2}=300$ M/S: A) VIA EM LAJE COM $H=0.4$ M; B) VIA EM LAJE COM $H=0.6$ M.	93
FIGURA 6.15 - REPRESENTAÇÃO ADIMENSIONALIZADAS PARA $C_{S2}=400$ M/S: A) VIA EM LAJE COM $H=0.4$ M; B) VIA EM LAJE COM $H=0.6$ M.	93
FIGURA 6.16 - REPRESENTAÇÃO ADIMENSIONALIZADAS PARA $C_{S2}=500$ M/S: A) VIA EM LAJE COM $H=0.4$ M; B) VIA EM LAJE COM $H=0.6$ M.	93
FIGURA 6.17- REPRESENTAÇÃO ADIMENSIONALIZADAS PARA $C_{S2}=600$ M/S: A) VIA EM LAJE COM $H=0.4$ M; B) VIA EM LAJE COM $H=0.6$ M.	94
FIGURA 6.18 - REPRESENTAÇÃO DAS VELOCIDADES CRÍTICAS DOS SISTEMAS EM ESTUDO, A SUPERFÍCIE SUPERIOR CORRESPONDE À VIA $H=0.6$ M E A SUPERFÍCIE INFERIOR CORRESPONDE À VIA $H=0.4$ M.	95
FIGURA 6.19 - CURVAS DE DISPERSÃO LIMITADORAS, $C_{S2}=$ E REPRESENTAÇÃO DA CUVA DA VIA: A) COM $H=0.4$ M; B) COM $H=0.6$ M.	96

ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 3.1- CARATERÍSTICAS DO OSCILADOR DE 1 G. L.	23
QUADRO 3.2 – VALORES CONSIDERADOS.	28
QUADRO 3.3 - MAGNITUDE DAS CARGAS POR EIXO DO COMBOIO X2000.	31
QUADRO 5.1 - VALORES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS TIPOS DE SOLOS CONSIDERADOS.	55
QUADRO 5.2 - VALORES UTILIZADOS NA MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS DA VIA.	56
QUADRO 5.3 - VELOCIDADE CRÍTICA DETERMINADA PELOS DOIS MÉTODOS.	60
QUADRO 5.4 - VALORES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS TIPOS DE SOLOS CONSIDERADOS.	67
QUADRO 5.5 - SÍNTESE DOS VALORES DAS VELOCIDADES CRÍTICAS.	68
QUADRO 5.6 - VALORES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO ATERRO.	70
QUADRO 5.7 - VALORES CORRESPONDENTES ÀS VELOCIDADES CRÍTICAS DETERMINADAS A PARTIR DOS DOIS MÉTODOS DIFERENTES.	71
QUADRO 5.8- VELOCIDADES CRÍTICAS CORRESPONDENTES A CADA UM DOS CENÁRIOS.	74
QUADRO 6.1 - VELOCIDADES CRÍTICAS PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS.	79
QUADRO 6.2 – DESLOCAMENTOS MÁXIMOS PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS.	79
QUADRO 6.3 - CARATERÍSTICAS MECÂNICAS DO SOLO.	82
NO	83
QUADRO 6.4- QUADRO SÍNTESE COM OS VALORES DAS VELOCIDADES CRÍTICAS OBTIDOS PARA OS DIFERENTES CENÁRIOS CONSIDERADOS.	84
QUADRO 6.5 - CARATERÍSTICAS MECÂNICAS DOS ESTRATOS E DOS REFORÇOS.	85
QUADRO 6.6- QUADRO SÍNTESE COM OS VALORES DAS VELOCIDADES CRÍTICAS OBTIDOS PARA OS CENÁRIOS XVI, XVII E XVIII.	86
QUADRO 6.7 - REPRESENTA OS VALORES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO ESTRATO SUPERIOR, DO REFORÇO E AS PROPRIEDADES HOMOGENEIZADAS, PARA CADA UM DOS CENÁRIOS.	89
QUADRO 6.8- VALORES DAS VELOCIDADES CRÍTICAS E RESPECTIVAS DIFERENÇAS.	90
QUADRO 6.9 - VALORES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS ESTRATOS.	91

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

P – Ondas P;

S – Ondas S;

R – Ondas de Rayleigh;

L - Ondas de Love;

C_P – Velocidade das ondas P [m/s];

C_S – Velocidade das ondas S[m/s];

C_R – Velocidade das ondas de Rayleigh [m/s];

ρ – Massa volúmica [kg/m³];

λ e μ - Constantes de Lamé;

E - Módulo de elasticidade [MPa];

ν – Coeficiente de Poison [];

SV – Decomposição das ondas S que induzem deslocamentos das partículas inscritos no plano vertical da direção de propagação da onda;

SH - Decomposição das ondas S que induzem deslocamentos das partículas inscritos no plano horizontal da direção de propagação da onda;

θ_P – Ângulo das ondas P [rad];

θ_S – Ângulo das ondas S [rad];

κ – Constante do material [];

η – Coeficiente de viscosidade [Pa.s];

G – Módulo de distorção [Pa];

MIT – Método dos Integrais Transformados;

f – Frequência [Hz];

T – Período [s];

FFT – *Fast Fourier Transform*;

IFFT – *Inverse Fast Fourier Transform*;

k_1 – Número de onda [m⁻¹]

Ω – Frequência [rad/s]

PML – *Perfect Matched Layers*

2.5D MEF-PML – Método dos elementos finitos tratados com fronteiras artificiais PML's, com discretização apenas da secção transversal.

G.L. – Grau de Liberdade;

c – Amortecimento;

c_{cr} – Amortecimento Crítico;

ξ – Coeficiente de Amortecimento;

t_s – Desfasamento do impulso ao instante inicial;

t_d – Tempo de duração do impulso;

EI – Rigidez à flexão longitudinal do carril [Nm^2];

EF – Elementos Finitos.

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

O transporte ferroviário, tal como o conhecemos hoje, surgiu em meados do século XVIII, a par da revolução industrial. Este meio de transporte foi essencial para assegurar o transporte das matérias primas até às indústrias e a distribuição dos produtos pelos diferentes pontos da Europa. A rapidez com que se passou a fazer o transporte de mercadorias foi um dos principais impulsionadores da revolução industrial. O seu uso inicial era somente para transporte de matérias primas, nomeadamente minério, mas rapidamente se percebeu a potencialidade de o usar como meio de transporte de passageiros.

Este transporte desenvolveu outros papéis de enorme importância na história da humanidade, tal como na I e na II guerra mundial, devido à rapidez com que os diferentes exércitos conseguiam levar homens, armas e suprimentos para as frentes de guerra. As vias férreas eram um dos principais pontos alvo dos inimigos. Como por exemplo, a Alemanha em plena II guerra mundial fazia a maioria dos transportes militares de comboio. Com a destruição das linhas férreas alemãs, os inimigos conseguiram bloqueá-los e terminar com a guerra.

Em Portugal, a primeira linha ferroviária foi inaugurada em 1856, ligava Lisboa ao Carregado e tinha uma extensão de 36.5 km.

Desde então o transporte ferroviário evoluiu bastante. Foram diversas as fontes de energia utilizadas na propulsão dos comboios, desde o carvão, diesel, eletricidade e agora até mesmo a levitação e propulsão magnética.

A pressão económica exercida sobre o setor dos transportes obriga ao aumento da competitividade dos mesmos. A procura por soluções mais rápidas, mas ao mesmo tempo económicas levou a um grande aumento na velocidade de circulação dos comboios e na sua capacidade de carga. Foram tais incentivos que levaram ao aparecimento de comboios de alta velocidade.

Com as previsões de aumento da população mundial para os próximos anos e a manter-se a tendência de a maior parte dos trabalhos e serviços administrativos serem em zona urbana, será necessária uma melhoria nos acessos e transportes para as cidades e dentro delas.

Em 1964 foi posto em circulação o primeiro comboio de alta velocidade, este fazia a ligação entre *Tokyo* e *Osaka* no Japão, com 515.4 km de linha. Foi somente vinte anos depois, que surgiu a primeira linha de alta velocidade na Europa, mais propriamente em França. Esta primeira linha europeia com 538 km de extensão alterou por completo a noção de via férrea na Europa. Devido a esta mudança de paradigma o transporte ferroviário é hoje uma alternativa às ligações aéreas mais curtas [1].

O futuro da via férrea é próspero, a construção de novas linhas e a concretização de várias ligações entre algumas das cidades europeias mais importantes, traduzir-se-á por uma melhoria muito significativa neste setor. Na Figura 1.1 está representada uma previsão do que será a rede ferroviária na Europa para o ano de 2020.



Figura 1.1 - Mapa da rede ferroviária europeia (adaptado de [2]).

O desenvolvimento e construção de vias férreas de alta velocidade tem tido um rápido crescimento não só na Europa, mas também na América do Norte e na Ásia. O record atual de maior velocidade de circulação é detido pelo comboio de levitação magnética Japonês Maglev que atingiu uns impressionantes 603 km/h. Paralelamente, o TGV Est. Francês, que constitui um comboio de tração convencional, atingiu em 2007 o record de velocidade, correspondente a 575 km/h. Estes comboios estão representados na Figura 1.2.



a)



b)

Figura 1.2 - Imagem dos comboios mais rápidos: a) Maglev(adaptado de [3]; b) TGV Est. (adaptado de [4]).

Para se poder tirar o maior partido da via e permitir atingir grandes velocidades, procura-se que a via férrea tenha, tanto quanto possível, alinhamento reto; tal imposição geométrica faz com que em muitos casos haja a necessidade de a infraestrutura atravessar zonas com características geotécnicas deficitárias, tais como solos moles.

A velocidade de propagação das ondas superficiais nestes tipos de solos é muito baixa e como as velocidades de circulação dos comboios são cada vez maiores, podendo na maior parte dos casos ser superiores à velocidade das ondas no estrato, origina fenómenos dinâmicos que levam a grandes deslocamentos verticais ao nível da via através do efeito de amplificação

Um dos primeiro e mais estudados casos relativos ao problema da amplificação dos deslocamentos tanto da via férrea como do solo envolvente, devidos à passagem de comboios de alta velocidade, é o famoso caso de Ledsgard na Suécia.

A infraestrutura ferroviária lá construída remontava ao século XIX e sofreu várias intervenções de renovação, por forma a ser adaptada à circulação de comboios de alta velocidade, no seu caso o X2000. Os problemas de amplificação dos deslocamentos não se verificavam para baixas velocidades de circulação que caracterizavam a exploração da via anteriormente à sua renovação. No entanto, como a velocidade de circulação do X2000 era muito superior e a velocidade de propagação das ondas superficiais era muito baixa, elevados efeitos dinâmicos foram de imediato identificados. A amplificação dos deslocamentos para além de pôr em causa a circulação do comboio põe também em causa a segurança das infraestruturas próximas e até a própria alimentação de energia do comboio.

O problema da velocidade crítica nas vias férreas é um tema muito importante devido à continua evolução deste meio de transporte. Perspetiva-se que a relevância da investigação nesta temática possa vir a ser mais enfática dada a urgência de construção de novas linhas de alta velocidade e o aumento das velocidades de circulação surgirão novos desafios relacionados com esta temática.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O crescente aumento da velocidade de circulação dos comboios torna o transporte ferroviário mais económico e apelativo, no entanto o aumento da velocidade de circulação acarreta o problema do aumento dos deslocamentos da via e do solo envolvente. Este fenómeno põe em risco a circulação do material circulante e diminui a eficácia deste tipo de transporte, na medida que limita a velocidade a que estes podem circular. Um dos grandes desafios da engenharia ferroviária passa por solucionar este problema.

A presente dissertação tem como objetivo estudar melhor o fenómeno da velocidade crítica. O seu estudo implica perceber quais são as propriedades que influenciam este fenómeno e qual é a influência que determinada geometria da via, do aterro ou dos estratos de fundação têm na velocidade crítica do sistema. Após o estudo destes temas, o objetivo seguinte é estudar possíveis medidas de mitigação a implementar nas vias, nomeadamente a influência que diferentes tipologias de reforço têm; no incremento da velocidade crítica do sistema. O objetivo final do estudo é tentar perceber até que profundidade do estrato superior, de um determinado maciço de fundação, é que a velocidade crítica da infraestrutura ferroviária é influenciada.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Com o intuito de cumprir os objetivos do presente trabalho, serão explicados inicialmente os fundamentos teóricos sobre os quais se baseiam os métodos numéricos utilizados, depois os próprios métodos e em seguida o caso de estudo.

Esta dissertação está dividida em sete capítulos.

O primeiro e atual capítulo corresponde à introdução do tema, apresentação dos objetivos e organização do trabalho.

No segundo capítulo é explicada a teoria de propagação de ondas, que servirá de base a temas que surgirão mais à frente.

No terceiro capítulo inicia-se o estudo e modelação de elementos simples, através do método dos integrais transformadas. Com estas modelações pretende-se perceber melhor o comportamento dinâmico dos elementos. São apresentados também os métodos 2.5D método dos elementos finitos com tratamento artificial das fronteiras (PML) e o método das curvas de dispersão.

O capítulo quatro contém a explicação dos conceitos inerentes à temática principal deste problema - a velocidade crítica.

No capítulo cinco introduz-se o caso de estudo, sobre o qual se tenta perceber a influência de diversos parâmetros na velocidade crítica.

O capítulo seis abrange o estudo das medidas de mitigação para aumento da velocidade crítica de vias férreas.

Por último, o capítulo sete, corresponde à parte final do estudo onde são apresentadas as conclusões finais do trabalho e propostas de desenvolvimento de trabalhos futuros.

2

PROPAGAÇÃO DE ONDAS GERADAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO

2.1. TIPOS DE ONDAS EM MEIOS ELÁSTICOS

2.1.1. ONDAS GERADAS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO

O estado de repouso das partículas que constituem um dado maciço pode ser perturbado. Isto acontece, quando por algum motivo se induzem vibrações no meio, normalmente associadas a ações dinâmicas, que alteram o seu estado inicial. As perturbações têm duas origens fundamentais: origem natural, de que são exemplo os sismos; origem humana, como por exemplo, o tráfego ferroviário de alta velocidade. Estas ações dinâmicas originam ondas que se propagam no meio.

Existem duas famílias principais de ondas, onde se dividem todas as existentes, as ondas volúmicas e as ondas superficiais.

A Figura 2.1 retrata a história temporal do deslocamento de um ponto à superfície de um maciço, sujeito a uma ação sísmica, na qual é notório que os diferentes tipos de ondas se propagam a diferentes velocidades e possuem configurações de vibração distintas. Como as ondas possuem diferentes velocidades de propagação, num dado ponto elas serão percebidas umas após as outras, sendo que as primeiras a chegar ao local de observação são as que possuem maior velocidade de propagação.

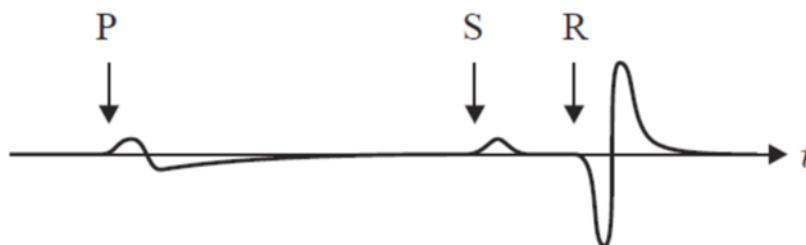


Figura 2.1 - Representação da percepção de chegada dos diferentes tipos de ondas (adaptado de [5]).

As primeiras a serem percebidas, são as ondas P, também conhecidas como primárias ou ondas de compressão. As segundas são as ondas S ou distorcionais e por fim as ondas R, ondas de Rayleigh. O

desfasamento entre a chegada de cada grupo de ondas será tanto maior, quanto maior for a diferença entre as velocidades de propagação destas, e vice-versa.

2.1.1.1. Ondas Volúmicas

Existem dois tipos de ondas que constituem este grupo, as ondas P e as ondas S, as únicas que se propagam num meio homogéneo indefinido. As ondas P e S são ondas volúmicas e propagam-se de forma desacoplada [1]. As ondas P são as que possuem a maior velocidade de propagação no meio. O movimento induzido nas partículas pelas ondas P é um movimento contrativo e dilatativo no sentido de propagação da onda. As deformações do meio sujeito a estas ondas são puramente volumétricas, sem que se verifique distorção do meio.

A Figura 2.2 permite entender de uma forma mais elucidativa as deformações que o meio sofre quando sujeito à propagação de ondas P.

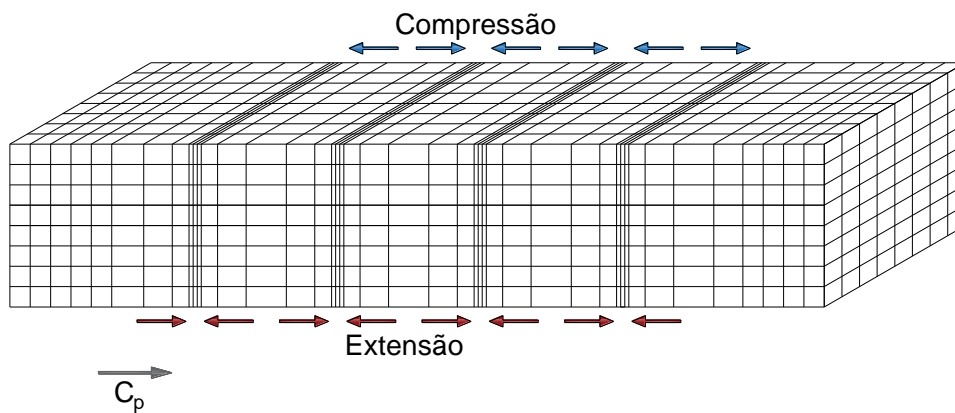


Figura 2.2 - Movimento das partículas induzido pela propagação das Ondas P

A velocidade de propagação das ondas P, esquematicamente representadas na Figura 2.2 pelo vetor C_p , depende apenas da massa volúmica e das propriedades elásticas do meio, sendo obtida através expressão (2.1) [6]:

$$C_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (2.1)$$

Em que ρ é a massa volúmica do meio e λ e μ são as constantes de elasticidade de Lamé, as quais são obtidas através das expressões (2.2 e (2.3, respetivamente. Estas constantes dependem do módulo de elasticidade do meio (E) e do coeficiente de Poisson (ν).

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

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

Passado algum tempo da chegada das ondas P ao ponto de observação, as segundas ondas a serem percebidas nesse mesmo ponto são as ondas S, também conhecidas por distorcionais. O facto das suas deformações serem a volume constante, faz com que o movimento das partículas seja bastante distinto do manifestado aquando da propagação das ondas P. O comportamento das partículas do meio sujeito à passagem apenas das ondas S, está bem representado na Figura 2.3.

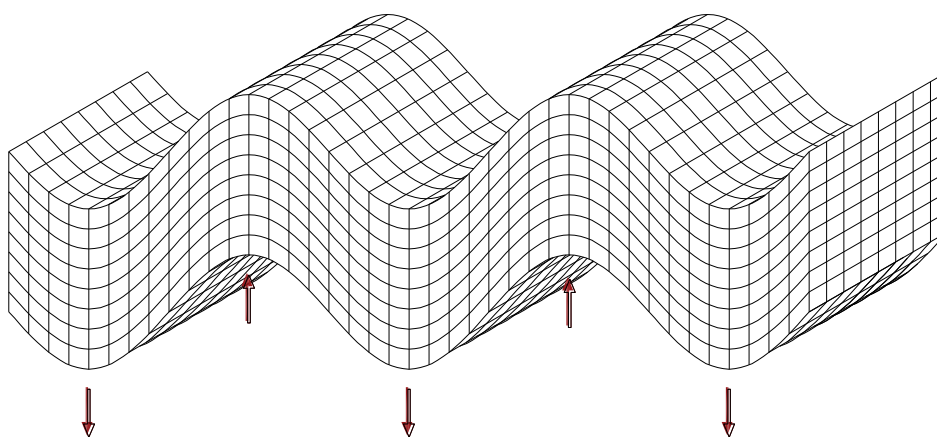


Figura 2.3 - Movimento das partículas induzido pela propagação das Ondas S

A propagação de uma onda S pode ser desacoplada consoante o movimento induzido nas partículas através de uma componente normal e outra paralela à direção de propagação da onda. Pode então dividir-se as ondas S em dois tipos, quando o deslocamento das partículas está inscrito no plano vertical da direção de propagação da onda, diz-se que é devido às ondas SV, quando o deslocamento é normal ao plano, diz-se que as ondas que o induzem são do tipo SH. O comportamento descrito é claramente identificado na Figura 2.4.

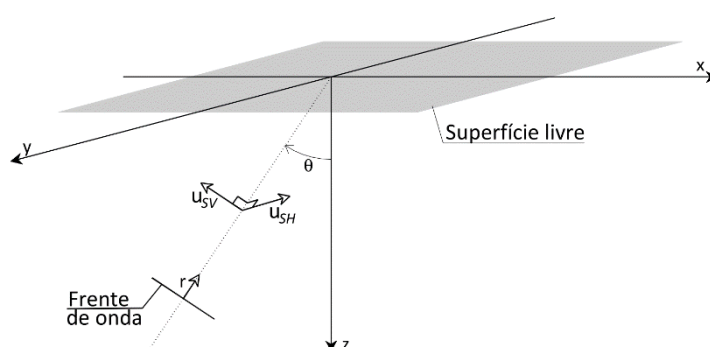


Figura 2.4- Componentes do deslocamento induzido pelas ondas S (adaptado de [5]).

Num meio homogéneo e isotrópico a velocidade de propagação destas ondas é apenas dependente da massa volúmica e das propriedades elásticas (módulo de distorção) do meio, sendo obtida através da expressão (2.4 [6]):

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

Como ambos os tipos de ondas P e S dependem apenas das mesmas características, as suas velocidades são relacionáveis:

$$\frac{c_s}{c_p} = \sqrt{\frac{(1 - 2\nu)}{(2 - 2\nu)}} \quad (2.5)$$

Pelo facto de nenhum dos dois tipos de ondas, P e S, apresentarem dependência entre a velocidade de propagação e a frequência de excitação, dependendo apenas, das propriedades elásticas e da massa volumica do material onde se propagam, estas designam-se por ondas não dispersivas [7].

2.1.2. ONDAS SUPERFICIAIS

As ondas superficiais são as ondas que se propagam apenas à superfície do terreno. As únicas ondas superficiais que penetram em profundidade são as que apresentam maior comprimento de onda. As ondas superficiais com pequenos comprimentos de onda, apesar de apresentarem velocidades de fase superiores, não penetram em profundidade [8].

As ondas deste tipo, com maior interesse no desenvolvimento do presente trabalho são as ondas de Rayleigh, designadas por R. Estas ondas, como já foi mencionado, propagam-se apenas à superfície do meio onde se encontram e são o resultado da interação entre as ondas P e SV com a superfície livre. Este tipo de ondas induz deformações volumétrica e distorcionais. Traduzidas por movimentos elíticos circunscritos em planos normais à superfície livre do maciço e sempre paralelos à direção de propagação da onda. Pode ainda afirmar-se que a componente vertical do deslocamento é superior à componente horizontal [7], constatando-se este fenómeno na Figura 2.5.

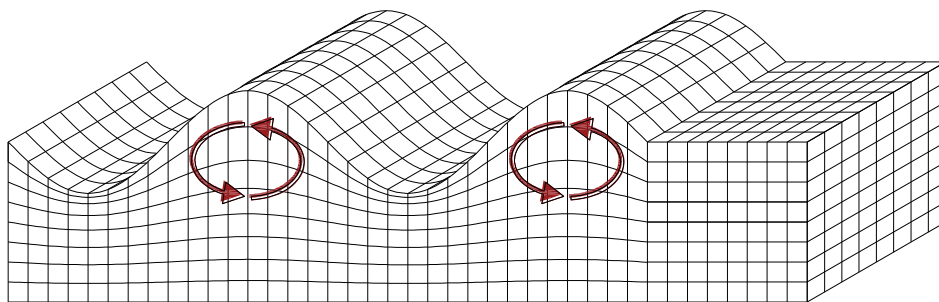


Figura 2.5 - Movimento das partículas induzido pela propagação das Ondas de Rayleigh

A velocidade de propagação destas ondas é ligeiramente inferior à velocidade de propagação das ondas S.

Sempre que a zona onde as ondas se propagam apresentar uma dimensão reduzida, quando comparada com o comprimento de onda das ondas S, as ondas mais energéticas e que dão aso a maior dano à superfície são as ondas R. Caso contrário são as ondas volúmicas as mais energéticas.

Para um meio homogêneo e semi-indefinido a velocidade de propagação das ondas de Rayleigh é obtida, de forma aproximada, pela expressão (2.6) [9]:

$$C_R \approx \frac{0.862 + 1.14\nu}{1 + \nu} \quad (2.6)$$

As ondas R apresentam caráter não dispersivo em meios semi-indefinidos e homogêneos, isto é, a velocidade de propagação das ondas R não depende da frequência de excitação, como está bem patente na expressão (2.6). Por outro lado, quando estas se propagam num meio estratificado, apresentam um comportamento dispersivo, ou seja, a velocidade de excitação será função da frequência de excitação. Este comportamento será aprofundado mais à frente.

O outro tipo de ondas que se inserem no grupo das ondas superficiais são as ondas *Love* (L). O aspeto mais importante e diferenciador deste tipo de ondas é o facto de estas só surgirem em maciços estratificados. Isto deve-se simplesmente ao facto do seu aparecimento resultar da existência de interfaces entre os estratos. A evidência destas interfaces será tanto maior, quanto mais distintas forem as características mecânicas dos meios confrontantes. Para que se desenvolvam ondas L é condição obrigatória a velocidade de propagação das ondas S no estrato superior ser inferior à manifestada no estrato inferior [5].

Estas ondas são geradas devido às múltiplas reflexões das ondas SH na superfície livre do meio e na interface entre os estratos. Quando o ângulo de incidência das ondas na interface é superior ao ângulo crítico do meio, acontece a reflexão total da onda e a energia não passa para o estrato inferior. Sendo que posteriormente a onda é refletiva na superfície livre, refletida novamente em profundidade e assim sucessivamente. Estas reflexões fazem com que a energia não se dissipe em profundidade e se mantenha no estrato superior, evidenciando-se deste modo o seu caráter superficial.

Como é possível constatar na Figura 2.6 o movimento das partículas sujeitas a este fenómeno, é um movimento normal ao plano de propagação da onda. As deformações a que o maciço está sujeito são apenas deformações distorcionais e o movimento dá-se paralelamente à superfície livre [8].

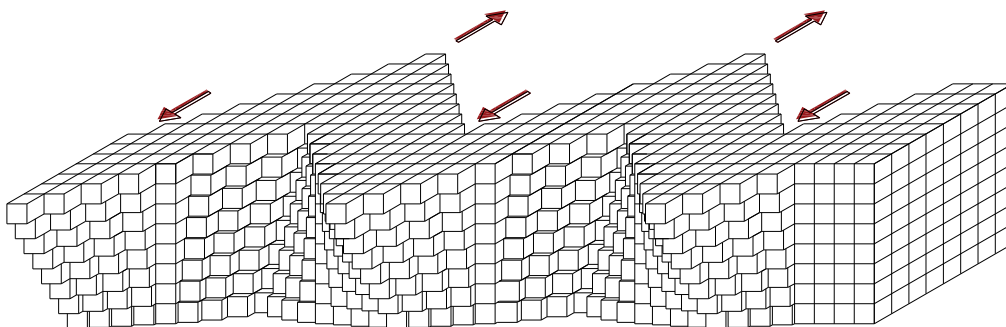


Figura 2.6 - Movimento das partículas induzido pela propagação das Ondas Love.

As velocidades de propagação destas ondas dependem de dois fatores essenciais, a frequência de excitação a que o meio está sujeito e do grau de penetração da onda em profundidade. Isto deve-se ao facto de os meios estratificados apresentarem um comportamento dispersivo.

Quando na presença de um meio estratificado, é muito importante reter o facto de se gerarem diferentes modos de propagação das ondas e não apenas um como acontecia nos meios homogêneos e semi-indefinidos.

2.2. REFLEXÃO E REFRAÇÃO DE ONDAS

2.2.1. NA SUPERFÍCIE LIVRE

2.2.1.1. Ondas P e SV

O fenómeno de reflexão acontece quando uma onda incide numa superfície e toda a energia incidente é refletida para o mesmo meio, ou seja, existe uma total conservação de energia no meio. Quando uma onda P incide numa superfície livre e o ângulo de incidência está compreendido entre a normal à superfície livre e ela mesma, a energia refletida é dividida entre a reflexão de uma onda P e uma onda SV. Assim sendo, existe um acoplamento entre estas ondas junto da superfície livre [5]. O fenómeno de reflexão em causa encontra-se esquematizado na Figura 2.7.

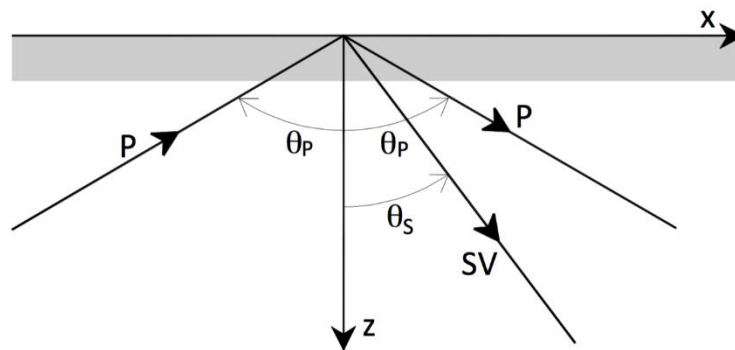


Figura 2.7 - Reflexão de ondas P na superfície livre de um maciço semi-indefinido (adaptado de [5]).

Quando a onda P incide na superfície livre com um ângulo de incidência θ_p , a onda é totalmente refletida sob a forma de uma onda P com um ângulo de reflexão igual ao de incidência, e uma onda SV com um ângulo de reflexão θ_s .

Pela lei de Snell, os ângulos de incidência da onda P e de reflexão da onda SV são relacionáveis[5]:

$$\frac{\sin \theta_p}{\sin \theta_s} = \frac{C_p}{C_s} \quad (2.7)$$

Quando uma onda P incide numa superfície e se verifica a igualdade:

$$\sin 2\theta_p \sin 2\theta_s = \kappa^2 (\cos 2\theta_s)^2 \quad (2.8)$$

Apenas são refletidas ondas SV, em que a variável κ representa constante do material. Este fenómeno é conhecido como *mode conversion*[10].

Para o caso da interação das ondas SV com a superfície livre, acontece um fenómeno semelhante, que pode ser dividido em dois casos, dependendo da amplitude do ângulo de incidência da onda na fronteira livre, como representado na Figura 2.8.

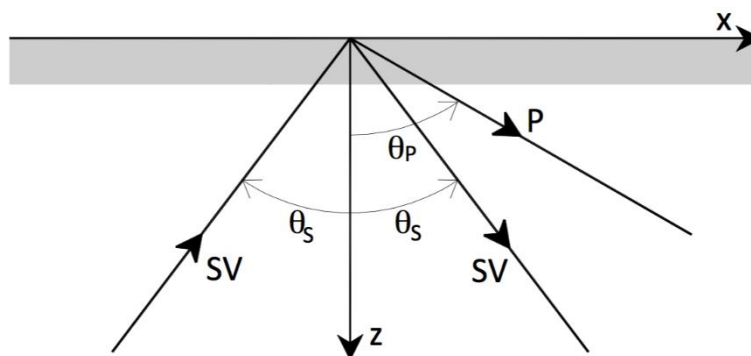


Figura 2.8 - Reflexão de ondas SV na superfície livre de um maciço semi-indefinido (adaptado de [5]).

Para o primeiro caso, a onda SV incide na superfície livre do maciço com um ângulo de incidência θ_p . Para que aconteça a reflexão de duas ondas, uma SV e uma P, o ângulo de incidência tem de respeitar a condição (2.9):

$$\theta_s < \theta_c \quad (2.9)$$

O valor θ_c representa o ângulo crítico, definido pelo ângulo da onda P refletida, θ_p , que tem de respeitar a igualdade (2.10):

$$\theta_p \leq \frac{\pi}{2} \quad (2.10)$$

O ângulo de reflexão da onda SV é θ_s e igual ao de incidência.

Na situação em que a igualdade (2.10) não se verifica passa-se para o segundo caso, em que apenas é refletida a onda SV [5], tal como se observa na Figura 2.9.

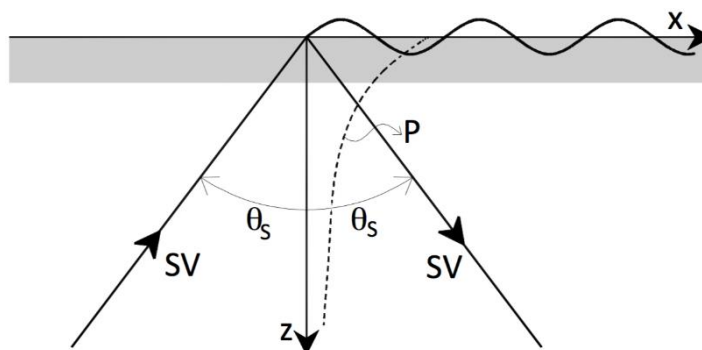


Figura 2.9 - Reflexão de ondas SV na superfície livre para ângulos de incidência superiores a θ_c (adaptado de [5]).

A parte da energia que é refletida pela onda P, caso esta exista, é absorvida por uma onda superficial com decaimento exponencial em profundidade. O decaimento deve-se ao facto do ângulo, que a onda P faz com a superfície livre, ser uma entidade complexa, fazendo com que apareça a parte exponencial. Estas ondas superficiais aqui descritas são as ondas de *Rayleigh*.

2.2.1.2. Ondas SH

As ondas SH induzem um movimento das partículas que é paralelo à superfície livre e que apresenta apenas componente normal ao plano de propagação [10].

Para este tipo de ondas concluiu-se, pela condição de nulidade do divergente da função potencial, que as amplitudes incidentes e refletidas apresentam as relações:

$$A_1^i = -A_2^i \quad (2.11)$$

$$A_1^r = -A_2^r \quad (2.12)$$

Estas igualdades levam a que toda a energia incidente na superfície livre seja refletida, que não dependa das características mecânicas do meio onde se propaga e ainda que sejam totalmente independentes do ângulo de incidência. Ou seja, a energia incidente é refletida com a mesma amplitude, mas com uma diferença de fase em relação à onda incidente de π radianos[5].

2.2.2. EM INTERFACES COM CONTRASTE DE RIGIDEZ

Nas interfaces entre dois meios, cada um deles com diferente rigidez, acontecem dois fenômenos: a reflexão e a refração das ondas. Nessa interface as ondas refletidas e refratadas têm de satisfazer duas condições de continuidade: continuidade de tensões e de deslocamentos. Pode esperar-se que por cada onda incidente hajam duas ondas refletidas e duas ondas refratadas [10].

A refração acontece quando uma onda incide numa interface entre dois materiais com características mecânicas distintas, em que parte da energia incidente passa para o outro meio, com mudança na direção de propagação da onda. A mudança de direção da onda, ao passar para o outro meio, deve-se à diferente velocidade de propagação das ondas em cada um dos meios. Por sua vez, a diferença das velocidades de propagação das ondas é devida às diferentes propriedades mecânicas que constituem cada um dos meios. O ângulo que a onda faz com a interface só será o mesmo no outro meio, caso o ângulo de incidência seja perpendicular à descontinuidade.

Normalmente nas interfaces acontecem os dois fenômenos a reflexão de parte da onda para o mesmo meio e a refração da energia remanescente que não fora refletida para o meio confrontante.

Segundo Achenbach [10], a amplitude e o ângulo de propagação das ondas refletidas e refratadas dependem apenas do ângulo de incidência destas e das propriedades mecânicas dos dois meios, tal como já foi anteriormente concluído.

Quando uma onda P incide numa interface dá-se a sua reflexão sob a forma de uma onda P e uma SV e ao mesmo tempo a sua refração para o meio confrontante sob a forma de uma onda P e uma SV, este fenómeno encontra-se representado na Figura 2.10. O rácio das amplitudes é independente do comprimento de onda da onda incidente, depende apenas do ângulo de incidência θ_p .

Caso seja uma onda SV a incidente, ocorre reflexão e refração das ondas P e SV.

Dado que o movimento que as ondas SH induzem é perpendicular às interfaces, não ocorre acoplamento, levando a que uma onda incidente SH origine uma onda SH refletida e refratada.

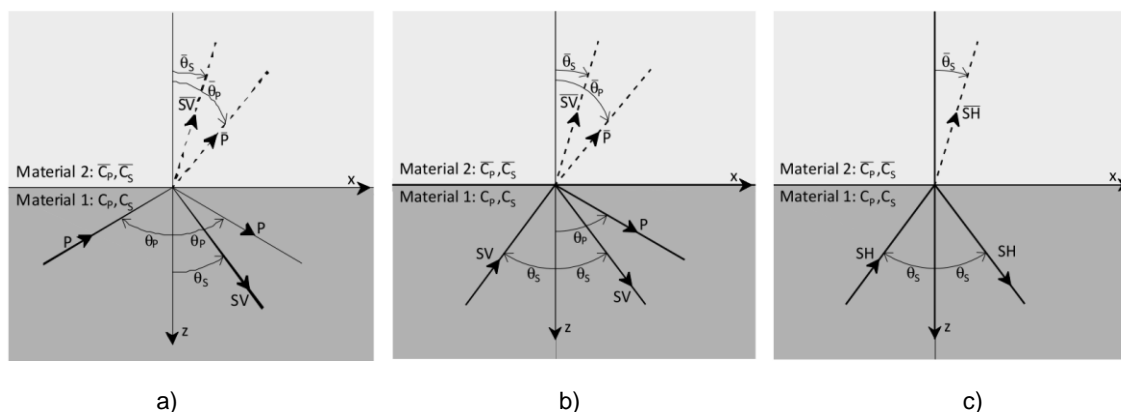


Figura 2.10 - Reflexão e refração de ondas em interfaces: a) incidência de ondas P; b) incidência de ondas SV; c) incidência de ondas SH [11].

2.3. DISPERSÃO E ATENUAÇÃO DE ONDAS

Após a geração de uma onda, ela propaga-se em todas as direções. À medida que a onda se afasta do local onde foi emitida a configuração da onda é alterada, este fenómeno designa-se por dispersão. Já o amortecimento acontece quando se dá a atenuação da amplitude da onda com o aumento da distância ao ponto de origem. Como se verá em seguida existem dois tipos de amortecimento: o amortecimento geométrico, que está relacionado com a dissipação de energia sob um maior volume e o amortecimento material, que é devido ao amortecimento do material que resulta da dissipação energética durante o processo de deformação.

2.3.1. DISPERSÃO

Uma onda define-se como dispersiva se a sua velocidade de fase depender do número de onda (ou frequência, já que a velocidade de propagação estabelece a relação entre estas duas grandezas). De forma análoga, se a sua velocidade de fase não depender do seu número de onda, ela é designada como não dispersiva.

Como foi visto anteriormente as ondas P e S dependem apenas das propriedades do material onde se propagam, e como essas propriedades são independentes do número de onda, estas ondas são designadas por ondas não dispersivas quando propagadas em meios elásticos contínuos.

Pelo mesmo motivo, como C_R não depende do número de onda, também as ondas de Rayleigh são consideradas ondas não dispersivas, quando se propagam num meio semi-indefinido e homogéneo.

Quando o meio onde as ondas se propagam é um meio estratificado, o que corresponde inequivocamente à realidade geotécnica, origina-se a propagação de ondas superficiais, *Rayleigh* e *Love*, que por terem uma dependência entre a frequência de excitação e a sua velocidade de fase são designadas como ondas dispersivas.

A alteração da onda com a crescente distância entre o seu ponto de geração e o ponto de receção é muito significativa, dependendo se o meio é ou não dispersivo. Este fenómeno deve-se ao facto de determinadas componentes da onda se propagarem a velocidades diferentes, pela sua associação a frequências distintas.

Na Figura 2.11 podem ser observadas duas curvas, uma curva associada a uma onda não dispersiva, que tem um comportamento linear, e a outra que representa uma onda dispersiva, que deixa de ter um comportamento linear, pois existe dependência entre a frequência e o número de onda.

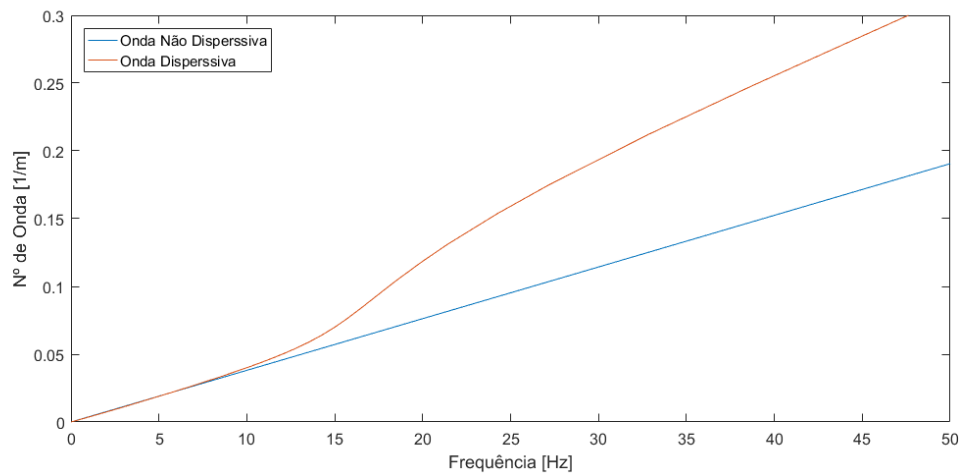


Figura 2.11 - Representação das curvas de dispersão de uma onda designada como dispersiva e uma onda não dispersiva.

2.3.2. AMORTECIMENTO POR RADIAÇÃO

O amortecimento por radiação, ou geométrico, adquire esta nomenclatura pois segue a geometria da frente de onda. À medida que a onda se afasta progressivamente do local onde foi gerada aumenta o volume de material envolvente com que interatua, tendo como consequência um espalhamento da energia à medida que a onda se afasta da origem. A energia não sai para fora do sistema, apenas acontece o seu espalhamento, levando a que haja menos energia por unidade de volume. Esta diminuição de energia por unidade de volume faz com que ocorra uma diminuição da amplitude da onda com o aumento da distância à origem.

Este tipo de amortecimento, em ondas geradas a partir de uma força pontual, segue a lei fundamental que relaciona a atenuação da amplitude com a distância à fonte, que corresponde à expressão (2.13):

$$A \sim r^{-0.5} \quad (2.13)$$

Auersch and Said [12] levaram a cabo um estudo onde fizeram a medição das amplitudes das vibrações devidas à passagem de comboios de passageiros a diferentes distâncias, em diferentes locais e com diferentes velocidades de propagação das ondas. Conseguiram mostrar experimentalmente que a atenuação em função da distância é bem discretizada pela função de potência, representada pela expressão (2.14).

$$A \sim r^{-q} \quad (2.14)$$

O valor A representa a atenuação, r a distância à origem e o valor q o coeficiente em estudo. Concluíram que o coeficiente q, associado ao tráfego ferroviário, variou, naquele caso, entre 0.5 e 1.1.

Foi possível ainda no mesmo estudo constatar que solos moles levam a deslocamentos com maiores amplitudes, mas também conduzem a um valor maior de amortecimento geométrico. Solos argilosos concedam maior atenuação que solos arenosos e os solos que apresentam maior atenuação são os solos orgânicos.

Este tipo de amortecimento também depende da geometria da frente de onda, por isso entenda-se a dimensão em que se propaga, uma, duas ou três dimensões.

As ondas de Rayleigh só se propagam paralelamente à superfície, adquirindo a frente de onda um caráter bidimensional. Assim exclui-se a possibilidade de espalhamento da energia da onda, que leva a que o

amortecimento geométrico seja nulo para as ondas superficiais com uma frente de onda plana, como se pode verificar na Figura 2.12.

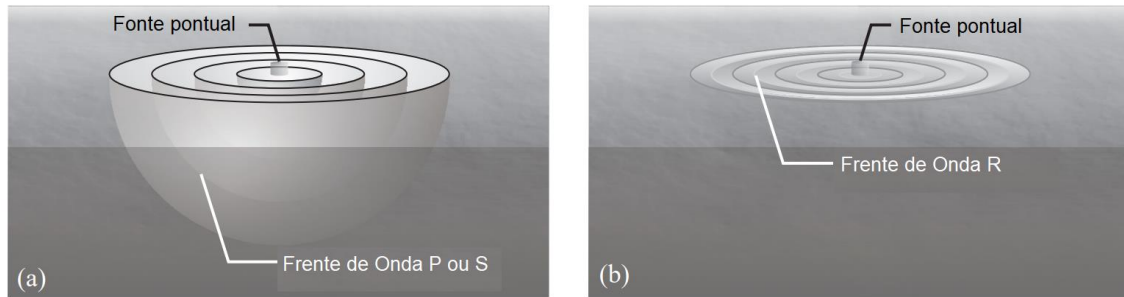


Figura 2.12 - Amortecimento geométrico de ondas em maciços semi-indefinidos e homogêneos: a) Ondas P e S; b) Ondas de Rayleigh (adaptado de [13]).

2.3.3. AMORTECIMENTO MATERIAL

O amortecimento material é fisicamente explicado através da transformação de energia mecânica em energia térmica, calor ou qualquer outra transferência energética. Ou seja, quando uma onda se propaga ocorre dissipação de parte da energia por ela transportada para fora do sistema mecânico. O amortecimento natural dos materiais está relacionado com a fricção entre partículas e a colisão molecular. Em suma, está relacionado com o movimento dos pontos materiais devido à propagação da onda [6].

Para solos granulares, em que o carregamento a que está sujeito esteja abaixo dos 20% da sua capacidade resistente total, usa-se o valor de 0.03 para o amortecimento desse solo, pois por mais pequenas que sejam as deformações existe sempre dissipação energética [14].

O modelo utilizado para se ter em conta o amortecimento material foi o modelo de Kelvin-Voigt. Este modelo tem em conta o amortecimento material pelo uso de uma mola e um amortecedor em paralelo. A mola representa a parte elástica e o amortecedor a energia dissipada pelo amortecimento material.

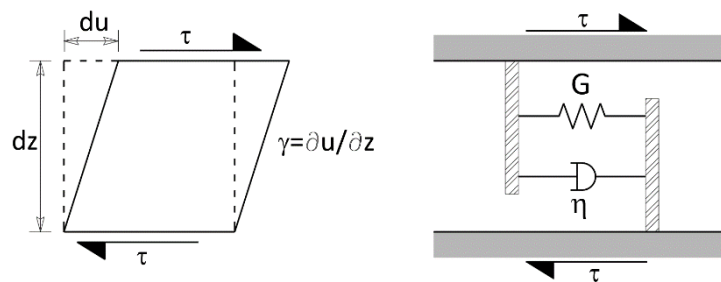


Figura 2.13- Modelo de Kelvin-Voigt (adaptado de [5]).

A forma de descrever este amortecimento, também conhecido por amortecimento viscoso, é através da consideração do módulo de distorção como um número complexo, G^* [6, 12]:

$$G^* = G + i\eta\omega \quad (2.15)$$

Sendo que G é o módulo de distorção, η é o coeficiente de viscosidade e ω é a frequência da solitação.

Como a evidência experimental mostrou que o amortecimento nos solos se deve essencialmente à fricção no contacto inter-partículas, concluiu-se que o amortecimento nos solos tem uma natureza histerética

[5]. Por esse motivo o amortecimento considerado na presente dissertação foi o amortecimento histerético. Este amortecimento pode ser considerado através da utilização de parâmetros de rigidez complexos, em que a parte imaginária é constante, tal como se pode verificar na expressão (2.16).

$$G^* = G + iG_i = G(1 + 2i\xi) \quad (2.16)$$

Em que ξ é o coeficiente de amortecimento histerético, coeficiente este que é relacionável com a viscosidade do meio através da expressão (2.17)

$$\xi = \frac{\eta\omega}{2G} \quad (2.17)$$

Em que ω é a frequência de excitação e a variável η o coeficiente de viscosidade.

2.4. MECANISMOS DE EXCITAÇÃO

A passagem de comboios origina a propagação de ondas no terreno. Estas ondas podem ter diversas origens, pois estão associados ao tráfego diversos mecanismos de excitação. Os mecanismos de excitação podem estar somente relacionados com o material circulante, ou então, associados à interação entre o veículo circulante e a via férrea.

Os mecanismos de excitação que solicitam as vias férreas segundo a norma ISO 14837-1, relativa a vibrações mecânicas geradas nos sistemas ferroviários [15], são os seguintes:

- a) Excitações quasi-estáticas devidas às cargas móveis, em que essas cargas correspondem à distribuição das cargas do comboio pelos seus eixos;
- b) Excitação causada pelas irregularidades existentes entre a roda e o carril. Essas irregularidades estão relacionadas com algumas imperfeições geométricas que possam existir na superfície do carril, devidas a defeitos de fabrico ou ao desgaste. Este mecanismo será tanto mais importante, quanto mais tempo de serviço os elementos tiverem;
- c) Excitação paramétrica. Esta excitação existe quando o carril é apoiado pontualmente, como quando se usam travessas para o fixar à via, e à medida que as cargas se deslocam sobre este percebem a variação de rigidez;
- d) Irregularidades adicionais roda/carril. Estas irregularidades tem uma origem diferente das enunciadas na alínea b), e aparecem em determinadas circunstâncias, consequentes da exploração da via. Um dos defeitos associados a este mecanismo são as rodas quadradas. Quando um comboio freia sobre o carril, principalmente quando os vagões estão vazios, o sistema de frenagem bloqueia as rodas, estas como não rodam, deslizam simplesmente sobre o carril, levando ao desgaste da roda e à formação de superfícies planas, que originam as designadas rodas quadradas;
- e) Descontinuidades da via. Existentes, por exemplo nos aparelhos que auxiliam a mudança de via e nas juntas do carril. Pode também acontecer, essencialmente no caso das vias balastradas, uma das travessas ficar suspensa por falta de apoio, o que leva à maior flexão do carril, devido à variação de rigidez longitudinal. Estas descontinuidades originam forças de impacto;
- f) Suspensão do veículo defeituosa;
- g) Variações das propriedades mecânicas do carril;
- h) Forças laterais, essencialmente devidas às forças exercidas sobre o carril para guiar o comboio;
- i) Condições associadas à condução do veículo, tais como arranques e frenagens;

j) Condições ambientais extremas.

Normalmente a consideração dos mecanismos de excitação na modelação do sistema é tida em conta não de forma individualizada, para cada um dos dez mecanismos, mas sim agrupando-os. Dependendo dos autores em questão e da altura em que os seus trabalhos de investigação foram desenvolvidos, dividem-nos em diferentes mecanismos de excitação. O mecanismo de excitação clássico, e também o mais estudado de todos é o mecanismo quasi-estático, que está relacionado com o movimento das cargas correspondentes aos eixos do material circulante que simula [16-19]. O movimento das cargas ao longo da via induz diferentes estados de tensão e deformação, que acompanham a posição da carga no espaço e no tempo. Este mecanismo é dominante para baixas frequências e numa área próxima da via [18], exceto quando se forma o cone de Mach, ou seja, quando a velocidade de circulação das cargas se aproxima da velocidade de propagação das ondas no meio.

Segundo Jones and Block [17] o mecanismo de excitação dinâmica surge devido à existência de irregularidades no perfil da via que aceleram as massa não amortecidas num movimento vertical oscilatório. Esta definição é mais ao menos transversal a outros autores [16, 18, 19], que para além das massas não amortecidas incluem neste mecanismo de excitação várias fontes de forças dinâmicas, tais como imperfeições nas rodas do comboio, variação das propriedades mecânicas do carril e as irregularidades nos contactos roda-carril. Existem diversos modelos para representar a interação dinâmica entre o comboio e o carril, dos quais se destaca o modelo usado por Costa, et al. [16]. A grande vantagem deste modelo é a possibilidade de desacoplar os dois meios principais, via-macizo e veiculo-via, permitindo que se façam análises separadas. Admite ainda, caso se pretenda o estudo de apenas um dos meios, a possibilidade de simular apenas parte do problema. O fluxograma de cálculo está representado na Figura 2.14.

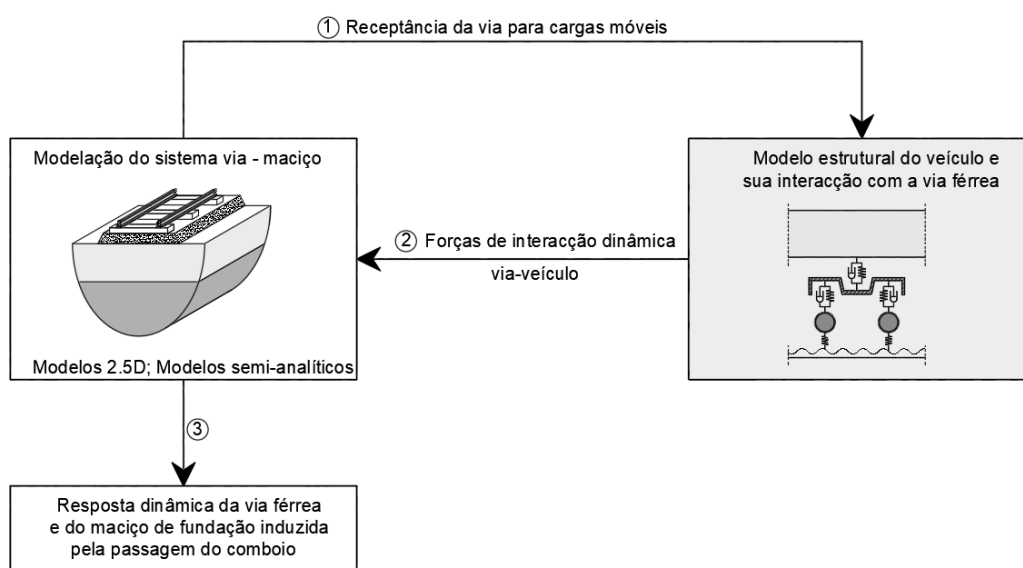


Figura 2.14 - Fluxograma de análise do modelo de interação (adaptado de [5]).

Neste modelo, apenas se considera o contributo das ações dinâmicas na direção vertical.

Outro mecanismo de excitação, comumente mencionado em diversos trabalhos, é o mecanismo de excitação paramétrica. Esta excitação diz-se paramétrica porque depende essencialmente de um parâmetro, que é a distância entre as travessas. Como estas se encontram espaçadas de igual forma, esta

excitação acaba por ser essencialmente harmónica, para uma velocidade de circulação constante. Sendo que, o máximo deslocamento acontece exatamente ao meio do espaçamento entre duas travessas sucessivas. O aparecimento desta força dinâmica surge nos carris com apoios discretos, pois existe uma variação de rigidez ao longo do carril [18]. É muito importante perceber que os efeitos dinâmicos terão tanto maior participação na resposta dinâmica, quanto maior for a velocidade de circulação dos veículos ferroviários [20].

O esforço computacional exigido pela consideração dos mecanismos de excitação para além do quasi-estático é considerável. Visto que para baixas frequências o mecanismo dominante é o quasi-estático, apenas este será considerado, pois o incremento de precisão pela consideração das ações dinâmicas não justificaria neste caso o esforço computacional adicional.

3

MODELAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA DO SISTEMA VIA- ATERRO-MACIÇO

3.1. MÉTODO DOS INTEGRAIS TRANSFORMADOS

3.1.1. INTRODUÇÃO AO MÉTODO

O método dos Integrais Transformados (MIT) apresenta diversas vantagens, que fazem dele um método muito apelativo para a análise dinâmica de sistemas lineares. Este método, tira partido da aplicação de transformadas para outros domínios, onde as operações matemáticas realizadas são simplificadas o que acaba por se traduzir numa das suas principais vantagens, dispensando-se a necessidade de resolver complexas transformadas inversas para se apresentar os resultados no domínio inicial. Outra vantagem do MIT é permitir ao utilizador ter o controlo do erro computacional pela adoção do processo de integração [21]. Para além disso, a integração numérica no processo de transformação do domínio possibilita uma otimização do tempo de cálculo e do esforço computacional.

No caso de sistemas lineares e invariantes este método, por recorrer às transformações do domínio, necessita apenas que uma parte do problema seja modulado, através da discretização da secção transversal, sem que se perca informação essencial. Pelo seu carácter físico e intuitivo, permite uma maior compreensão de todo o processo de cálculo por parte do utilizador, que se traduz numa maior confiança nos resultados obtidos [22].

Quando num problema se considera invariância segundo duas das direções, por forma a reduzir a complexidade de cálculo e a dimensão da secção transversal a ser discretizada, existem algumas restrições na aplicabilidade do MIT. Algumas dessas prendem-se com o facto de não se considerarem efeitos não lineares e heterogeneidades, a geometria do maciço ser condicionada pela perfeita horizontalidade dos estratos e a dificuldade de considerar algumas condições iniciais [5]. A perfeita horizontalidade dos estratos pode ser contornada, como por exemplo, através da discretização dos elementos, o que acaba por implicar uma redução na eficiência de cálculo.

Apesar destas restrições, este método continua a ser muito vantajoso.

O conceito base do método está no facto de se poder conhecer uma resposta que varia no tempo, obtida a partir da sobreposição de várias funções com propriedades bem conhecidas, tais como as sinusoidais [22].

A transformação do domínio é feita recorrendo à transformada de Fourier, em que se transforma o domínio do espaço no domínio do número de onda, $x \rightarrow k$, e o domínio do tempo no domínio da frequência, $t \rightarrow \omega$.

É importante lembrar alguns conceitos básicos para se entender melhor todo este processo. A frequência (f) de uma dada onda está relacionada com o número de oscilações que um determinado ponto executa por unidade de tempo. O período (T) é o tempo que um ponto que parte de uma dada posição demora a passar por todas as posições até voltar à posição inicial. A frequência (f) é o inverso do período. O comprimento de onda (λ) é caracterizado pela distância entre dois pontos que apresentam a mesma posição na onda no espaço. O número de onda (k_1) é o inverso do comprimento de onda.

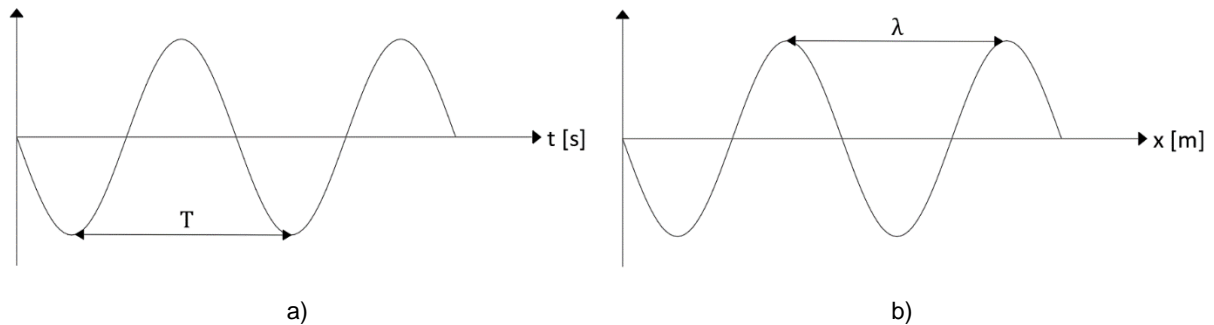


Figura 3.1- Representação esquemática de: a) uma onda harmônica no domínio do tempo; b) uma onda harmônica no domínio do espaço.

A vantagem de proceder a uma transformação do domínio do espaço para o domínio do número de onda é fisicamente perceptível. Enquanto que no domínio do espaço a posição de um dado ponto depende da posição do ponto que o antecede, no domínio do número de onda apenas o valor de k é capaz de discretizar o comportamento de uma função harmônica. Tendo em conta que qualquer sinal pode ser representado como a sobreposição de múltiplas ondas harmônicas. É possível calcular cada uma das amplitudes complexas das ondas associadas a cada um dos harmônicos, pois são independentes entre si. O uso do algoritmo numérico FFT (*Fast Fourier Transform*), implementado no programa MATLAB, é essencial para aumentar a eficiência e simplicidade do cálculo.

De forma semelhante, é possível entender que no domínio do tempo o instante t depende do instante imediatamente anterior. Com a transformação para o domínio da frequência, o cálculo de cada onda harmônica que constituirá a resposta é totalmente independente, o que permite o cálculo de todas as amplitudes complexas ondas complexas para descrever o sinal pretendido.

Quando são conhecidas todas as amplitudes complexas dos harmônicos que constituem o sinal, recorrendo à IFFT (*Inverse Fast Fourier Transform*), que é outro algoritmo numérico implementado no programa MATLAB, é possível passar do domínio transformado, número de onda e frequência, para o domínio do tempo e espaço.

Existem diversas transformadas que poderão ser usadas no processo de transformação dos domínios, mas pelas suas características e pelo tipo de problema linear e invariante a desenvolver no presente trabalho, utilizou-se a transformada de Fourier.

3.1.2. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

3.1.2.1. Oscilador com um Grau de Liberdade (1 G.L.)

O sistema dinâmico com 1 G. L. é um sistema bastante simples, que permite uma melhor compreensão sobre alguns dos aspetos que serão posteriormente usados e aplicados em contextos mais complexos.

Na Figura 3.2 está esquematicamente representado um sistema com um grau de liberdade.

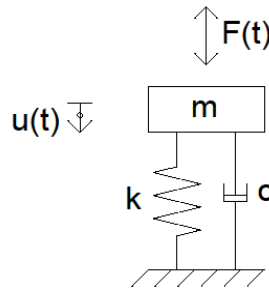


Figura 3.2- Representação esquemática do oscilador com 1 G. L.

A resposta dinâmica do sistema devida a um impulso $F(t)$ que varia no tempo é traduzida pelo deslocamento (u) da massa (m) ao longo do tempo. A massa está ligada à base do sistema por uma associação em paralelo de uma mola, que traduz a rigidez do sistema (k) e um amortecedor que representa o amortecimento (c).

É importante relembrar que existem dois modelos para representar o amortecimento interno de um sistema, o amortecimento viscoso e o amortecimento histerético. O amortecimento histerético não depende significativamente da frequência de oscilação do sistema, pois o material ao deformar-se absorve e dissipa energia. Essa dissipação energética deve-se ao facto de existir atrito entre as partículas que constituem o material. O amortecimento viscoso está relacionado com o facto da natureza do amortecimento ser viscosa, quer isto dizer que a força viscosa é proporcional à velocidade de oscilação do sistema.

O amortecimento pode ser expresso sob a forma de um coeficiente de amortecimento (ξ), este coeficiente traduz a razão entre o amortecimento e o amortecimento crítico do sistema. A expressão (3.1) representa o amortecimento crítico:

$$c_{cr} = 2\sqrt{km} \quad (3.1)$$

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad (3.2)$$

Diferentes coeficientes de amortecimento podem levar a diferentes respostas por parte do sistema.

Se $\xi > 1$, estamos perante o caso em que o amortecimento é superior ao crítico, para este caso a massa não chega a oscilar e o deslocamento da massa em função do tempo tende gradualmente para zero (que corresponde à posição estática) sem que ocorra movimento oscilatório;

Se $\xi = 1$, o amortecimento do sistema é igual ao amortecimento crítico. O sistema não entra em oscilação e o deslocamento da massa em função do tempo tende mais lentamente para a posição inicial do que no caso anterior. Este valor de amortecimento distingue os valores para os quais a massa oscila daqueles em que a massa entra em oscilação.

Se $\xi < 1$, o amortecimento do sistema é inferior ao crítico. Isto quer dizer que a massa entra em oscilação e o deslocamento em função do tempo tenderá para zero mais lentamente quanto menor for o valor do coeficiente de amortecimento.

Substituindo a expressão (3.1 na expressão (3.2, obtém-se:

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (3.3)$$

A equação fundamental dinâmica que descreve o movimento de oscilador com um grau de liberdade ao longo do tempo é a seguinte:

$$ku(t) + c\dot{u}(t) + m\ddot{u}(t) = F(t) \quad (3.4)$$

Em que $F(t)$ representa a solitação a que o oscilador está sujeito em função do tempo.

$$F(t) = Be^{i\Omega t} \quad (3.5)$$

A frequência da solitação está representada na expressão pela letra grega Ω . B representa a amplitude da solitação que é aplicada.

Para que se possa resolver a equação fundamental, considera-se que a resposta do oscilador é do tipo:

$$u(t) = Ae^{i\Omega t} \quad (3.6)$$

Derivando-se a equação (3.6:

$$\dot{u}(t) = i\Omega Ae^{i\Omega t} \quad (3.7)$$

$$\ddot{u}(t) = -\Omega^2 Ae^{i\Omega t} \quad (3.8)$$

Substituindo-se (3.5 à (3.8 na equação fundamental (3.4 e após algumas simplificações é possível demonstrar:

$$(k + i\Omega c - \Omega^2 m)Ae^{i\Omega t} = Be^{i\Omega t} \quad (3.9)$$

E que:

$$A = \frac{B}{k + i\Omega c - \Omega^2 m} \quad (3.10)$$

Substituindo a expressão (3.10 na equação (3.6 obtém-se:

$$u(t) = \frac{B}{k + i\Omega c - \Omega^2 m} e^{i\Omega t} \quad (3.11)$$

A solitação no domínio transformado está explícita na expressão (3.12:

$$F(\Omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} F(t) e^{i\Omega t} dt \quad (3.12)$$

A transformação do domínio do tempo para o domínio da frequência da equação (3.11, tendo em consideração também a transformação de domínio da solitação, que corresponde à expressão (3.12 obtém-se:

$$u(\Omega) = \frac{1}{k + i\Omega c - \Omega^2 m} F(\Omega) \quad (3.13)$$

É possível, desta forma, dividir a resposta em duas partes, como se pode ver na expressão (3.13. Numa parcela que depende apenas das características do sistema (normalmente designada por função de transferência) e na parcela que depende apenas da solitação.

Para se obter a resposta dinâmica do sistema representado ao longo do tempo, recorre-se a uma operação de transformação do domínio do tempo para o domínio da frequência. A resposta global, como já foi explicado anteriormente, é primeiramente obtida pelo cálculo da resposta individual associada a cada uma das frequências, que são independentes entre si. Após isto recorre-se à transformada inversa para se passar do domínio da frequência para o domínio do tempo, sendo que é este o domínio de interesse para a análise do comportamento do sistema ao longo do tempo $u(t)$.

Propõe-se agora o estudo da resposta dinâmica do sistema representado na Figura 3.2, com as características representadas no Quadro 3.1.

Quadro 3.1- Características do oscilador de 1 G. L..

Propriedade:	Unidades de medida:	
Massa (m)	2.5	[t]
Rigidez (k)	10000	[kN/m]
Coefficiente de amortecimento (ξ)	0.05	[]

A força solicitante, utilizada para este exemplo, foi impulso de Ricker. O impulso de Ricker no domínio do tempo é traduzido pela expressão (3.14):

$$F(t) = \left(2\pi \left(\frac{t - t_s}{t_d}\right) - 1\right) e^{-\left(\pi \left(\frac{t - t_s}{t_d}\right)\right)^2} \quad (3.14)$$

Os valores t_s e t_d representam o desfasamento face ao instante inicial em que ocorre o impulso e o tempo de duração do impulso, respetivamente.

Na Figura 3.3 encontra-se representado o impulso de Ricker para o qual foram considerados os valores de $t_s=0.25$ e $t_d=0.1$.

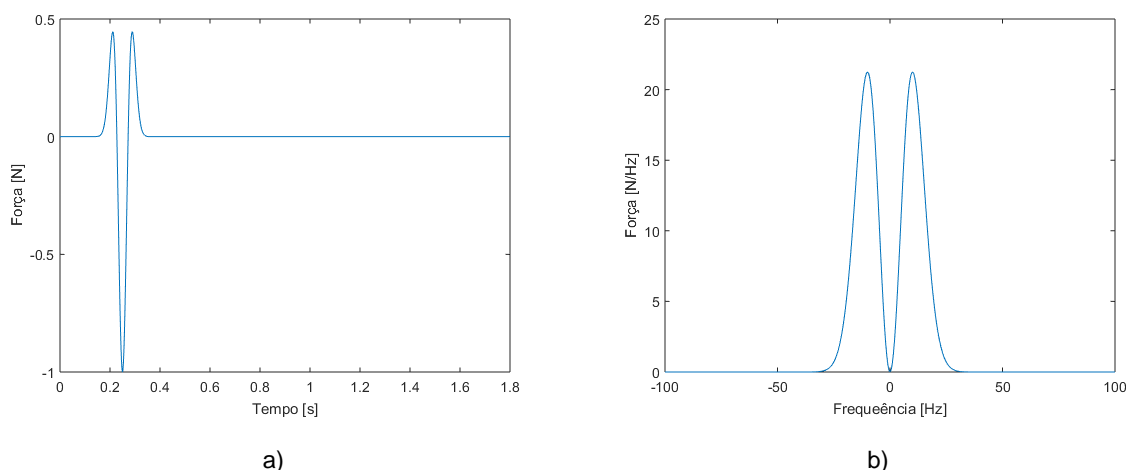


Figura 3.3 - Impulso de Ricker: a) Registo no domínio do tempo; b) Conteúdo em frequência.

A equação (3.13) foi programada no MATLAB. Através dela foi obtida a função de transferência do sistema. Multiplicou-se a função de transferência pela função solicitante, no domínio da frequência, para cada uma das frequências e com isso obteve-se a resposta do sistema no domínio da frequência, que está

representada na Figura 3.4 b). Para se obter a resposta final do sistema no domínio transformado, ou seja, no domínio do tempo aplicou-se a IFFT, e obteve-se a resposta representada na Figura 3.4 a).

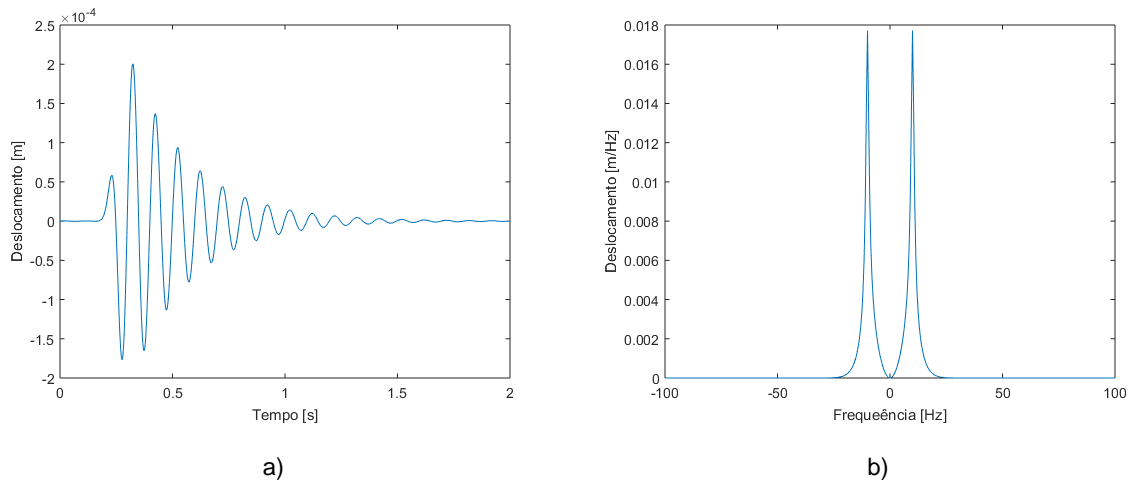


Figura 3.4 – Resposta do Oscilador 1 G.L.: a) Representado no domínio do tempo; b) Representado no domínio da frequência

A frequência natural do oscilador, em [rad/s], é traduzida pela expressão 3.15.

$$w = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad 3.15$$

Para se obter a frequência em [Hz], em concordância com os gráficos presentes na Figura 3.3 e Figura 3.4, é necessário multiplicar a expressão (3.31 por $1/2\pi$.

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad 3.16$$

Pode constatar-se que o maior conteúdo energético da solicitação manifesta-se para a gama de frequências em torno de 10 Hz e que calculando a frequência natural do oscilador através da expressão 3.16, obtém-se um valor de 10.07 Hz. A proximidade destes valores indica que o oscilador está a ser solicitado muito próximo da sua frequência natural, o que origina uma resposta ressonante. Esta resposta é a que apresenta os maiores valores de amplificação do deslocamento da massa. Sempre que se afasta a frequência correspondente ao pico da solicitação da frequência natural do oscilador, obtém-se valores de amplificação do deslocamento do oscilador cada vez menores.

3.1.2.2. Viga de Winkler submetida a uma carga unitária móvel

A Figura 3.5 representa o esquema de uma viga de Winkler apoiada sobre uma fundação Kelvin, a qual se caracteriza pela contínua repetição de um conjunto mola (k) e amortecedor (c) associados em paralelo. Em suma a viga de Winkler pode ser assimilada ao funcionamento de múltiplos osciladores de um grau de liberdade associados linearmente.

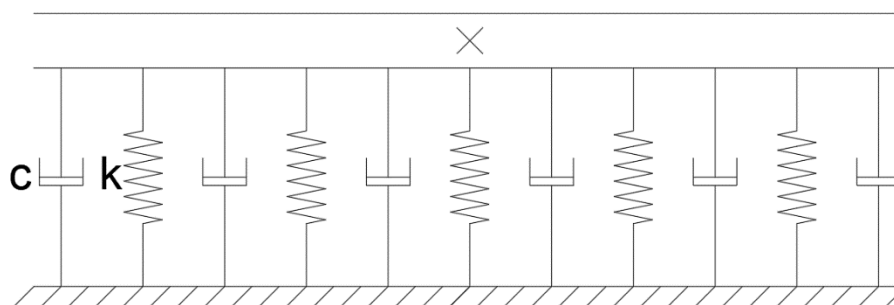


Figura 3.5 – Viga de Winkler

Na expressão (3.17) a rigidez à flexão do carril está representada pelas letras EI e a sua massa por m . A massa m é uma massa linear, ou seja, é a massa de carril por cada unidade de comprimento. Na parte da ligação do carril à fundação existem dois elementos, um amortecedor e uma mola. Estes elementos têm como função simular um cenário que represente o mais fidedignamente possível a realidade. O amortecimento que se tem em conta nesta formulação é um amortecedor viscoso (c). A mola está representada no sistema pela letra k e $F(x,t)$ representa a sollicitação a que o sistema está sujeito.

A expressão (3.17) representa a equação governativa da resposta dinâmica de uma viga de Winkler sujeita a uma ação dinâmica arbitrária. Iniciou-se o estudo da viga pela situação em que uma carga única se desloca ao longo de um carril. A consideração do movimento da carga ao longo do carril foi tida em conta pela introdução de um sistema de coordenadas que se move com a carga. Esta etapa foi eficientemente contemplada tirando-se partido das propriedades da transformada de Fourier [21].

$$EI \frac{\partial^4 u(x,t)}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial u(x,t)}{\partial t} + ku(x,t) = F(x,t) \quad (3.17)$$

A expressão (3.17) foi baseada na formulação da fundação Kelvin, sob a qual assenta uma viga Euler-Bernoulli de desenvolvimento infinito. Esta fundação consiste numa repetição contínua da associação em paralelo de molas e amortecedores viscosos [23].

Considerou-se que a viga sujeita a uma sollicitação harmónica representada pela equação (3.18).

$$F(x,t) = Ae^{-i\Omega t} \quad (3.18)$$

A consideração da carga móvel como foi referido anteriormente, foi tida em conta com a introdução da função Delta de Dirac (3.19).

$$\delta(x - v_0 t) \quad (3.19)$$

Esta função traduz o movimento da carga ao longo de x , em que v_0 é a velocidade de circulação da carga móvel.

Associando as expressões (3.18) e (3.19) obtém-se a equação final, que contempla o movimento da carga ao longo do carril, presente na equação (3.20).

$$F(x,t) = Ae^{-i\Omega t} \delta(x - v_0 t) \quad (3.20)$$

Em que A representa a amplitude da excitação a que o sistema está sujeito e a letra grega Ω representa a frequência da excitação.

Admite-se que a resposta da viga de Winkler seja do tipo harmónico, representada pela equação (3.21).

$$u(x,t) = Ae^{i\Omega t} e^{-ik_1 x} \quad (3.21)$$

Para se formular a resposta do sistema é necessário calcular as derivadas parciais.

$$\frac{\partial u(x, t)}{\partial t} = Ai\Omega e^{i\Omega t} e^{-ik_1 x} \quad (3.22)$$

$$\frac{\partial^2 u(x, t)}{\partial t^2} = A\Omega^2 e^{i\Omega t} e^{-ik_1 x} \quad (3.23)$$

$$\frac{\partial^4 u(x, t)}{\partial x^4} = Ak_1^4 e^{i\Omega t} e^{-ik_1 x} \quad (3.24)$$

Substituindo as equações (3.22 à (3.24 na equação fundamental (3.17 obtém-se:

$$(k_1^4 EI + \Omega^2 m + i\Omega c + k) A e^{i\Omega t} e^{-ik_1 x} = F(x, t) \quad (3.25)$$

Como se pode simplificar ainda mais a equação (3.25, pela substituição de parte desta pela equação (3.21, obtém-se:

$$(k_1^4 EI + \Omega^2 m + i\Omega c + k) u(x, t) = F(x, t) \quad (3.26)$$

Com algumas simplificações matemáticas e a aplicação da transformada de Fourier, para passar do domínio do espaço para o domínio do número de onda, $x \rightarrow k_1$, e do domínio do tempo para o domínio da frequência, $t \rightarrow \omega$, obtém-se a equação (3.27.

$$u(k_1, \omega) = \frac{1}{k_1^4 EI - \omega^2 m + i\omega c + k} F(k_1, \omega) \quad (3.27)$$

Uma vez mais, como já se tinha visto para o caso do oscilador com 1 G.L., é possível separar a resposta do sistema, representada na equação (3.27, em duas: a primeira parte da equação, que depende apenas das características do sistema, designa-se por função de transferência e a segunda parte que depende apenas da solicitação designa-se por função de carga.

A principal vantagem desta divisão é o facto de permitir calcular a função de transferência apenas uma vez e poder usá-la para obter a resposta do sistema sujeito a diferentes solicitações. Consegue-se assim um enorme aumento da eficiência do processo de cálculo.

A função de carga correspondente à equação (3.20 no domínio transformado assume o seguinte formato:

$$F(k_1, \omega) = e^{-iak_1} \delta(\Omega + k_1 v) \quad (3.28)$$

Em que a_i é a posição da carga no instante $t=0$ s.

A parte correspondente à função de Delta Dirac assume um valor unitário quando o argumento desta função é igual a zero e assume o valor zero quando o argumento da função é diferente de zero. No caso de a carga apresentar magnitude constante ao longo do tempo, esta perde a dependência da frequência obtendo-se assim a igualdade:

$$\Omega = -k_1 v_0 \quad (3.29)$$

Esta igualdade faz cair uma das incógnitas, pois o número de onda e a frequência passam a ser dependentes, posto isto, é necessário realizar apenas uma transformada inversa de Fourier, obtendo-se a resposta no referencial móvel que acompanha a carga.

$$s = x - vt \quad (3.30)$$

A velocidade crítica do sistema pode ser deduzida tomando como ponto de partida a equação (3.31:

$$V_{cr} = \frac{w}{k_c} \quad (3.31)$$

Em que w é a frequência angular natural do sistema, representada na equação (3.31 e k_c é o número de onda.

$$k_c = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}} \quad (3.32)$$

Substituindo as equações 3.15 e (3.32) na equação (3.31), obtém-se a equação que nos dá a velocidade crítica do sistema.

$$V_{cr} = \sqrt[4]{\frac{4EIK}{m^2}} \quad (3.33)$$

Para o caso particular em que $k_1=0$ o sistema encontra-se em estado plano de deformação e a expressão (3.28) assume a forma do caso correspondente ao oscilador com 1 G.L..

Em resumo o cálculo segue o fluxograma da Figura 3.6:

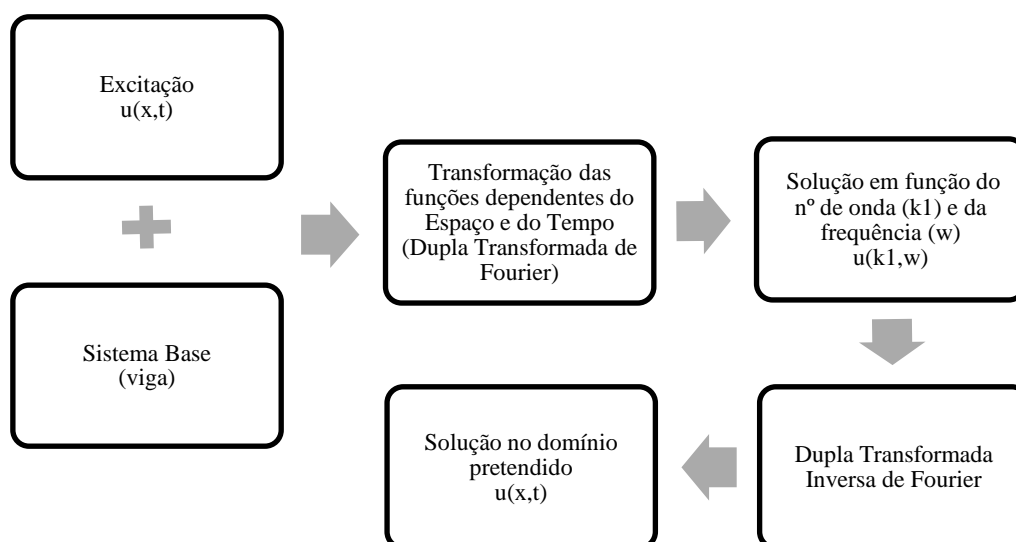


Figura 3.6 - Fluxograma ilustrativo do procedimento de cálculo.

Exemplo de Aplicação

Em seguida apresenta-se a resposta de uma viga de Winkler, representada na Figura 3.5, sujeita à passagem de uma carga unitária para as diferentes velocidades de circulação da mesma. Por simplificação considerou-se que a carga não oscilava, ou seja, apenas deslizava sobre a viga. Calcularam-se as respostas para o mesmo sistema, para três coeficientes de amortecimento diferentes. Para cada um deles foi calculado o deslocamento máximo absoluto a que a viga estava sujeita para as diferentes velocidades de passagem da carga.

Os dados, que caracterizam o sistema selecionado, estão expostos no Quadro 3.2. Esses dados são os mesmos que foram utilizados por Hendry, et al. [24] no caso de estudo em Brackagh, localizado a sul de Portadown na Irlanda.

Quadro 3.2 – Valores Considerados.

Caraterísticas	EI [Nm ²]	m [kg/m]	k [N/m]	C _{cr} [kg/s]
Valores	80.17x106	7394	4.28x106	355788.25

A velocidade crítica obtida para o local foi de 70.88m/s. A utilização dos dados do Quadro 3.2, serviram também para validar o modelo usado para o cálculo dos resultados que se apresentam mais à frente, pois o modelo foi implementado pelo autor desta dissertação na plataforma MATLAB.

O coeficiente de amortecimento (β) utilizado é o mesmo que está representado na equação (3.2, com a simples diferença de neste caso estar expresso em percentagem. Por esse motivo é que se utilizou uma nova nomenclatura.

Os gráficos presentes na Figura 3.7 traduzem a deformação da viga sujeita à passagem de uma carga unitária para diferentes velocidades de circulação. O valor do coeficiente de amortecimento utilizado para a obtenção de tais configurações foi de 5%.

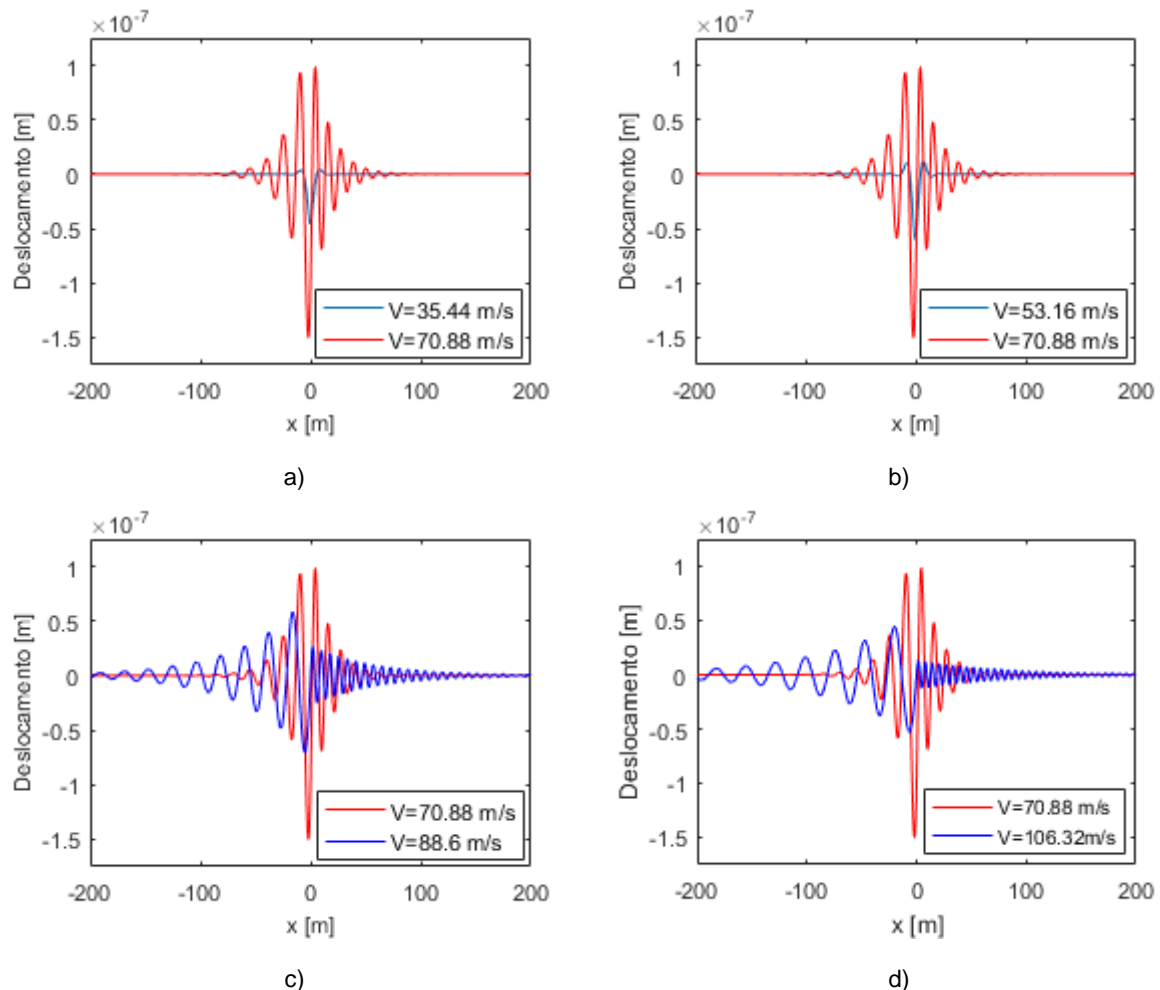


Figura 3.7 - Configuração da resposta do oscilador correspondente à velocidade crítica e a: a) M=0.5; b) M=0.75; c) M=1.25; d) M=1.5.

Os gráficos da Figura 3.7 permitem quem se faça a comparação da configuração da deformada da viga para os diferentes valores de Mach. Facilmente se constata que em nenhum dos gráficos se verifica

maior deslocamento que o deslocamento provocado aquando da passagem da carga a uma velocidade de 70.88 m/s, coincidente com a velocidade crítica do sistema.

O valor de Mach é uma medida de velocidade adimensional, que é definida a partir da expressão (3.34).

$$M = \frac{v}{v_{cr}} \quad (3.34)$$

Em que v é a velocidade de circulação da carga e v_{cr} é a velocidade crítica do sistema.

Na Figura 3.8 traduz-se sob a forma de 3 curvas a relação entre o deslocamento máximo absoluto do sistema e a velocidade de circulação da carga unitária. Estas curvas traduzem a evolução dos deslocamentos, devidos aos fatores de ampliação dinâmica, em função da velocidade de circulação da carga.

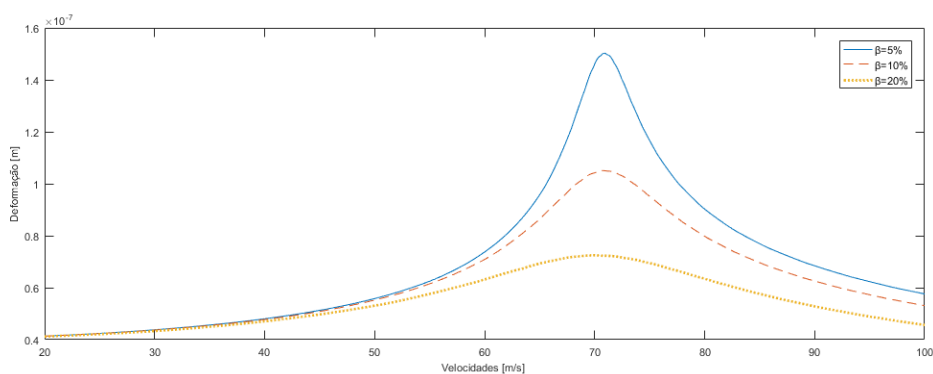


Figura 3.8 - Representação do deslocamento máximo para cada velocidade, para os diferentes amortecimentos.

É possível constatar pela Figura 3.8 que quanto maior é o coeficiente de amortecimento menor é a amplitude do deslocamento e mais atenuado é o pico da curva respetiva.

Pode igualmente ser afirmado que quanto maior for o coeficiente de amortecimento, menor é a componente dinâmica do deslocamento, visto que a componente estática do deslocamento é a mesma independentemente da velocidade de circulação. Este fenómeno é evidente na Figura 3.9 em que a componente estática do deslocamento está preenchida a cinzento, e a componente dinâmica corresponde à área entre a curva de deslocamentos e a área da componente estática [25].

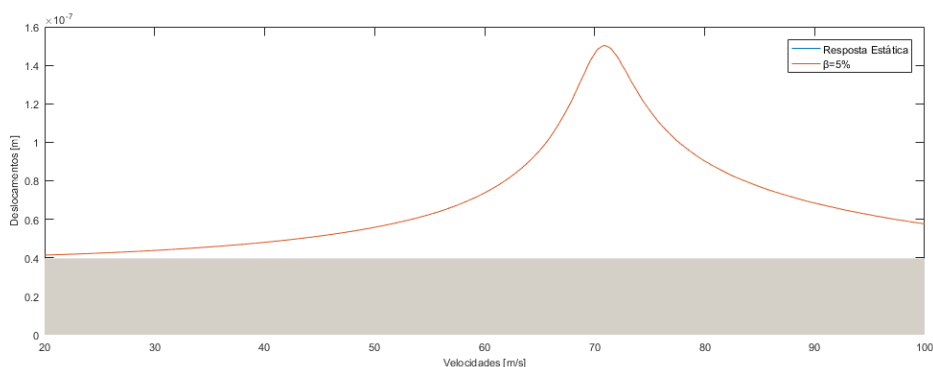


Figura 3.9 - Representação das partes quase-estática e dinâmica da resposta.

Quanto mais próxima da velocidade crítica for a velocidade de circulação da carga, maior será a amplificação dinâmica do deslocamento.

Na Figura 3.10 faz-se a comparação entre os deslocamentos ascendentes e descendentes verificados devidos à passagem uma carga unitária para as diferentes velocidades.

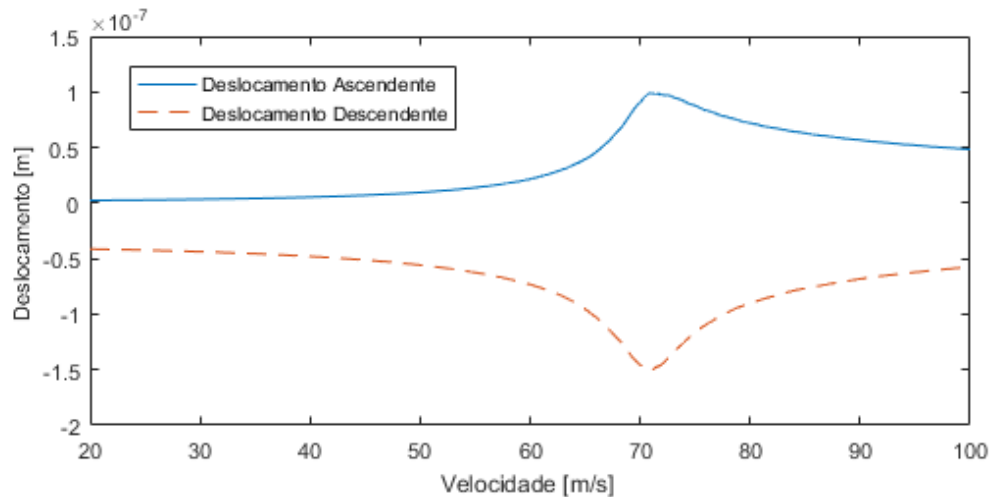


Figura 3.10 - Deslocamentos ascendentes e descendentes para cada velocidade.

Para os valores de velocidade em que a curva tem uma configuração próxima de uma reta horizontal, o deslocamento corresponde na sua quase totalidade ao deslocamento estático [26].

3.1.2.3. Viga de Winkler submetida a múltiplas cargas móveis

A representação de um comboio que se desloca a determinada velocidade pode ser simulada da mesma forma que foi simulada no caso da carga unitária móvel, recorrendo, no entanto, à solicitação do sistema por múltiplas cargas. A consideração das múltiplas cargas, afastadas entre si da distância entre os pontos de contacto roda-carril, representam as cargas estáticas que cada um desses contactos transmite para o carril. Este artifício permite uma representação total do efeito de carga do comboio.

Como a resposta do sistema é puramente elástica e linear, a passagem do comboio com n eixos é simulada pela equação (3.35):

$$u(x, t)_{Train} = \sum_{i=1}^n u_i(x_i, t) P_n \quad (3.35)$$

Em que é apenas necessário conhecer a resposta a uma carga unitária, depois escalá-la pela magnitude dessa carga, P_n e desfazar essa resposta no espaço.

Exemplo

No exemplo que se segue é feito um estudo preliminar da resposta de uma via férrea com recurso a um modelo simplificado. Este estudo incide sobre a influência que a passagem de múltiplas cargas sobre a viga de Winkler tem no deslocamento absoluto máximo da viga para diferentes velocidades de circulação e para diferentes coeficientes de amortecimento. Tal como foi feito no exemplo homólogo, para a passagem de uma carga unitária. A configuração das cargas e das suas magnitudes estão

representadas na Figura 3.11 e no Quadro 3.3, estas pretendem simular o comboio X2000. As propriedades consideradas neste estudo de um caso real são as representadas no Quadro 3.2.

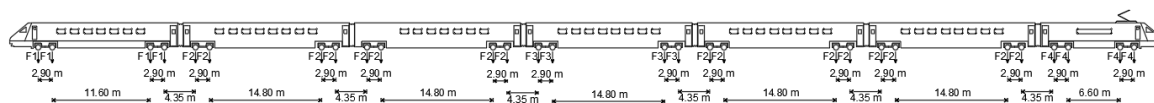


Figura 3.11- Configuração da distribuição das cargas do comboio X2000.

Quadro 3.3 - Magnitude das cargas por eixo do comboio X2000.

Símbolo	F1	F2	F3	F4
Força [kN]	143.25	122.00	125.50	185.75

A velocidade crítica do sistema, avaliada de acordo com a expressão (3.33) é de 70.88 m/s. Na Figura 3.12 e Figura 3.13 estão representadas as deformações da via férrea para os números de Mach de 0.75 e 1.25, respetivamente.

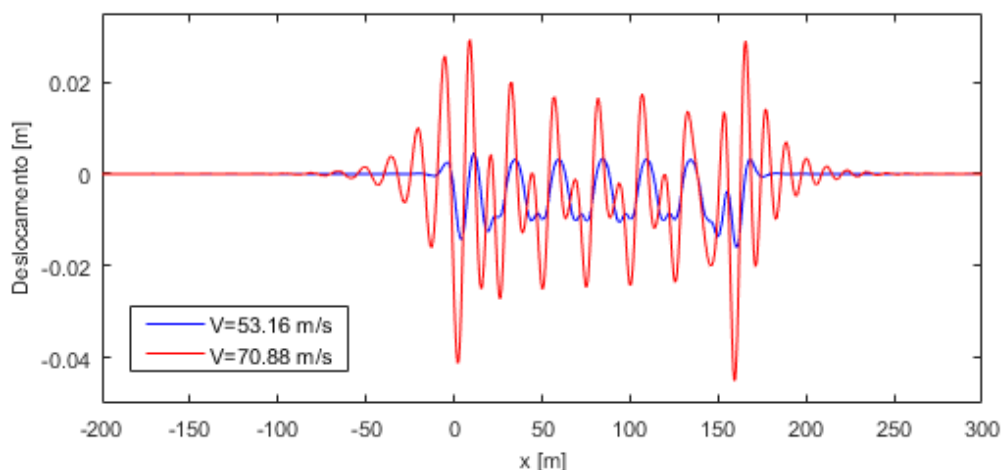


Figura 3.12 – Configuração da resposta correspondente à velocidade crítica e a $M=0.75$.

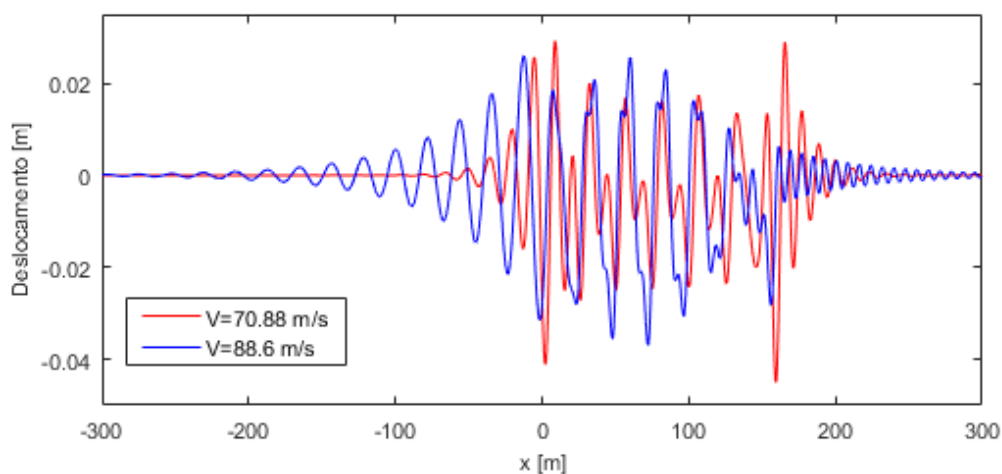


Figura 3.13 – Configuração da resposta correspondente à velocidade crítica e a $M=1.25$.

Na Figura 3.12 consegue ver-se claramente na deformação da viga de Winkler os locais de contacto roda-carril. Para além disso, não se observa qualquer oscilação da viga para a frente ou para trás do local onde está o comboio. Pelo contrário na Figura 3.15 já não se consegue ver claramente os pontos de contacto roda-carril e existe a propagação de ondas oscilatórias na viga para a frente e para trás do comboio. Como seria expectável nenhum dos casos anteriores apresenta magnitude de deslocamento absoluto da viga superior ao deslocamento originado pela passagem do comboio à velocidade crítica do sistema.

Na Figura 3.14 estão representados os deslocamentos da viga máximos em módulo, sujeita à passagem do comboio, para cada uma das velocidades de circulação. Estão representadas nessa figura três curvas correspondentes a três coeficientes de amortecimento diferentes.

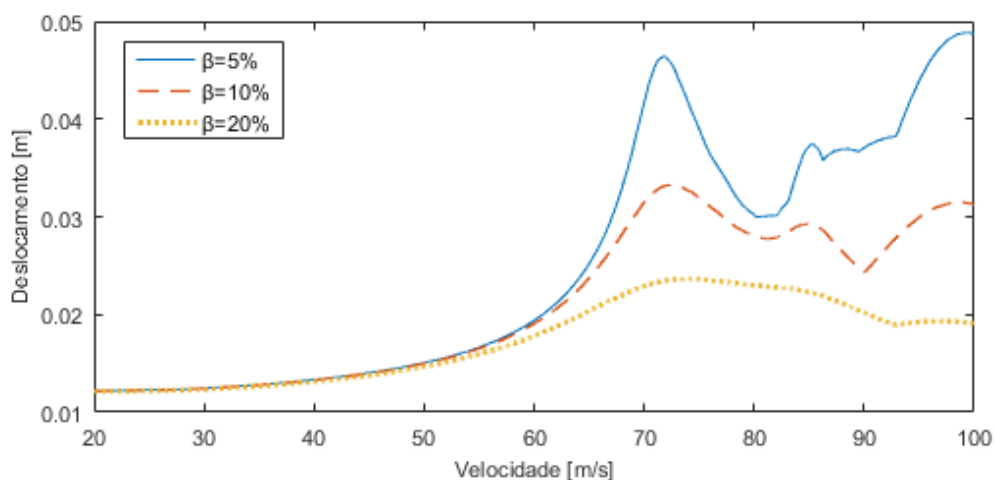


Figura 3.14 - Deslocamento máximo para cada velocidade sob a passagem de múltiplas cargas.

É possível constatar que as configurações das curvas permanecem coincidentes com as curvas da Figura 3.8 relativas à passagem da carga móvel unitária até determinado ponto. Este facto evidencia que a velocidade crítica é uma característica do sistema e não da solicitação. No entanto, a partir de certo ponto, (aproximadamente 80 m/s) os deslocamentos começam a aumentar novamente, levando mesmo ao aparecimento de deslocamentos superiores aos verificados para a velocidade crítica. Tal fenómeno pode ser explicado pela sobreposição dos efeitos das deformadas das múltiplas cargas. Este efeito será explorado novamente mais à frente no presente trabalho.

A Figura 3.15 evidencia um comportamento aproximadamente linear e constante no troço inicial, tal como na Figura 3.10, que até dada velocidade de circulação os deslocamentos são apenas controlados pela configuração quase estática do carregamento. Tal é verdade, porque para reduzidas velocidades de circulação a componente dinâmica do carregamento é pequena, sendo que esta será máxima quando a velocidade de circulação coincidir com a velocidade crítica do sistema.

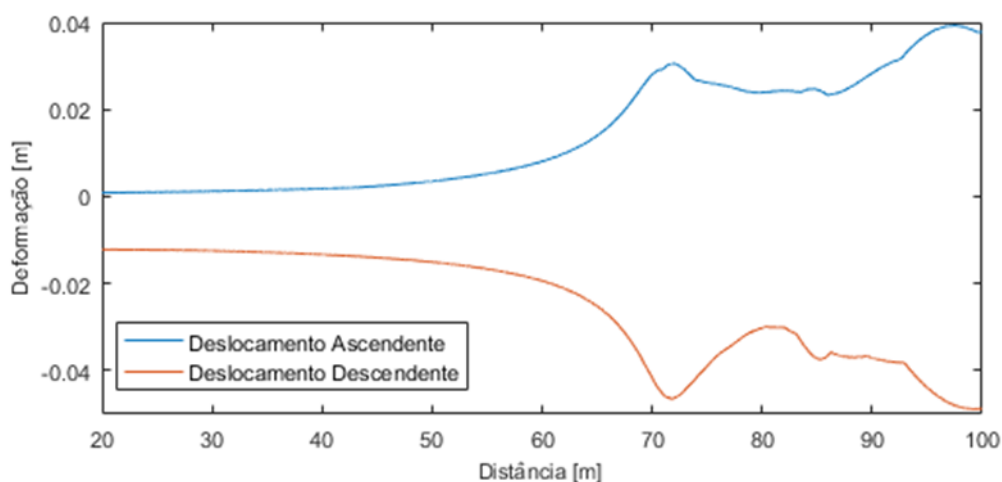


Figura 3.15 - Deslocamentos ascendentes e descendentes para cada velocidade sujeitos à passagem de múltiplas cargas.

Através destes exemplos é possível constatar que a velocidade crítica da via é a mesma, independentemente do número, geometria ou magnitude do carregamento, ou seja, é independente do material circulante. Quer para uma carga unitária, quer para um conjunto de cargas a velocidade crítica acontece para a mesma velocidade de circulação nas duas situações. Neste modelo, e pela observação da equação (3.33) é possível perceber que a velocidade crítica depende essencialmente das propriedades da viga. Caso se retire a viga Winkler e se aplique uma carga sobre uma das molas que simula a fundação, apenas se deforma essa mola e apenas ela contribui para a rigidez de oposição ao movimento da carga. Quer isto dizer que este modelo apesar de simples não é o mais adequado para retratar a realidade complexa dos maciços de fundação das vias férreas. Como é sabido a velocidade crítica de um sistema é normalmente condicionada pelas características do terreno e não da via [27], apesar de em maciços estratificados a influência da via na velocidade crítica poder ser significativa. Para além da simplicidade de cálculo inerente a este método, outro motivo que faz com que ele não seja utilizado para simulações mais precisas e completas é o facto de ele não ter em conta a propagação de ondas no terreno. Por causa disso surge a necessidade de procurar outras metodologias que apesar de poderem ser mais complexas em termos de cálculo e mais exigentes ao nível do esforço computacional, levam a resultados mais precisos.

3.1.2.4. Sobreposição de Efeitos de Deformações Induzidas por Múltiplas Cargas

Procura-se com este pequeno estudo entender melhor o efeito da sobreposição de múltiplas cargas devido à proximidade entre os seus pontos de aplicação.

Na Figura 3.16 estão representadas as deformações da viga de Winkler em três situações distintas: a primeira em que apenas se aplica uma carga de 1000 N a 2 m da origem ($x=0$); a segunda em que se aplicam duas cargas de igual magnitude; e a terceira, em que se aplicam duas cargas de igual magnitude, mas de sentidos opostos, como se podem ver, esquematicamente representadas, na Figura 3.17.

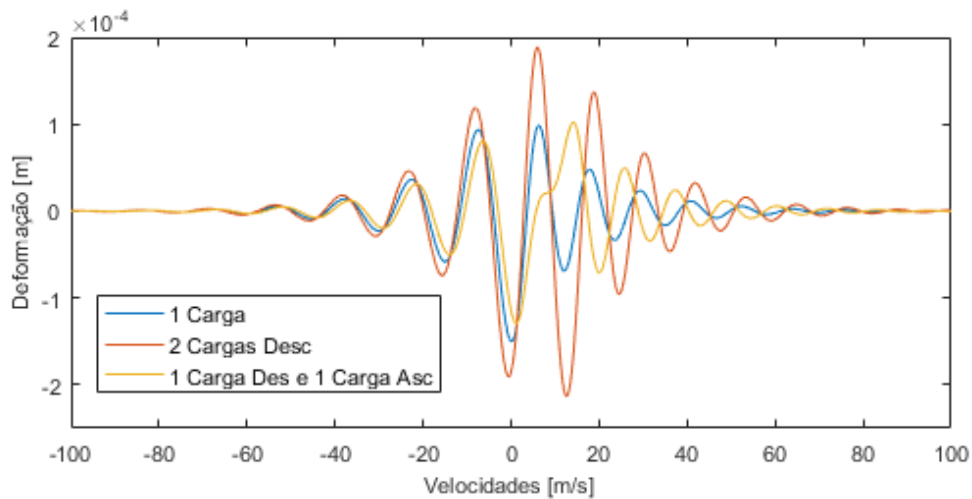


Figura 3.16 - Configuração de resposta para diferentes cargas em diferentes posições.

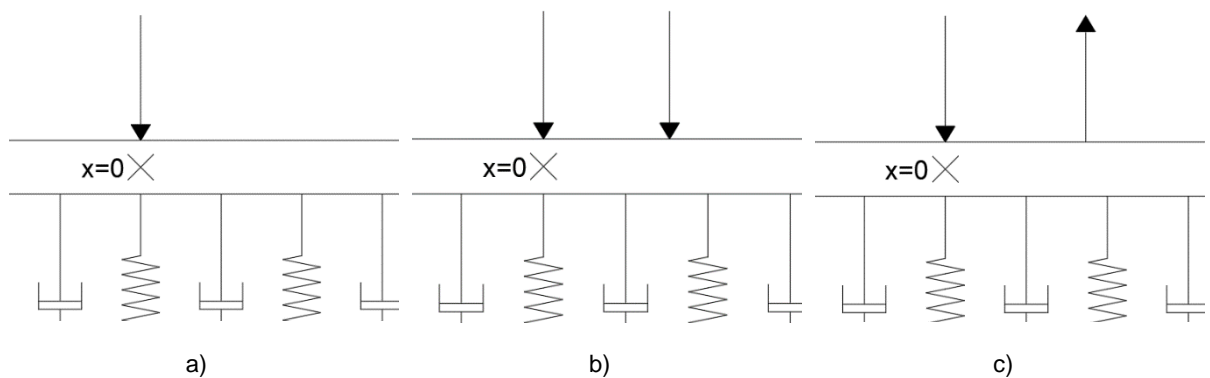


Figura 3.17- Esquema elucidativo da disposição das cargas: a) Uma carga; b) Duas cargas com o mesmo sentido; c) Duas cargas com sentidos opostos.

Na curva a azul na Figura 3.16, correspondente à aplicação de apenas uma carga, observa-se que um dos picos superiores da deformada da viga coincide com o valor de $x=14.94$ m. Para perceber a influência que a aplicação de uma carga nesse mesmo ponto terá na deformada final da viga, aplicou-se para o caso b), em $x=14.94$ outra carga de 1000N. Percebeu-se que a deformação resultante, representada a vermelho leva a um aumento da deformação nesse ponto, mantendo-se a configuração desta deformada mais ao menos em fase com a deformada devida apenas a uma carga. De forma semelhante, para o caso c) aplicou-se uma carga no mesmo ponto, mas agora com sentido contrário, ascendente. O efeito que esta mudança tem na deformada final das duas cargas é a reversão completa do pico que passa de uma deformada descendente para ascendente. Para além disto acontece que a deformada a partir deste ponto passa a estar desfasada da curva azul.

No caso b) vê-se que o efeito obtido é o aumento da amplitude do deslocamento no ponto de aplicação da segunda carga, passando este a ser inclusive superior ao da deformada devida à aplicação da primeira carga que definia anteriormente o deslocamento máximo correspondente à velocidade crítica.

Para o caso c) em vez da amplificação do deslocamento, tem-se o efeito de inversão da deformada, onde o pico correspondente ao deslocamento descendente passa para um deslocamento ascendente.

Consegue demonstrar-se assim que a configuração do carregamento pode, pela sobreposição de efeitos levar a um aumento ou diminuição da deformação. É por isso de esperar que para a mesma viga, a amplitude dos deslocamentos não depende apenas da magnitude do carregamento, mas também da sua geometria.

3.2. MODELO 2.5D MEF-PML

3.2.1. GENERALIDADES

A complexidade dos problemas abordados no âmbito do tema deste trabalho é muito elevada, impossibilitando por isso a resolução dos mesmos de forma analítica. A resolução dos problemas tendo em conta a sua tridimensionalidade é o principal fator de aumento de complexidade. Para contornar a excessiva complexidade utilizam-se modelos numéricos que fazem a aproximação da resposta numérica à resposta real, tanto mais, quanto mais detalhada e cuidada for a sua formulação.

Ao longo dos tempos foram desenvolvidos e estudados inúmeros métodos numéricos, cada um com diferentes formas de abordar as questões, com as suas respetivas vantagens e desvantagens. Os métodos mais conhecidos são o Método dos Elementos Finitos (MEF), o Método dos Elementos de Contorno (MEC) e o Método dos Elementos Discretos (MED). Cada um dos métodos anteriores tem diferentes formas de abordar os problemas em questão, através de diferentes formulações. Atualmente a metodologia mais utilizada para a resolução deste tipo de problemas é o MEF, pois consegue descrever qualquer geometria, independentemente da sua complexidade. A possibilidade de considerar as propriedades não lineares dos materiais é outro dos pontos a favor deste método, apesar de, na maior parte dos casos não ser tida em conta tal propriedade, visto que o incremento de dificuldade e complexidade de cálculo não justifica pelas pequenas ou inexistentes alterações nos resultados finais. Como se trabalhou nos domínios transformados do número de onda e de frequência, não foram comportados na análise os comportamentos não lineares do meio. Em contrapartida apresenta duas grandes limitações, pois para conseguirem reproduzir fielmente o problema é necessária a discretização de todo o domínio de interesse e é igualmente difícil representar meios com dimensões infinitas.

O método dos elementos de contorno é em termos computacionais menos exigente que o anterior, pois prescinde da discretização integral do domínio, sendo apenas necessário descrever as fronteiras do domínio de interesse, permitindo a representação de elementos de carácter infinito de forma mais simples. A desvantagem deste método é a necessidade de saber as soluções fundamentais das equações diferenciais previamente.

3.2.1.1. Método dos Elementos Finitos 2.5D

As vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário estão normalmente associadas a níveis de baixas deformações, consideram-se que para essas deformações o comportamento dos maciços de fundação apresenta um comportamento elástico linear [28]. Este facto permite que o MEF possa ser formulado apenas com os parâmetros elásticos do meio. Apesar do comportamento dos maciços perto da velocidade crítica não ser elástico e linear, considerar-se-á neste trabalho esta simplificação.

A consideração das forças tem de ser feita com forças nodais, uma vez que pela formulação do MEF, apenas são permitidas a aplicação de cargas nos nós dos elementos, sendo por isto necessário dividir o domínio num conjunto de subdomínios.

Tirando partido da invariância da estrutura segundo a direção x , podemos abordar o problema com uma formulação 2.5D do MEF. Com a utilização deste método foi necessário apenas discretizar a secção

transversal, como que fosse 2D. Como o carregamento é tridimensional a resposta também será apresentada nessa dimensão. Ao ser discretizada apenas a secção transversal, temos uma redução drástica do número de graus de liberdade por cada elemento finito.

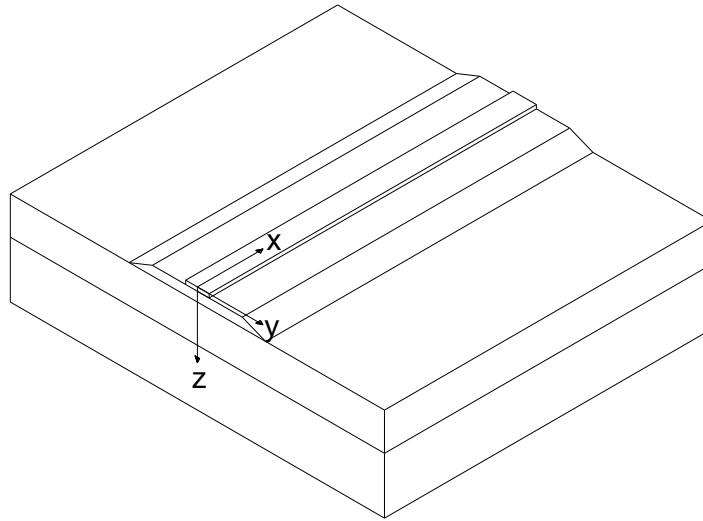


Figura 3.18 - Esquema geral.

Tirando partido das propriedades da transformada de Fourier, pode realizar-se a análise no domínio da frequência e no domínio do número de onda. Aplicando-se a transformação do domínio do espaço segundo X para o domínio do número de onda k_1 e do domínio do tempo para o domínio da frequência angular Ω . Como o problema possui ainda duas direções em que não houve transformação do domínio, Z e Y, estas são discretizada por elementos finitos. A Figura 3.18 representa a posição dos eixos X, Y e Z.

A equação fundamental que está na génese do MEF é a representada em (3.36).

$$K \cdot u + m\ddot{u} = F \quad (3.36)$$

Em que K representa a matriz de rigidez, u os deslocamentos, \ddot{u} representa a aceleração e F a solitação. A equação (3.36) aplicada ao problema de formulação no domínio 2.5D assume a forma da equação (3.37).

$$\{[K_{MEF}(k_1)] - \omega^2([M_{MEF}])\}u_n(k_1, \omega) = P(k_1, \omega) \quad (3.37)$$

Em que $K_{MEF}(k_1)$ representa a matriz de rigidez dos elementos finitos, M_{MEF} representa a matriz de massa dos elementos finitos, $u(k_1, \omega)$ representa os deslocamentos no domínio transformado e $P(k_1, \omega)$ representa as forças nodais aplicadas no domínio transformado. O cálculo da matriz de rigidez é efetuado pela equação (3.38) e o da matriz de massa pela expressão (3.39).

$$[K_{MEF}(k_1)] = \int_z \int_y N^T L^T(-k_1) D L(k_1) N \, dy \, dz \quad (3.38)$$

$$[M] = \int_z \int_y N^T \rho N \, dy \, dz \quad (3.39)$$

Se for apresentado em notação matricial, N representa a matriz das funções de forma dos elementos finitos e L é definida da seguinte forma:

$$[L] = \begin{bmatrix} ik_1 & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & ik_1 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & ik_1 \end{bmatrix} \quad (3.40)$$

O valor D representa a matriz constitutiva, como foi referido anteriormente, como o meio em questão é linear homogéneo e isotrópico, essa matriz é função das constantes de Lamé. É então oportuno tirar partido destas constantes e introduzir no modelo o amortecimento hysterético. Isto porque, nos maciços de fundação existe dissipação da energia, devido ao atrito interno das partículas do material que constitui o meio. A contemplação do amortecimento hysterético é tida em conta pela constituição da matriz D através das constantes de Lamé complexas, em que β representa o amortecimento hysterético.

$$\lambda^* = \lambda(1 + 2i\beta) \quad (3.41)$$

$$\mu^* = \mu(1 + 2i\beta) \quad (3.42)$$

3.2.1.2. Tratamento das Fronteiras com PML

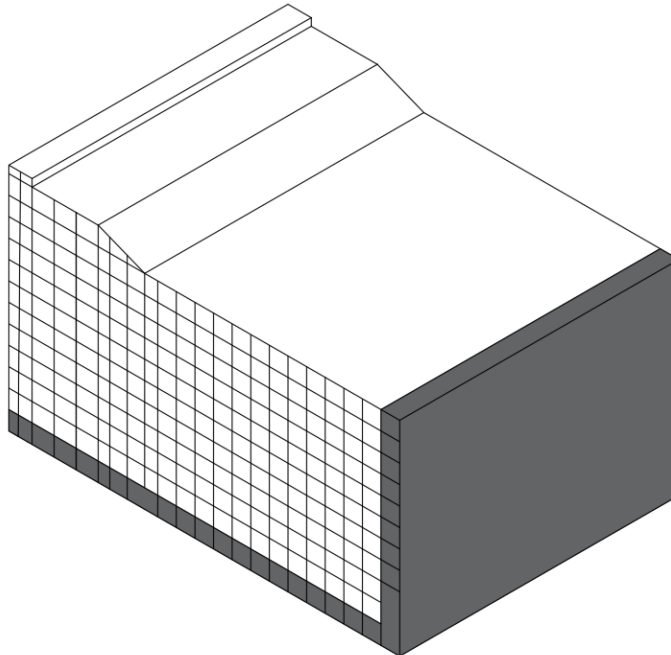


Figura 3.19 - Representação da Disposição dos elementos discretizados pelo MEF e pelos PML.

O presente modelo numérico foi desenvolvido a partir do modelo de elementos finitos puro tendo-se acoplado uma camada de PML's (*Perfect Matched Layers*) para se fazer o tratamento artificial das fronteiras de uma forma eficiente e elegante.

A dimensão de muitos dos problemas de engenharia é normalmente infinita e como se procura sempre aumentar ao máximo a rapidez de cálculo, esse aumento pode ser traduzido pela redução da secção

transversal a discretizar. Caso não usassem tratamentos artificiais das fronteiras, com esta redução da secção transversal, amplificava-se o problema das reflexões nas fronteiras, algo que na realidade de um meio infinito não acontece. Foi pelo contributo de diversos autores nos seus trabalhos [29-32] que conseguiram desenvolver os elementos PML e consequentemente a resolução do problema das reflexões nas fronteiras artificiais. Para que estes elementos resolvam por completo o problema das reflexões, necessitam de absorver toda a energia das ondas que neles incidem, sem que estas ressurgissem para o domínio dos MEF.

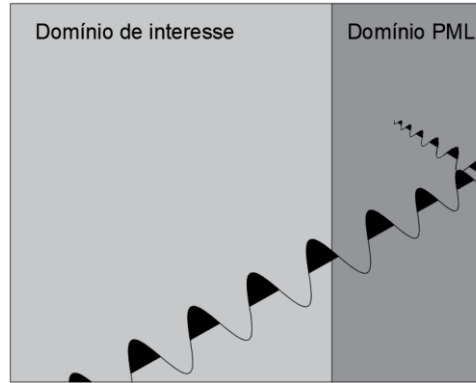


Figura 3.20 - Representação esquemática da atenuação das ondas no interior de uma camada PML (adaptado de [7]).

Demonstra-se agora o princípio inerente à absorção das ondas, que incidem nos PML.

O deslocamento de qualquer ponto segundo a direção z pode ser descrito no domínio do número de onda através da expressão (3.43):

$$u(k_1, \omega) = A(e^{-\omega t} \cdot e^{-ik_1 x}) \quad (3.43)$$

Sendo $u(k_1, \omega)$ o deslocamento segundo z , A é a amplitude do deslocamento, k_1 o número de onda e ω a frequência da carga.

Tirando partido da mudança de referencial, através de uma mudança de variável:

$$x = x'(1 - ai) \quad (3.44)$$

O valor a corresponde a uma constante de atenuação da onda.

Através da substituição na equação (3.43) pela equação (3.44), obtém-se a equação (3.45):

$$u = A \cdot e^{-\omega t} \cdot e^{-ik_1 x'(1-ai)} \quad (3.45)$$

$$u = A \cdot e^{-\omega t} \cdot e^{-ik_1 x'} \cdot e^{i^2 k_1 x' a} \quad (3.46)$$

$$u = A \cdot e^{-\omega t} \cdot e^{-ik_1 x'} \cdot e^{-k_1 x' a} \quad (3.47)$$

Pode observar-se que a equação (3.47) pode ser simplificada, tendo em conta a expressão (3.43):

$$u = u(k_1, \omega) \cdot e^{-k_1 x' a} \quad (3.48)$$

Considerando a amplitude igual a um e tomando em separado as duas partes, obtém-se uma parte da resposta com uma componente real e imaginária e na parte exponencial negativa, em que o seu limite quando tende para infinito é zero. É fácil entender que a multiplicação de ambas as parcelas da equação (3.48) leva a uma atenuação dos deslocamentos, simulando-se assim o efeito de uma fronteira infinita, como pretendido. Pode, deste modo, observar-se na Figura 3.21 o referido efeito:

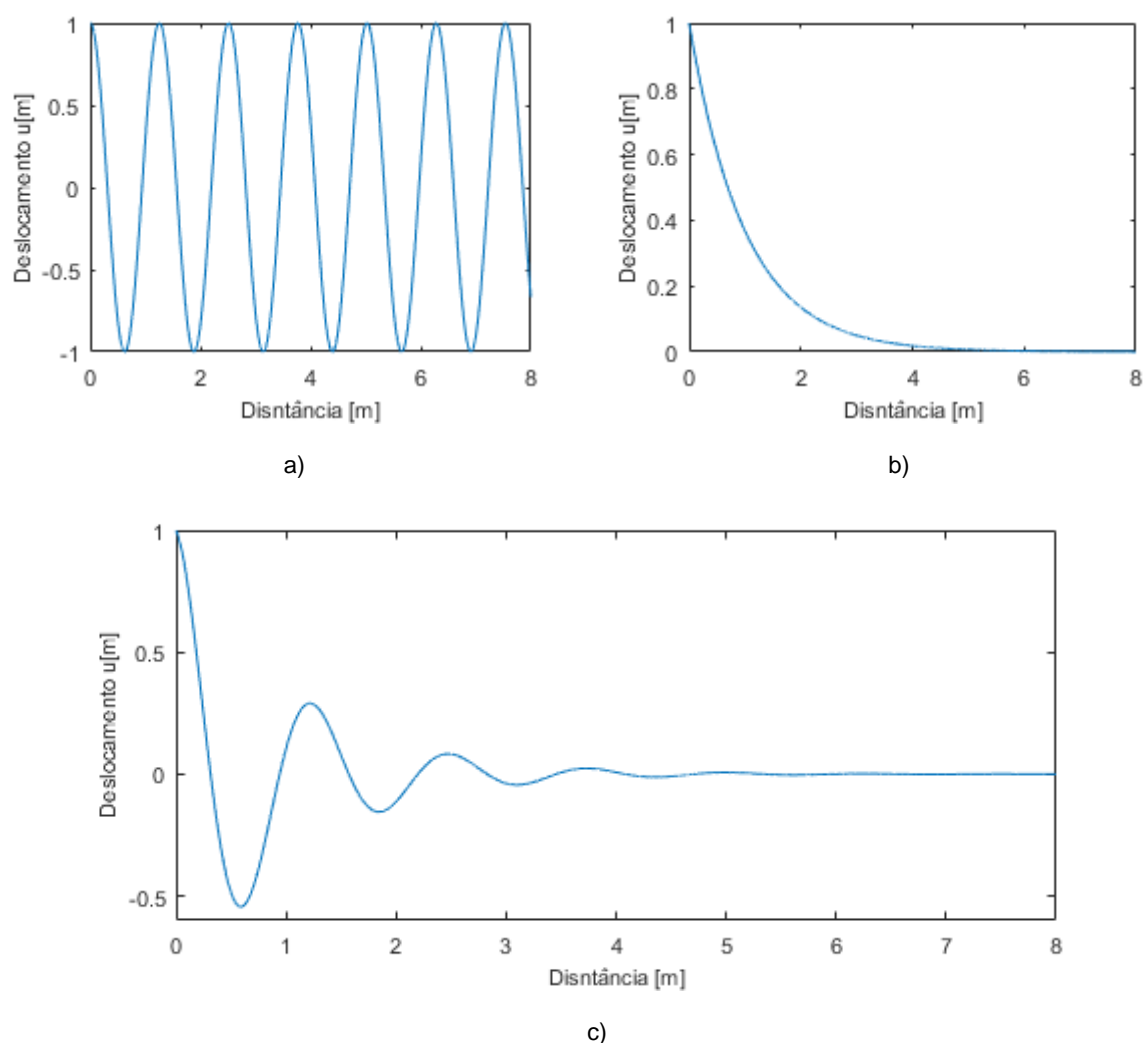


Figura 3.21 - Representação dos termos e da expressão (3.48): a) Primeira parcela da resposta; b) Parte exponencial da resposta; c) Configuração das ondas nos PML's.

3.2.2. MODELO 2.5D MEF-PML

A principal diferença entre o modelo 2.5D puramente MEF e o modelo 2.5D MEF-PML reside no tratamento artificial das fronteiras. Este tratamento como já fora mencionado anteriormente permite uma melhor representação do carácter infinito dos problemas invariantes.

A grande vantagem do método é o tratamento e obtenção de resultados no domínio 3D apenas com a discretização da secção transversal do problema no domínio 2D.

Como os elementos PML são semelhantes aos elementos MEF a solução 2.5D do problema é obtida pela resolução do sistema de equações lineares, resultante do acoplamento dos elementos:

$$\{[K_{MEF}(k_1)] + [K_{PML}(k_1, \omega)] - \omega^2([M_{MEF}] + [M_{PML}(k_1, \omega)])\}u_n(k_1, \omega) = F_n(k_1, \omega) \quad (3.49)$$

Em que K_{PML} e M_{PML} representam as matrizes de rigidez e de massa dos elementos PML obtidas através das equações (3.50 e (3.51 respetivamente e K_{MEF} e M_{MEF} são as matrizes de rigidez e de massa dos elementos MEF obtidas pelas expressões (3.38 e (3.39, respetivamente.

$$[K_{PML}(k_1)] = \int_z \int_y N^T L^{*T}(-k_1, \lambda_y, \lambda_z) DL^*(k_1, \lambda_y, \lambda_z) N \lambda_y(w, k_1, y) \lambda_z(w, k_1, z) dy dz \quad (3.50)$$

$$[M] = \int_z \int_y N^T \rho N dy dz \quad (3.51)$$

O amortecimento tido em conta é o histerético, contemplado no problema através da introdução das constantes de Lamé, na determinação da matriz de massa, como se pode ver na expressão (3.52).

$$[M^*] = \int_z \int_y N^T \rho N \lambda_y^*(k_1, \omega, y) \lambda_z^*(k_1, \omega, z) dy dz \quad (3.52)$$

3.2.3. CONSIDERAÇÃO DA CARGA MÓVEL

Uma das grandes vantagens da utilização da transformada de Fourier, do domínio do espaço x para o domínio do número de onda, k_1 , é a simplicidade da forma de consideração da carga móvel. Essa simplicidade deve-se ao facto de se tirar partido da propriedade de translação da transformada de Fourier [21].

A expressão geral da carga é dada pela equação (3.54):

$$F(x, t) = F_x(x) F_t(t) \delta(x - ct) \quad (3.53)$$

$$\delta(x - ct) \quad (3.54)$$

A expressão (3.54) é a Função Delta de Dirac que assume valor um quando o seu argumento é zero e assume o valor zero 0 para os restantes valores. Sendo c a velocidade de circulação da carga.

Aplicando a Transformada de Fourier em ordem à direção x , passamos a ter no domínio transformado a força em função do número de onda, sendo o k_1 a imagem de Fourier de x .

$$F(k_1, t) = F_x(x) F_t(t) e^{-ik_1 ct} \quad (3.55)$$

Aplicando novamente a transformada de Fourier em ordem ao tempo, obtém-se no domínio transformado a frequência de oscilação Ω da carga como imagem do tempo.

$$F(k_1, \omega) = F_x(x) F_t(\Omega - k_1 c) = F(k_1, \Omega - k_1 c) \quad (3.56)$$

Substituindo a expressão (3.56) na equação (3.49), calculadas as matrizes de rigidez e de massa do sistema é possível obter a resposta do sistema no domínio transformado. Como o domínio de interesse para a análise do comportamento do sistema é o espaço e o tempo, é necessário aplicar duas transformadas de Fourier inversas. Uma para passar o domínio do número de onda para o domínio do espaço, $k_1 \rightarrow x$, e a outra transformada é para passar a resposta do domínio da frequência angular para o domínio do tempo, $\omega \rightarrow t$.

3.2.4. ACOPLAMENTO DA VIA-FÉRREA

3.2.4.1. Generalidades

A via-férrea é a estrutura mais visível e característica do tráfego ferroviário. Estas estruturas para além de darem suporte ao material circulante, são o elemento onde acontecem as degradações das cargas

descarregadas em cada um dos contactos roda-carril correspondentes a cada *bogie*, que em português se designa por rodado de eixo duplo do comboio.

Existem essencialmente dois tipos de via, a via balastrada e a via em laje, tal como se pode ver na Figura 3.22.



a)

b)

Figura 3.22 - Fotografia dos dois tipos de via: a) Via balastrada; b) Via em laje.

Devido à crescente pressão que tem sido feita no sentido de evoluir cada vez mais o transporte ferroviário, para o tornar competitivo, tem-se alcançado com novos comboios de alta velocidade, cada vez maiores velocidades. O Record de maior velocidade de circulação pertence ao TGV em França, que atingiu uns impressionantes 574.8 km/h. Com este aumento das velocidades de circulação, aumentam também as exigências sobre as características da via. A necessidade de acomodar cargas com maiores magnitudes, maiores efeitos dinâmicos e a exigência de tolerâncias muito pequenas relativas à deformação da via, leva a que novas soluções de via e reforço do maciço sejam estudadas. Por todas estas razões e exigências tem-se manifestado nos últimos tempos uma clara tendência para se avançar para outro tipo de via férrea. A solução que tem recebido algum destaque é a via em laje, também designada por alguns autores como via não balastrada. Este tipo de via férrea tem-se ornado mais competitiva no que toca a linhas de alta velocidade.

3.2.4.2. Constituição da Via em Laje

A via em laje é constituída essencialmente por 5 elementos, o carril, os elementos de ligação, as palmilhas, as travessas e a via propriamente dita.

O carril é tido como o elemento mais importante da via férrea, pois é este elemento que guia o material circulante. A capacidade de guiar o material circulante está na geometria da cabeça do carril e na existência de pestanas nas rodas do comboio [1]. Para além dessa função principal, o carril é um elemento estrutural da via, pois cabe a este receber as cargas do contacto roda-carril e transmiti-las aos elementos subjacentes. O carril normalmente utilizado em vias férreas de alta velocidade é o UIC 60. O apoio deste elemento pode ser discreto ou contínuo, o modelo de apoio discreto é o mais tradicional, é o modelo em que o carril apoia sobre palmilhas, já o contínuo é mais recente, consiste em embeber o carril na laje de betão. Na Figura 3.23 estão as representações dos dois tipos de apoio do carril.



Figura 3.23 - Diferentes tipos de carril: a) Carril apoiado pontualmente(adaptado de [33]); b) Carril embebido.

No caso de apoio pontual do carril é necessário o uso de travessas. Estes elementos para além de darem suporte ao carril, são responsáveis por fazerem a degradação das cargas do carril para a laje. Existem inúmeras soluções de travessas no mercado, sendo que a solução representada na Figura 3.24 é uma solução de travessa bi-bloco. Consiste em dois blocos pré-fabricados ligados transversalmente por treliças em aço, estas treliças ficam parcialmente embebidas na laje, conferindo uma maior aderência entre travessas e laje que se traduz numa maior durabilidade da via [1].

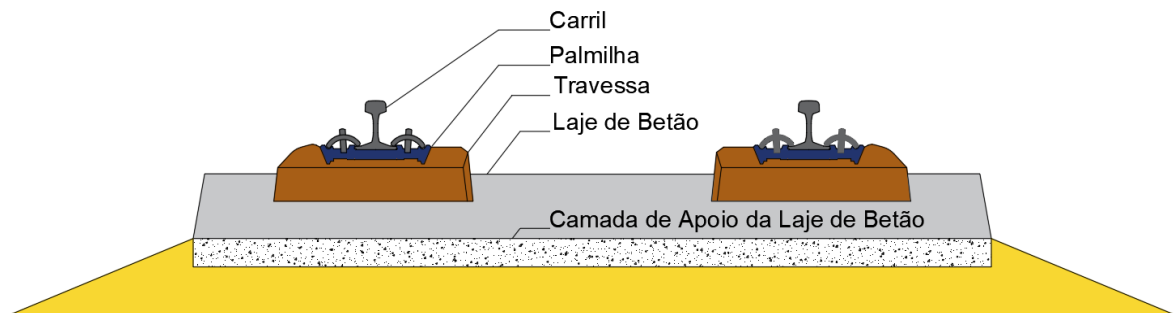


Figura 3.24- Representação esquemática dos elementos constituintes da via em laje.

Os elementos de ligação são responsáveis pela fixação do carril, mantendo-o na sua posição.

As palmilhas integram os elementos de ligação e são responsáveis por conferirem alguma resiliência no contacto carril-travessa. Para além de proporcionar um adequado contacto entre estes elementos, a palmilha reduz o desgaste das travessas.

Por fim, a via é o elemento que faz o contacto com a fundação do sistema. É neste elemento que se dá a degradação final das forças que chegam até ele através das palmilhas e que são descarregadas no terreno. A sua altura será definida e calculada consoante a necessidade de rigidez da via. Vias com maior altura serão mais rígidas e para o mesmo cenário, conduzirão a velocidades críticas do sistema mais elevadas do que vias mais flexíveis.

3.2.4.3. Modelação dos Elementos da Via

No presente trabalho a modelação dos carris é feita com recurso à teoria das vigas Euler-Bernoulli, pois como o espectro das frequências a que estes estão sujeitos encontra-se no domínio de baixas frequências, a deformação por corte nos carris tem muito baixo contributo na resposta final, desta forma é desnecessário recorrer a formulações mais complexas.

A discretização das propriedades mecânicas dos elementos tira também partido das propriedades da transformada de Fourier, sendo apenas discretizados analiticamente no domínio transformado.

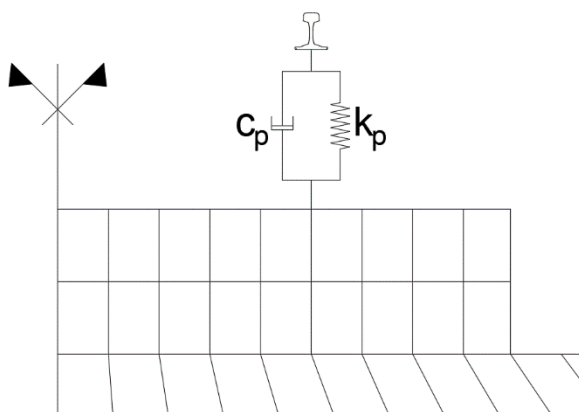


Figura 3.25 - Representação esquemática da modelação dos elementos carril e palmilha.

3.2.5. SIMULAÇÃO DO MATERIAL CIRCULANTE, COMBOIOS

A passagem dos comboios sobre os elementos é simulada exatamente da mesma forma que foi simulada na análise simplificada da viga de Winkler. Esta simulação é feita através da consideração de múltiplas cargas móveis, distanciadas entre si de forma concordante com a geometria do comboio que se pretende representar. A carga que cada uma das forças imprime no sistema depende também da carga de cada eixo do comboio.

3.2.6. OTIMIZAÇÃO DE CÁLCULO

Existem várias técnicas que podem ser tidas em conta para se conseguir uma boa otimização de cálculo. Nesta secção são abordadas duas formas de otimização de cálculo, uma delas é a consideração de um eixo de simetria na discretização da secção transversal do problema, e a outra tem a ver com as propriedades da resposta no domínio do número de onda.

A consideração de simetria da secção transversal é possível ao tirar partido da perfeita horizontalidade dos estratos. Assim sendo apenas é necessário descrever metade da secção transversal. Como neste trabalho foi tida em conta apenas a consideração de uma via, o eixo de simetria é uma reta vertical que passa exatamente a meio da distância entre os dois carris, tal como se pode ver na Figura 3.26. Esta consideração permite minimizar drasticamente o esforço de cálculo computacional, reduzindo para muito mais de metade o tempo de cálculo.

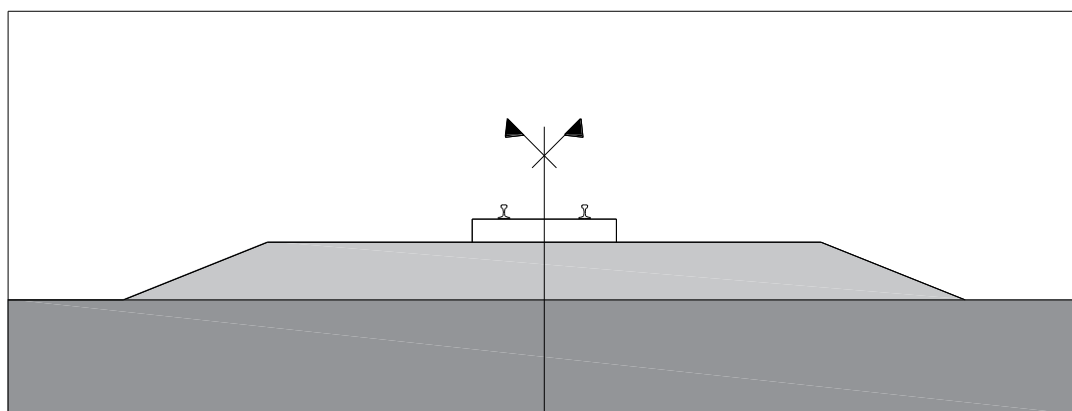


Figura 3.26 - Esquema de simetria geométrica do sistema.

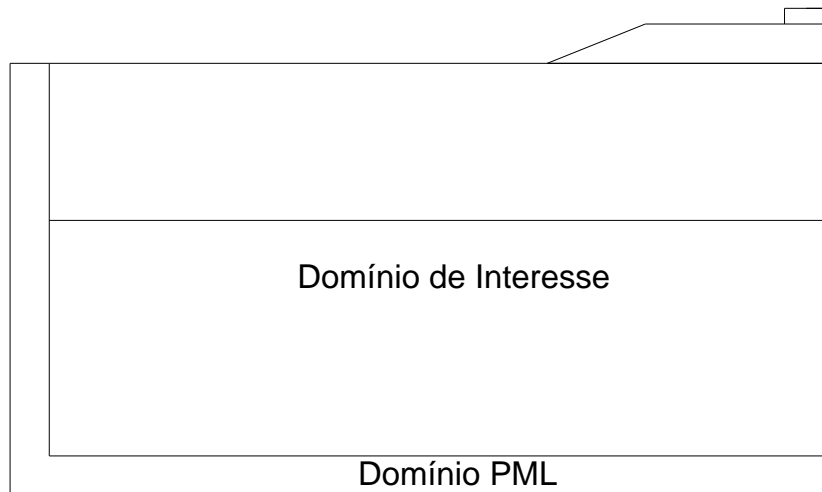


Figura 3.27 - Esquema de discretização da secção transversal.

O outro artifício que foi tido em conta para minimizar o tempo de cálculo está relacionado com as características de simetria e antissimétrica da resposta, no domínio do número de onda. Neste domínio a resposta é complexa e por isso é constituída por duas partes, uma real e uma imaginária. Estas duas partes da resposta são simétricas e antissimétricas em relação ao valor correspondente à origem do referencial, $k_1=0$. Posto isto, necessita-se apenas de calcular a resposta para uma das partes, positiva ou negativa. Obtida parte da resposta, podemos decompô-la na sua parte real e parte complexa. Recorrendo-se a alguns métodos numéricos implementados pelo autor no programa MATLAB, pode-se completar segundo as propriedades da resposta a outra parte que não foi calculada, obtendo-se assim a resposta para todos os valores de número de onda. O processo de cálculo seguido está representado na Figura 3.28 e Figura 3.29.

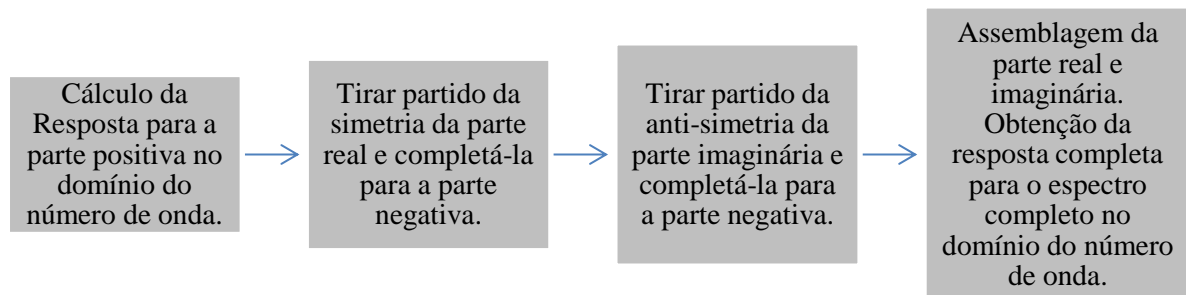


Figura 3.28 - Fluxograma da otimização de cálculo.

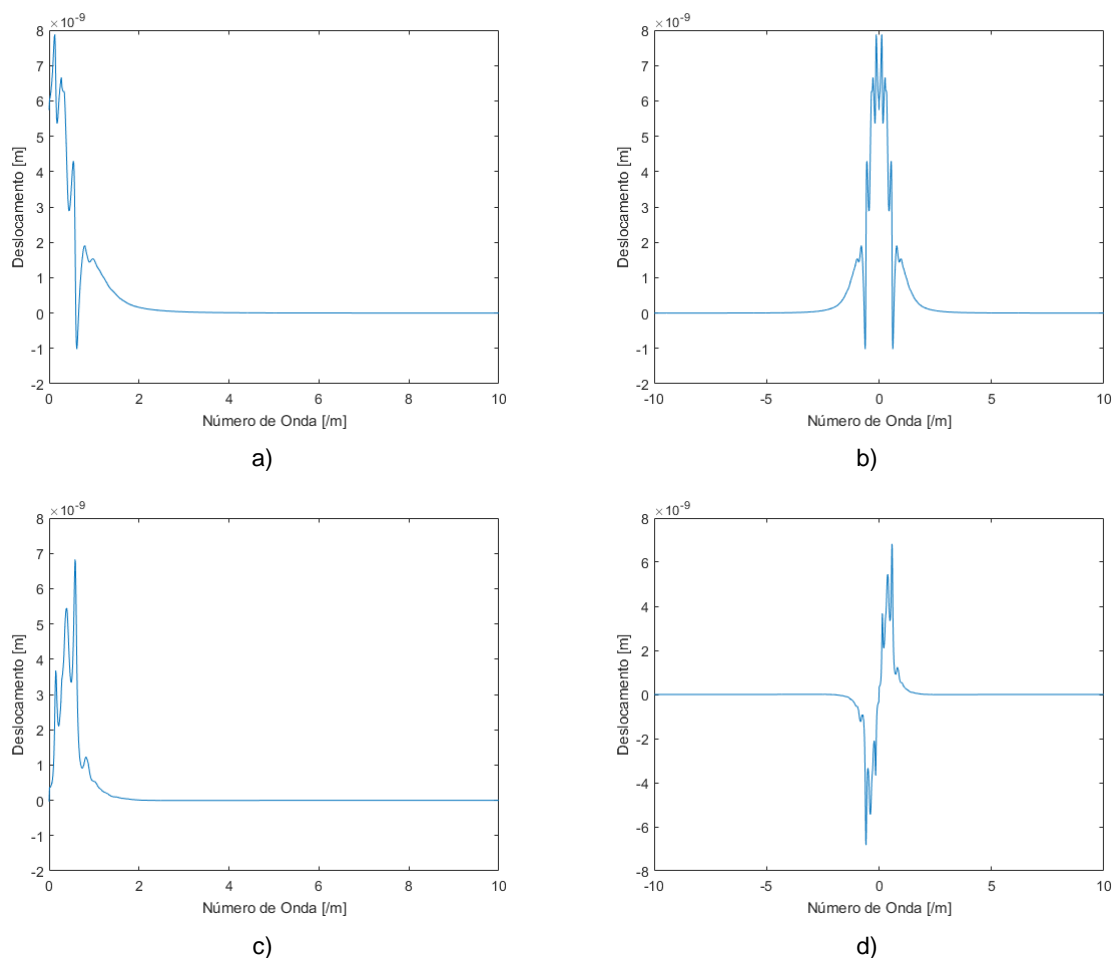


Figura 3.29 - Resposta do sistema em função do número de onda: a) Parte real calculada; b) Parte real duplicada; c) Parte imaginária calculada; d) Parte imaginária duplicada.

3.3. MÉTODO DAS CURVAS DE DISPERSÃO

As principais vantagens de uso deste método são o reduzido esforço computacional que exige, a possibilidade de estimar a velocidade crítica de um dado sistema em poucos segundos e o facto de evitar o recurso a esquemas numéricos muito complexos.

O caso mais simples de aplicação deste método é quando o sistema em causa corresponde a um cenário semi-indefinido e homogéneo, onde as ondas P e SV são não dispersivas, pois leva a que apenas um modo de dispersão ocorra e que corresponde à velocidade das ondas de Rayleigh [27]. Para este caso, a velocidade crítica é definida e coincidente com a velocidade de propagação das ondas de Rayleigh. Na Figura 3.29 pode ver-se o *layout* típico obtido a partir da teoria de propagação das ondas em função da frequência (f) e do número de onda (k_1).

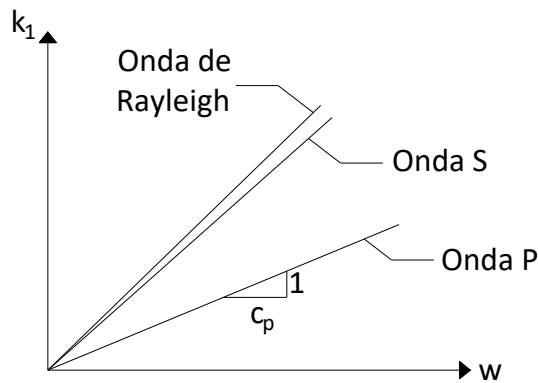


Figura 3.30 - Curvas de Dispersão para um solo semi-indefinido e homogéneo.

Pela Figura 3.31 é possível perceber melhor o comportamento anteriormente descrito. Estão traçadas a azul as linhas de carga para diferentes valores do número de Mach (M).

A relação entre as ondas S e R aliada ao facto de a velocidade crítica neste caso ser condicionada pela velocidade de propagação das ondas R implica que o número de Mach seja igual a 0.934, esta curva está representada a vermelho. Outra das características desta reta é fazer a separação das zonas de propagação ou não propagação das ondas no terreno.

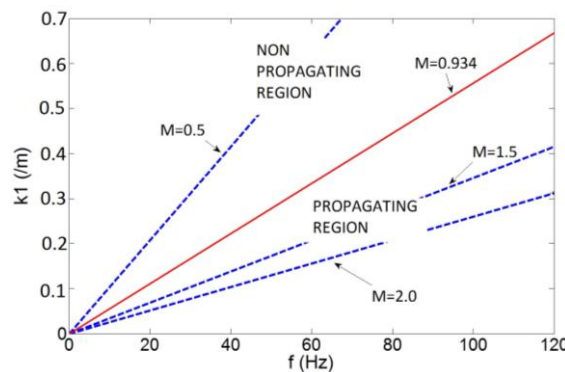


Figura 3.31 – Relações de dispersão das ondas P-SV para um solo semi-indefinido e homogéneo (adaptado de [27]).

É sabido que a realidade geotécnica é bem mais complexa que a geometria do estrato homogéneo e semi-indefinido. A realidade geotécnica é traduzida normalmente pela existência de múltiplos estratos, esta consideração altera por completo a configuração das curvas do exemplo anterior. Por esse motivo é que é tão importante ter em conta a estratificação das diferentes camadas, para que a estimativa da velocidade crítica seja o mais realista possível.

Tendo em conta a estratificação do solo, o primeiro modo, que como já fora mencionado, corresponde com a velocidade de propagação das ondas de Rayleigh no estrato superior, vai delimitar a zona de propagação da zona de não propagação de ondas. A velocidade crítica não é coincidente com a velocidade das ondas R, pois as propriedades dispersivas das ondas impõem múltiplas diferenças do padrão do seu comportamento. Quando a velocidade da carga móvel é superior à velocidade crítica do sistema, começam a pronunciar-se oscilações atrás da carga. Justificadas pela excitação de modos de

ordem superior, pela interseção das linhas de carga com as curvas das ondas P e SV [27], representadas na Figura 3.32.

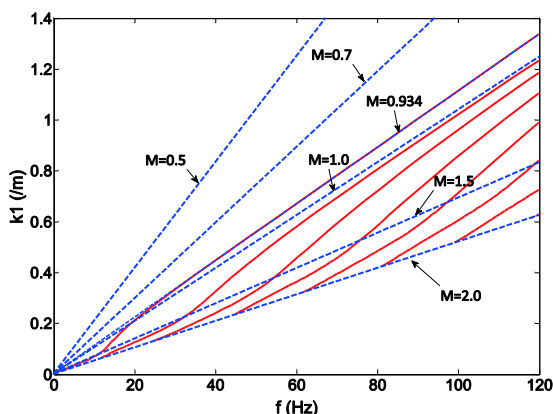


Figura 3.32 – Relações de dispersão das ondas P-SV para um solo estratificado (adaptado de [27]).

A discussão anterior é válida para o caso em que a estratificação do solo segue um padrão de aumento de rigidez em profundidade. Levando a que apresente características normalmente dispersivas.

Para o caso do solo em que o estrato superior apresenta maior rigidez que o inferior, as características das ondas passam a ser inversamente dispersivas. Em que a velocidade da onda aumenta com o aumento da frequência. É necessário ter em conta a participação de modos superiores.

3.3.1. CONSIDERAÇÃO DA VIA

Nos exemplos anteriores não foi ainda tido em consideração o acoplamento da via ao terreno, que altera as relações de dispersão do sistema, devido à mudança nas características da propagação das ondas, principalmente da direção de desenvolvimento da via. Levando a que na realidade a determinação da velocidade crítica não seja direta como anteriormente.

Como a determinação da relação de dispersão da via com o maciço é bastante complexa, determina-se a curva de dispersão do solo e da via livre de forma separada. Toma-se como negligenciável o efeito dos apoios da via na propagação das ondas ao longo desta. O ponto de interseção das duas curvas, do solo e da via, representa o ponto onde existe a coincidência entre o comprimento de onda de ambas as ondas que se propagam na via e no solo. A velocidade crítica é determinada pelo inverso da inclinação da reta que une a origem e o ponto de interseção[27].

No caso hipotético do meio ser homogêneo, devido às suas características não dispersivas a curva de dispersão do solo será coincidente com a curva da velocidade das ondas de Rayleigh, definida por uma reta como se mostra na Figura 3.33 .

Por esse facto, a velocidade crítica do sistema é, assim, independente das propriedades dinâmicas da via, pois o ponto de interseção está sempre sobre a cura de dispersão do solo coincidente com a reta das ondas R.

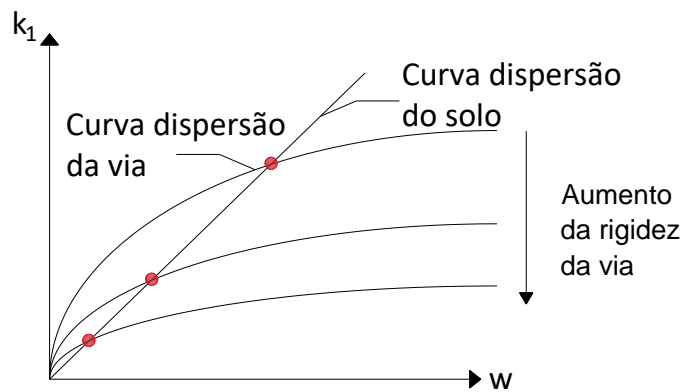


Figura 3.33 - Configuração associada a um meio semi-indefinido e homogêneo, interseção com várias vias de rigidez diferente.

No entanto quando se tem em conta a estratificação do solo a configuração do primeiro modo das ondas P-SV deixa de ser uma reta, devido às alterações que as ondas sofrem por se propagarem num meio dispersivo. Esta característica leva a que o aumento da rigidez da via se reflita num aumento da velocidade crítica, pois as interseções das curvas de diferentes vias com a curva do solo deixam de estar alinhadas segundo a mesma reta. Sem que o valor da velocidade crítica esteja fora do intervalo definido pela velocidade das ondas S do estrato superior e inferior.

Pode-se observar na Figura 3.33 que vias mais rígidas fazem com que o ponto de interseção com a curva de dispersão do solo aconteça para velocidades mais baixas, o que leva a um aumento da velocidade crítica.

3.3.2. CONSIDERAÇÃO DO ATERRO

Para que o método descrito seja uma aproximação precisa é necessário ter em conta outro elemento que normalmente acompanha qualquer construção ferroviária, o aterro. O aterro está posicionado entre a laje e a primeira camada do terreno. Costa, et al. [27] propuseram uma solução aproximada para ter em conta mais este elemento quando a sua presença não é negligenciável. Como o problema de propagação das ondas geradas pelas cargas móveis é muito direcional pode considerar-se com desenvolvimento infinito na secção transversal do terreno, tal como ilustrado na Figura 3.34.

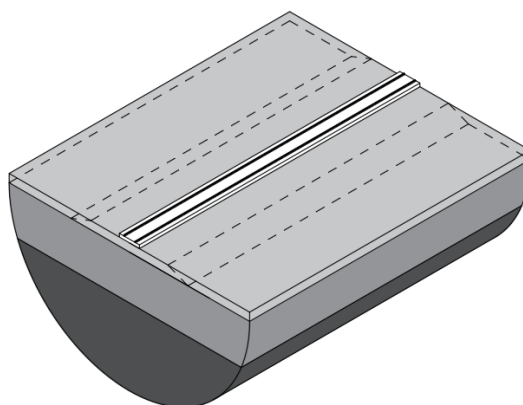


Figura 3.34- Representação esquemática sobre a consideração do aterro.

4

VELOCIDADE CRÍTICA DO SISTEMA VIA-ATERRO-MACIÇO

4.1. CONCEITO BASE

A pressão económica que tem vindo a ser feita sobre o transporte ferroviário, no sentido de o tornar mais económico e competitivo, relativamente aos outros setores dos transportes, tem levado a um grande desenvolvimento científico e à sua consequente evolução. A principal mudança no setor ferroviário é o aumento da velocidade de circulação dos veículos. Quando a velocidade de circulação de um dado comboio numa via férrea é próxima da velocidade de propagação das ondas superficiais, ondas de Rayleigh, a energia transportada por elas permanece próxima do comboio. Quanto maior for a acumulação de energia perto do comboio, maior será a componente do deslocamento a que o terreno e a via estarão sujeitos, traduzindo-se por um fenómeno ressonante. Isto é, a velocidade crítica de um dado sistema será a velocidade de circulação que conduz à maior amplificação dos deslocamento[34].

Esta problemática ganha cada vez mais importância à medida que se aumenta a velocidade de circulação, pois para que os veículos ferroviários possam circular com garantia de segurança, são tolerados apenas pequenos deslocamentos da via.

A velocidade crítica é uma característica específica de cada via. Depende quase em exclusivo das propriedades do terreno sobre o qual a via é construída. Existem várias velocidades críticas, mas entre todas elas a menor é a mais importante, pois é a primeira a ser atingida e será esta que poderá condicionar a velocidade de circulação na via em causa [35]. No entanto o tipo de via e a altura dos seus elementos podem influenciar a velocidade crítica da via. Mezher, et al. [36] concluiu que as vias em laje garantem para o mesmo terreno velocidades críticas superiores que as vias tradicionais balastradas. Por exemplo, a redução da espessura da via leva a uma diminuição de rigidez da mesma, pelo contrário um aumento da espessura leva a um aumento de rigidez. Quando para o mesmo solo, por exemplo um solo estratificado em que os estratos possuem maior rigidez em profundidade, quanto mais rígida for a via, maior será a velocidade crítica do sistema.

É possível distinguir-se neste fenómeno três tipos de respostas distintas, a resposta infra crítica, em que os deslocamentos aumentam sucessivamente até à velocidade crítica. A resposta ressonante, que corresponde à resposta que apresenta maior deslocamento e ainda uma resposta supra crítica em que os deslocamentos vão diminuindo sucessivamente à medida que a velocidade aumenta e se afasta da crítica. Na parte supra crítica da resposta observa-se um fenómeno de vibração do solo atrás da carga com uma certa frequência[37, 38].

Este comportamento de aumento ou decréscimo dos deslocamentos é simplesmente explicado pelo facto de na resposta infra crítica a velocidade do comboio ser superior à da onda, permitindo assim que a energia se afaste do comboio. Com o aumento da velocidade de circulação, esta vai-se aproximando da velocidade da onda e a energia vai ficando cada vez mais próxima do comboio, o que leva os deslocamentos verticais a serem cada vez maiores. Por outro lado, a resposta supra crítica tem tendência inversa, pois como a velocidade de circulação do comboio é superior à velocidade de propagação das ondas na via, a energia deixa de estar próxima do comboio, pois as oscilações devidas à passagem do veículo ficam para trás deste, o que leva a via a ficar em vibração livre após a passagem deste.

4.2. DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE CRÍTICA

Determinação da velocidade crítica de um sistema de Forma Exata pelo Método 2.5D FEM-PML é um processo bastante demorado, pois é necessário calcular-se a resposta do terreno à passagem de uma carga unitária para as diferentes velocidades de circulação. Escolhe-se um ponto, o mesmo para as diferentes velocidades e regista-se o deslocamento absoluto máximo desse ponto para cada uma das velocidades. Com esses dados é possível representar uma curva de deslocamentos versus velocidade de circulação. A velocidade crítica do sistema será a velocidade para a qual se verifica maior deslocamento.

No presente trabalho o ponto para onde foram calculados os deslocamentos máximos para as diferentes velocidades foi o ponto imediatamente abaixo da palmilha. A posição desses elementos e do ponto onde foram retirados os deslocamentos no modelo podem ser facilmente precisados pela observação da Figura 3.24.

Costa, et al. [27] mostrou que a importância das propriedades da via na determinação da velocidade crítica varia consoante o maciço de fundação em causa. Sempre que a rigidez do solo aumenta em profundidade, as características da via, nomeadamente a rigidez, desempenham um papel importante na influência sobre a velocidade crítica do sistema. No entanto, quando o maciço de fundação é homogéneo e semi-indefinido ou a rigidez descrece em profundidade as características da via podem ser normalmente negligenciadas.

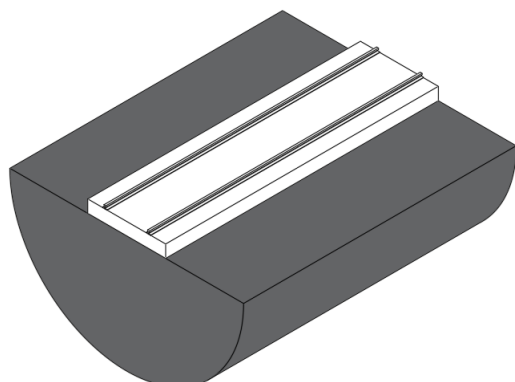
4.2.1. DETERMINAÇÃO DE FORMA APROXIMADA PELO MÉTODO DAS CURVAS DE DISPERSÃO

A forma de determinação da velocidade crítica do sistema por este método já foi mencionada no capítulo anterior. O ponto de interseção da curva de dispersão da via com a curva de dispersão do terreno, indica o ponto em que as ondas se propagam com igual comprimento de onda no maciço e na via, originando-se para este valor as maiores amplificações dos deslocamentos verticais. A velocidade crítica é obtida pelo inverso da inclinação da reta que une a origem e o ponto de interseção das duas curvas.

Quanto menos inclinada for essa reta, maior será a velocidade crítica do sistema. As curvas de dispersão associadas a vias com maior rigidez são curvas associadas a frequências mais baixas do que vias com menor rigidez. É tentador pensar então que, quanto maior for a rigidez da via maior será a velocidade crítica do sistema. Mas não será bem assim, pois a curva de dispersão do solo também influenciará o ponto de interseção, e sabe-se que a velocidade crítica dos sistemas é normalmente condicionada pelas características do terreno.

4.3. VELOCIDADE CRÍTICA PARA OS DIFERENTES TIPOS DE MACIÇOS

4.3.1. VELOCIDADE CRÍTICA EM MACIÇOS HOMOGÊNEOS SEMI-INDEFINIDOS



Estrato Características

Massa Volúmica [kg/m ³]	2000
Velocidade Ondas S [m/s]	320
Velocidade Ondas P [m/s]	600
Espessura Estrato [m]	∞
Amortecimento []	0.03

Figura 4.1 - Esquema e respetivos valores do maciço homogêneo semi-indefinido.

Os maciços homogêneos e semi-indefinidos são meios não dispersivos. As propriedades mecânicas do material são constantes em profundidade e por isso, apresentam apenas um modo de vibração que coincide com o modo de propagação das ondas R [39]. O facto de este tipo de maciços apresentarem apenas um modo de vibração é bastante perceptível na Figura 4.2, pois a curva do terreno é dada por uma reta.

Para este tipo de solos, a velocidade crítica do sistema é a mesma independentemente das propriedades da via, visto que qualquer que seja a rigidez da via, o ponto de interseção estará sempre sobre a reta da curva de dispersão do maciço. Como já foi mencionado anteriormente, a velocidade crítica é dada pelo inverso da inclinação da reta que une a origem e a interseção das curvas de dispersão, por isso mesmo, a velocidade crítica será sempre a mesma

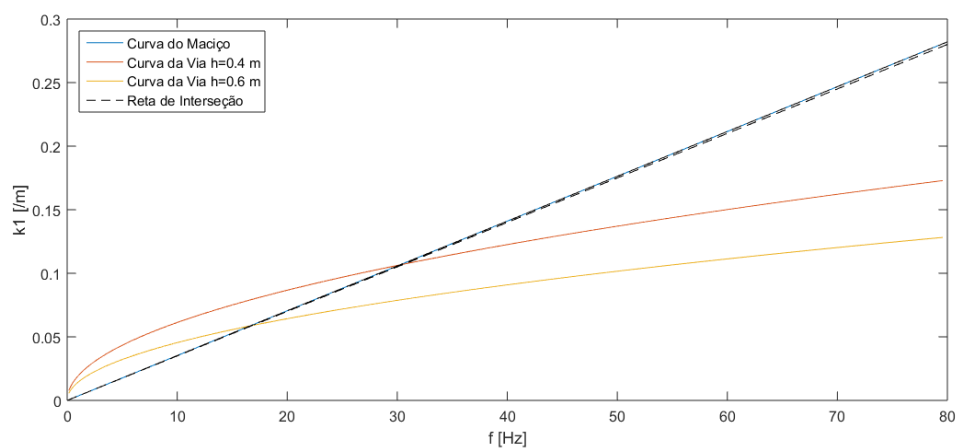
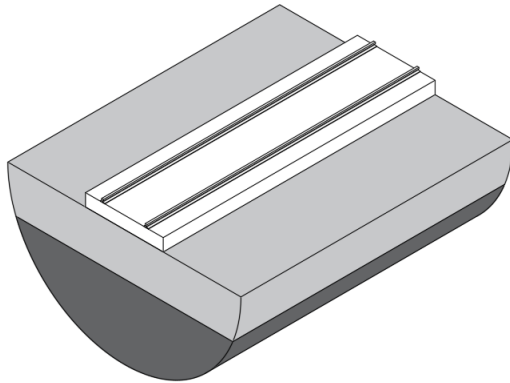


Figura 4.2 - Curvas de dispersão de um maciço homogêneo semi-indefinido de duas vias com propriedades diferentes.

4.3.2. VELOCIDADE CRÍTICA EM MACIÇOS ESTRATIFICADOS

4.3.2.1. Maciços Normalmente Dispersivos



Estrato	Caraterísticas	
Superior	Massa Volúmica [kg/m ³]	2000
	Velocidade Ondas S [m/s]	160
	Velocidade Ondas P [m/s]	300
	Espessura Estrato [m]	2
	Amortecimento []	0.03
Inferior	Massa Volúmica [kg/m ³]	2000
	Velocidade Ondas S [m/s]	320
	Velocidade Ondas P [m/s]	600
	Espessura Estrato [m]	∞
	Amortecimento []	0.03

Figura 4.3 - Esquema e respetivos valores do maciço normalmente dispersivo.

O processo natural de estratificação conduz na maior parte dos casos a cenários normalmente dispersivos, em que o aumento de rigidez dos estratos é maior para os estratos mais profundos. Para estes casos a curva de dispersão do solo apresenta uma configuração convexa para baixas frequências e depois assume uma forma retilínea, que coincide com a velocidade de propagação das ondas R no estrato superior. Este valor representa a velocidade crítica mínima admissível do sistema. A velocidade crítica será máxima se a interseção da curva de dispersão do terreno com as curvas de dispersão da via acontecer antes do primeiro ponto de inflexão, e irá diminuindo sucessivamente até ao segundo ponto de inflexão. Para as frequências superiores ao segundo ponto de inflexão, pode dizer-se que as propriedades da via não alteraram significativamente a velocidade crítica do sistema.

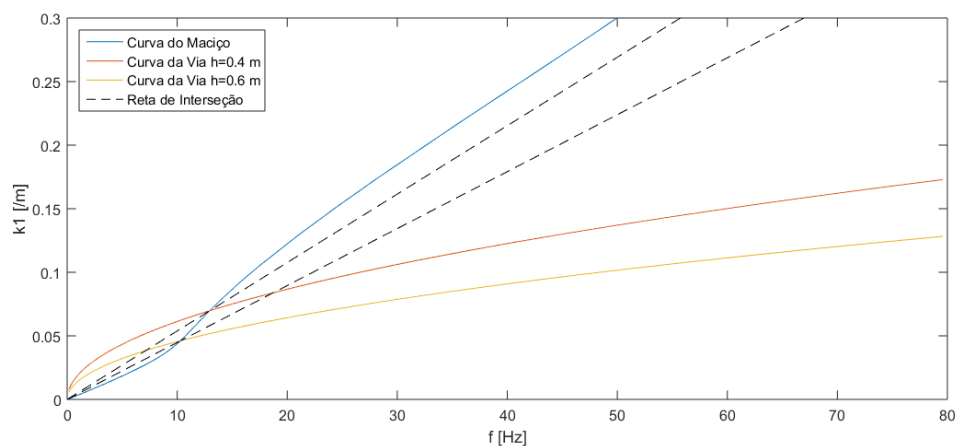
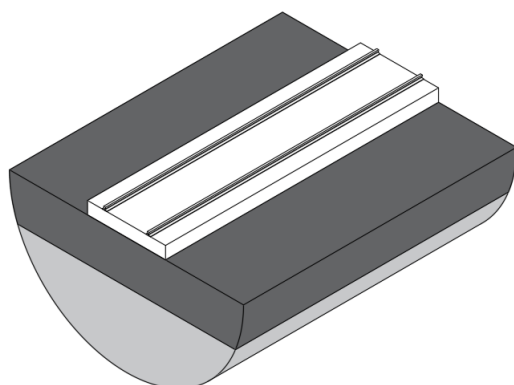


Figura 4.4 - Curvas de dispersão de um maciço normalmente dispersivo e de duas vias com propriedades diferentes.

4.3.2.2. Maciços Inversamente Dispersivos



Estrato	Caraterísticas	
Superior	Massa Volúmica [kg/m ³]	2000
	Velocidade Ondas S [m/s]	320
	Velocidade Ondas P [m/s]	600
	Espessura Estrato [m]	2
	Amortecimento []	0.03
Inferior	Massa Volúmica [kg/m ³]	2000
	Velocidade Ondas S [m/s]	160
	Velocidade Ondas P [m/s]	300
	Espessura Estrato [m]	∞
	Amortecimento []	0.03

Figura 4.5 - Esquema e respetivos valores do maciço inversamente dispersivo.

Considera-se como representativo de um cenário inversamente dispersivo o cenário representado na Figura 4.5. As suas caraterísticas inversamente dispersivas são devidas à existência de estratificação e pelo facto da rigidez dos estratos ser menor com a profundidade. Na Figura 4.6 pode depreender-se que a velocidade crítica será tanto maior, quanto mais rígida for a via, até certo ponto, pois o aumento indefinido da rigidez da via não leva a um aumento da velocidade crítica. Como o troço inicial da curva de dispersão do terreno é próximo da configuração linear, a velocidade crítica deste será a velocidade crítica máxima do sistema, coincidente com a velocidade de propagação das ondas R no estrato inferior. O ponto até onde é rentável aumentar a rigidez da via, por forma a aumentar a velocidade crítica é até ao primeiro ponto de inflexão da curva de dispersão do terreno.

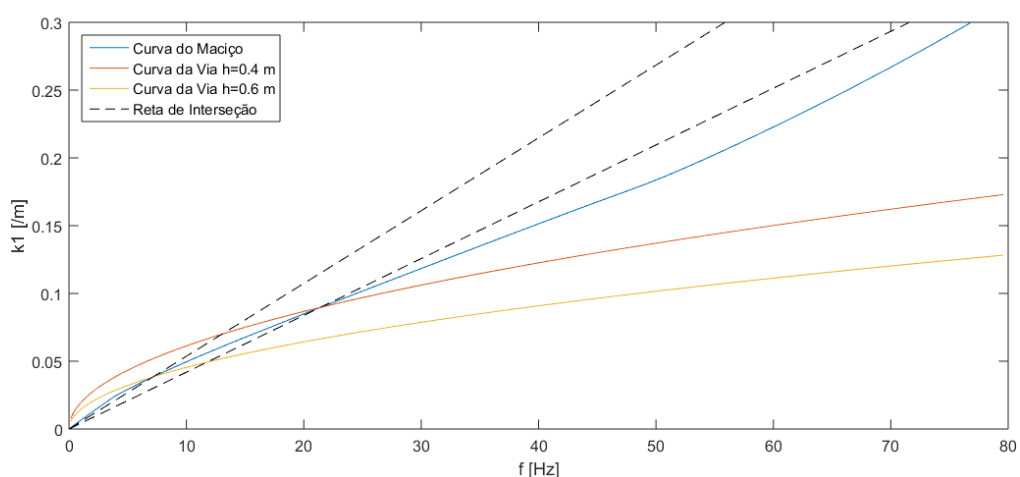


Figura 4.6 - Curvas de dispersão de um maciço inversamente dispersivo e de duas vias com propriedades diferentes.

5

CASO DE ESTUDO

5.1. DESCRIÇÃO GERAL

O cenário base escolhido para este caso de estudo foi pensado de tal forma que fosse representativo de um possível cenário real, de modo a que possíveis conclusões retiradas deste trabalho possam ter reflexo prático para fins de engenharia. Um dos principais aspetos que se teve em conta, foi o facto de não tornar a cenário escolhido muito complexo, para que a análise dos resultados possa ser simples, intuitiva e sem ambiguidades. Pois, muitas das vezes, cenários muito complexos podem tornar a análise dos resultados mais difícil, pois podem, por exemplo, haver sobreposições de efeitos devidos a fenómenos diferentes.

O maciço de fundação é composto por dois estratos perfeitamente horizontais, o estrato inferior tem desenvolvimento teoricamente infinito em profundidade e é um solo bastante competente. O estrato superior possui uma espessura constante de 4 m e é constituído por um solo com menores características mecânicas do que o subjacente a este. Considera-se ainda um aterro sob o estrato superior, sobre o qual será construída a via férrea. Os taludes têm uma inclinação de 2.5:1, a altura do aterro é de 1 m e a sua largura no topo é de 9.6 m. As características mecânicas correspondentes a cada um dos estratos estão apresentadas no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 - Valores das propriedades mecânicas dos tipos de solos considerados.

Estrato	E [MPa]	ρ [kg/m ³]	ν	ζ	C_S [m/s]	C_P [m/s]
Aterro	251.68	2000	0.3	0.03	220	412
Superior	101.92	2000	0.3	0.03	140	262
Inferior	468	2000	0.3	0.03	300	561

Sob o aterro implementou-se uma via férrea em laje, a geometria da laje de fundação da via é de 2.5m de largura e 0.4m de espessura, construída com um betão da classe C 30/37. As características dos elementos da via, nomeadamente do carril e da palmilha, encontram-se descritas no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 - Valores utilizados na modelação dos elementos da via.

Elemento	Caraterísticas	
Carril	Rigidez à Flexão EI [Nm ²]	1.26x10 ⁷
	Massa Linear [kg/m]	120
Palmilha	Rigidez [N/m ²]	1x10 ⁹
	Amortecimento [Ns/m ²]	5x10 ⁵

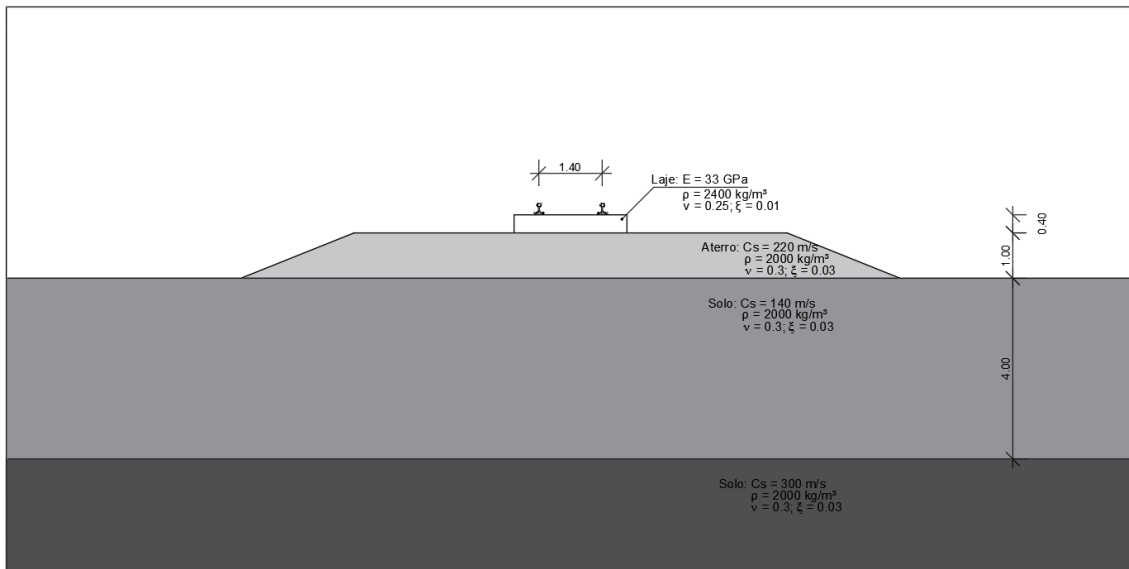


Figura 5.1 - Representação do caso de estudo.

A construção de uma malha de elementos finitos para a discretização de um cenário geotécnico, necessita de ter em conta vários cuidados aquando da sua construção, nomeadamente ao nível da dimensão mínima que os elementos devem ter. Quanto maiores forem os elementos finitos, menores serão o número de graus de liberdade, o que se traduz em redução do tempo de cálculo, porém é importante haver um compromisso entre a precisão da resposta e o esforço computacional adicionado pela diminuição das dimensões dos elementos finitos. Considera-se como regra prática que a dimensão dos elementos finitos deva corresponder a pelo menos 1/6 da dimensão do menor comprimento de onda considerado. Outra das regras práticas relativa às camadas de PML's é que o número mínimo de elementos finitos associados à menor dimensão da malha destes deve ser de 6 elementos.

A malha de elementos finitos adotada na discretização da secção transversal está representada na Figura 5.2.

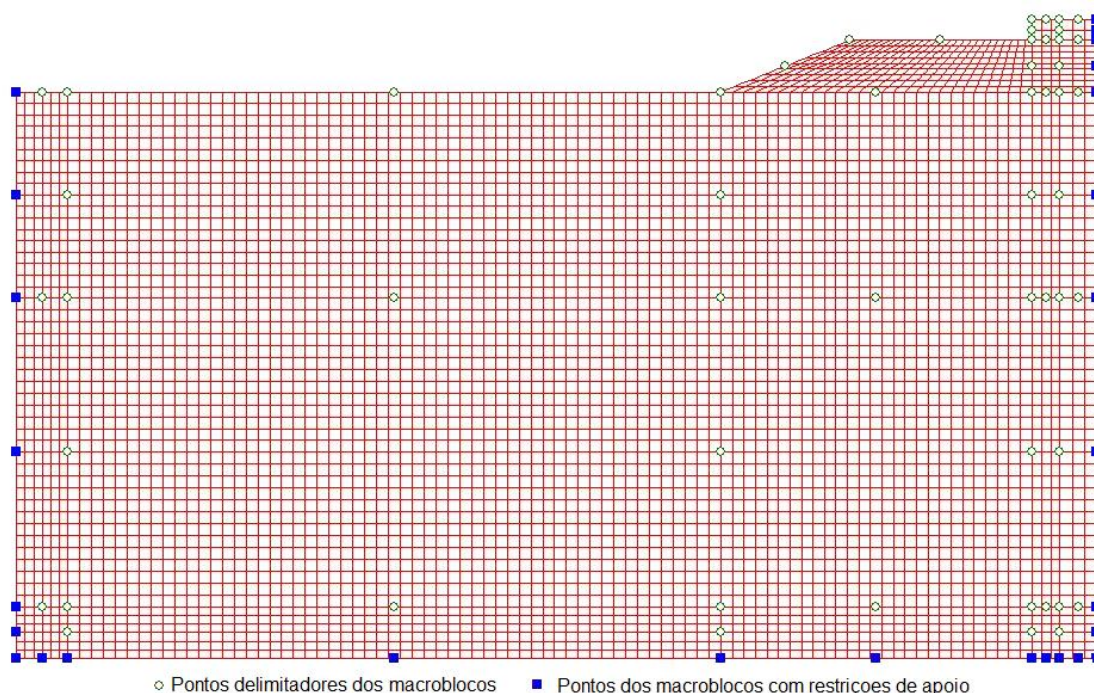
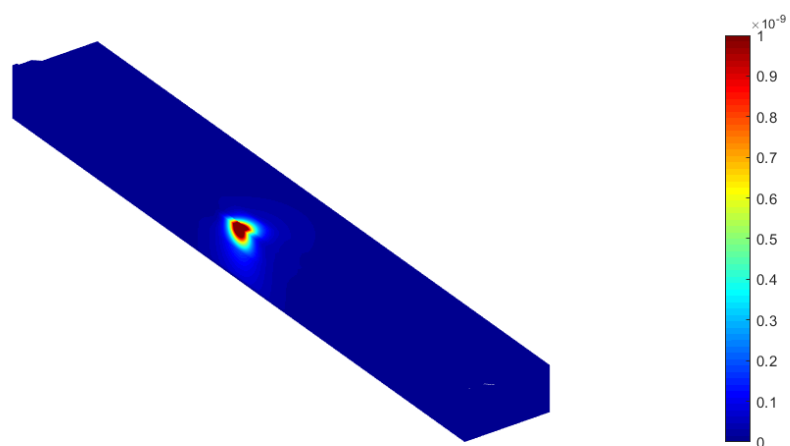


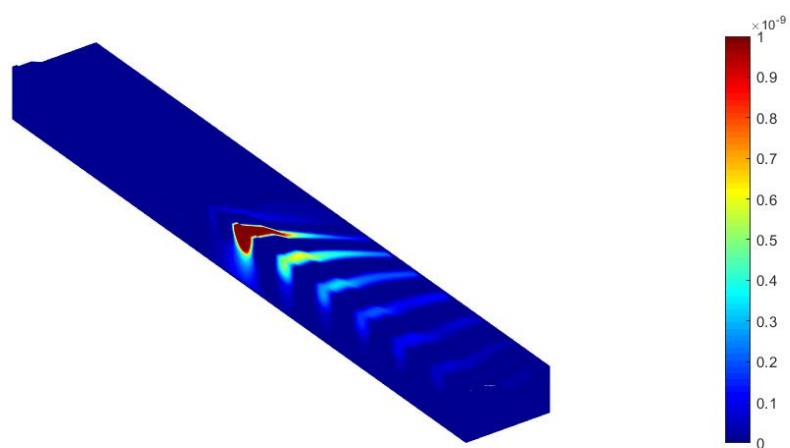
Figura 5.2 - Malha de elementos finitos adotada para a secção transversal do caso de estudo.

A malha representada na Figura 5.2 está dividida em 15 macroblocos, estes elementos são constituídos por conjuntos de elementos finitos (EF) que pelas características mecânicas do material que pretendem simular ou pelas características geométricas permitem agrupar EF comuns no mesmo grupo. Cada um dos macroblocos é dividido tendo em conta a regra das dimensões mínimas de cada EF. Consegue observar-se para além da malha, uns quadrados azuis que representam os vértices dos macroblocos a que estão associadas condições-fronteira. Sobre o eixo de simetria, pela compatibilidade de deslocamentos nesse eixo, usam-se apoios horizontais simples, que impedem apenas os deslocamentos horizontais. Nos restantes pontos consideram-se apoios duplos. A consideração de condições de fronteira com apoios duplos é possível, pois considera-se que a parte do cenário onde estes estão inseridos já é indeformável, ou seja, esses EF já não sofrem qualquer movimento, por se encontrar suficientemente afastados da zona onde ocorrem os deslocamentos. Um aspeto muito importante quando se fazem este tipo de malhas, é garantir sempre a compatibilidade dos nós entre os diferentes macroblocos, pois o método dos elementos finitos considera continuidades dos nós e as cargas também só se aplicam nos nós.

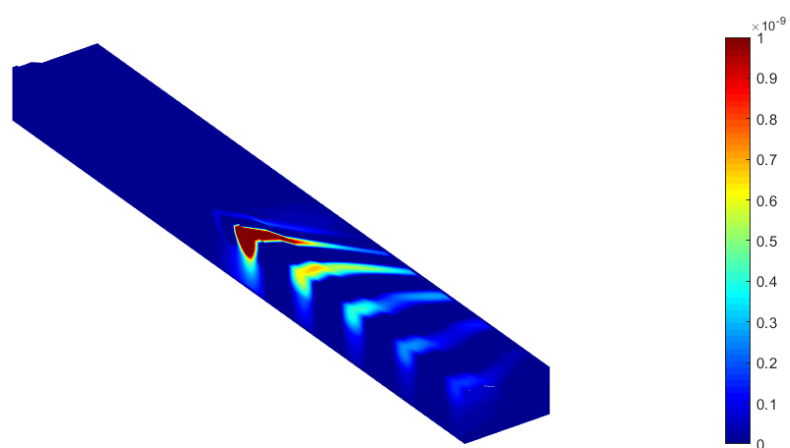
Calcularam-se os deslocamentos do cenário devidos à passagem de uma carga unitária para as diferentes velocidades de circulação. Na Figura 5.3 estão representadas as configurações das deformadas do terreno para três das velocidades calculadas.



a)



b)



c)

Figura 5.3 - Representação da deformação do terreno e da via sujeitos à passagem de uma carga unitária com uma velocidade de circulação de: a) 5 m/s; b) 181 m/s; c) 210 m/s.

Na Figura 5.3 b) está representada a deformação do terreno devido à passagem da carga unitária. Para esta velocidade dá-se o maior deslocamento do terreno. Evidencia-se nessa imagem a formação do cone de Mach.

O cone de Mach vai se formando à medida que a velocidade de circulação da carga se aproxima da velocidade crítica do sistema, conceito este que será aprofundado mais à frente. Quando as duas velocidades coincidem desenvolve-se totalmente o cone de Mach. A teoria convencional relativa a este fenómeno mostra que o ângulo da frente de onda pode ser obtido através da expressão 5.1 [40]:

$$\alpha = \sin^{-1}\left(\frac{C_R}{c}\right) \quad 5.1$$

Em que α representa metade do ângulo da frente de onda, C_R representa a velocidade de propagação das ondas R no estrato e c é a velocidade de circulação da carga.

Na Figura 5.4 estão representados os deslocamentos máximos absolutos para as diferentes velocidades de circulação da carga unitária, obtidos de forma exata pelo método 2.5D MEF-PML. O maior deslocamento observado está associado à velocidade crítica do sistema.

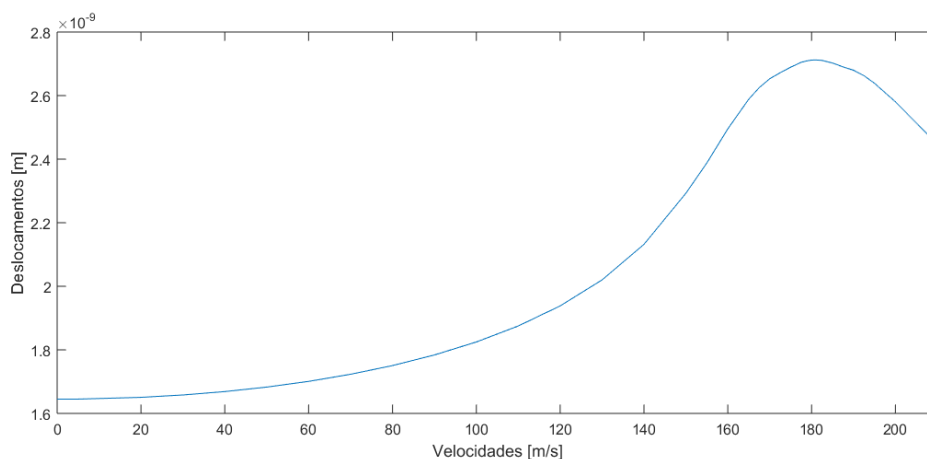


Figura 5.4 - Gráfico de deslocamentos vs velocidades de circulação da carga unitária.

Para além deste método “exato” o outro processo pelo qual foi determinada a velocidade crítica do sistema, foi pelo método das curvas de dispersão (MCD). A velocidade crítica é obtida nesse método pelo inverso da inclinação da reta que une a origem e o ponto de interseção da curva de dispersão do maciço com a curva de dispersão da via. As curvas obtidas por este método encontram-se representadas na Figura 5.5.

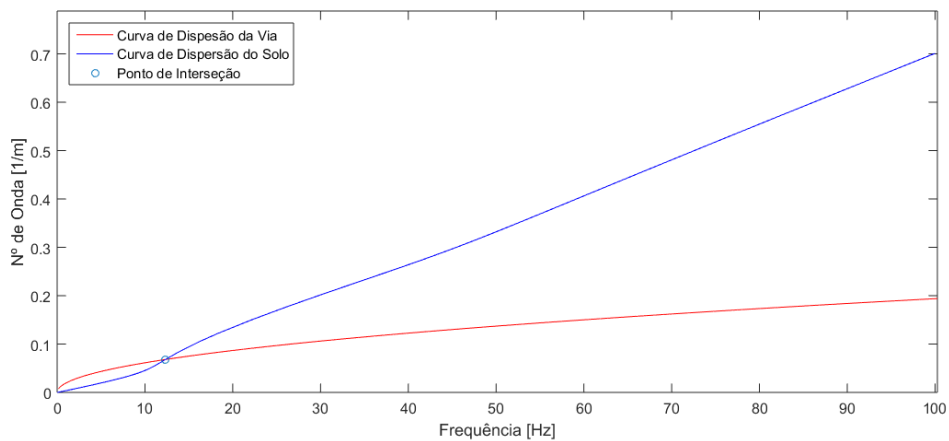


Figura 5.5 - Curvas de dispersão e respetiva interseção.

No Quadro 5.3 estão sintetizadas as velocidades críticas determinadas pelos dois métodos, representa-se também a diferença percentual entre os valores calculados.

Quadro 5.3 - Velocidade crítica determinada pelos dois métodos.

Método	Velocidade Crítica [m/s]
2.5D MEF-PML	181
MCD	181.35
Diferença [%]	0.2

A diferença entre ambos os valores é inferior a 1%, por esse motivo é preferível utilizar o método das curvas de dispersão, pois o tempo de cálculo da velocidade crítica é quase imediato. No entanto, o MCD também tem as suas limitações, nomeadamente o facto de não se obter a resposta do sistema, mas sim apenas uma estimativa da velocidade crítica do mesmo.

Como já referido anteriormente na presente dissertação, a resposta quase estática mantém-se constante independentemente da velocidade de circulação das cargas. É a parte dinâmica da resposta que é responsável pela amplificação dos deslocamentos. A amplificação dinâmica é maior à medida que nos aproximamos da velocidade de circulação crítica. Este fenómeno pode ser observado na Figura 5.6 onde está representada a ampliação dinâmica do sistema para as diferentes velocidades de circulação da carga unitária.

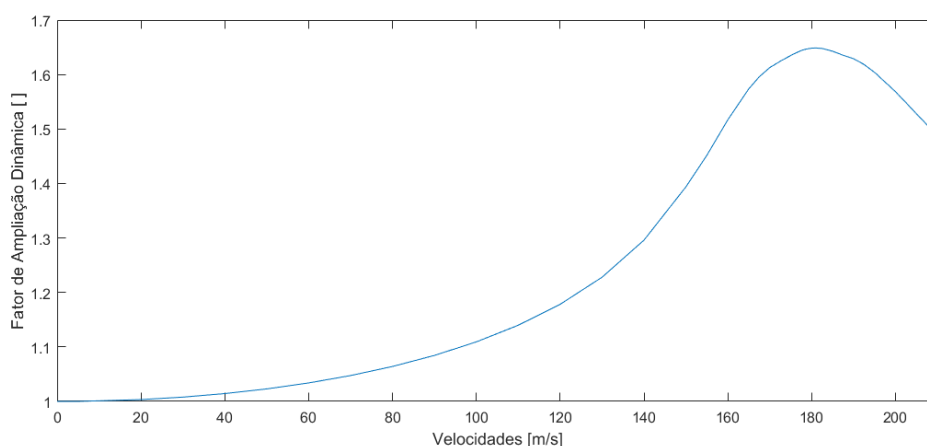


Figura 5.6 - Fator de ampliação dinâmica para o caso de estudo.

Verifica-se, como esperado que o maior fator de ampliação dinâmica coincide com a velocidade $v=181$ m/s, que corresponde à velocidade crítica. O valor do fator de ampliação dinâmica para esse ponto é de 1.65 vezes o deslocamento estático.

Para se perceber o efeito que a passagem de diferentes comboios tem na velocidade crítica, consideraram-se a passagem de 11 comboios com cargas e geometrias distintas. Para cada um destes, foi obtido o deslocamento máximo correspondente a cada velocidade de circulação. As curvas de deslocamentos versus velocidades correspondentes a cada um dos onze comboios encontram-se representadas na Figura 5.7.

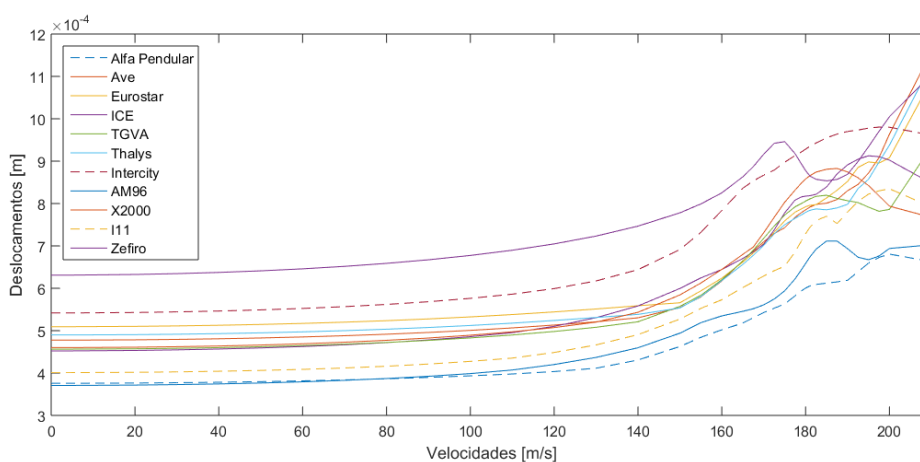


Figura 5.7 - Curvas dos deslocamentos máximos vs velocidade de circulação para os diferentes comboios considerados.

Pode observar-se que para todos os comboios a velocidade crítica aumenta, apesar de haver alguns picos de deslocamentos máximos antes dos 181 m/s. Tal como é o caso do comboio *Zefiro*, em que a curva de deslocamentos deste comboio apesar de ter um pico por volta dos 175 m/s, continua a apresentar aumento de deslocamentos com o aumento da velocidade de circulação.

A conjuntura económica atual, leva a que se procure ainda mais o retorno económico máximo dos investimentos feitos nas infraestruturas. O setor ferroviário não é exceção, por isso, quando se pensa na construção de uma via férrea, tem de se pensar que ela não será usada em exclusivamente por um tipo

de comboio. Com toda a certeza que nessas linhas circularão diferentes comboios de passageiros e mercadorias. É essencialmente por este motivo que as linhas devem ser dimensionadas para um conjunto de veículos diferentes, no que diz respeito à sua geometria e distribuição da carga pelos eixos.

A velocidade crítica do sistema aumenta relativamente à calculada, pela passagem da carga unitária, quando se consideram as geometrias e carregamentos do material circulante. Este fenómeno de aumento da velocidade crítica deve-se ao facto de haver interação entre geometria do comboio e o carregamento com a deformação do maciço. Neste caso, esse feito levou a um aumento da velocidade crítica para todos os comboios considerados. Não quer isto dizer que será sempre assim, este efeito pode levar ao aumento da velocidade crítica, mas também pode levar à sua diminuição.

Na Figura 5.8 está apresentado a zona onde estão compreendidos os deslocamentos de todos os onze comboios para as suas diferentes velocidades de circulação.

É possível constatar que existe uma clara tendência de deslocamento da velocidade crítica para valores de velocidade superiores à anteriormente considerada. A zona a vermelho foi obtida através dos deslocamentos máximos e mínimos de todos os comboios para cada uma das velocidades de circulação. Um aspeto muito interessante é notar que a diferença entre deslocamentos máximos e mínimos permanece aproximadamente constante, cerca de 0.2 mm, e aumenta quando se aproxima dos deslocamentos máximos, para as velocidades de circulação consideradas.

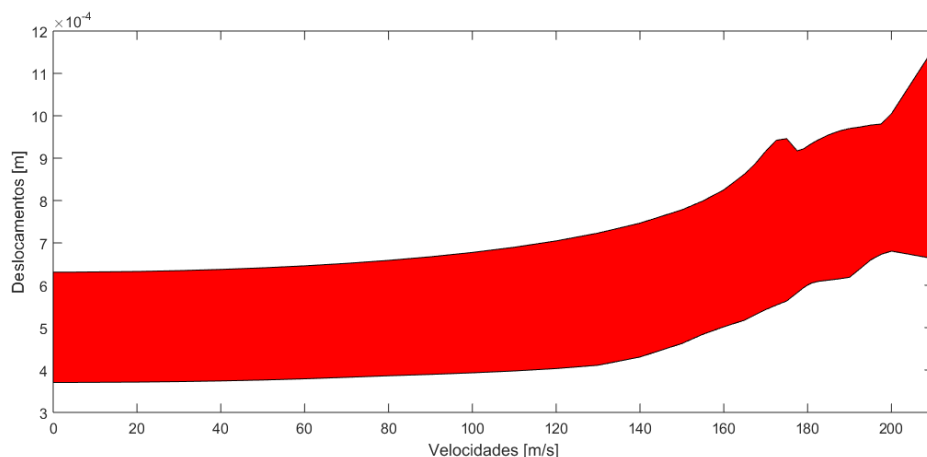


Figura 5.8 - Espectro de deslocamentos dos comboios considerados para as diferentes velocidades.

Na Figura 5.9 estão representadas as configurações das deformadas da via devidas à passagem do comboio *X2000* e *Zelfiro* para diferentes velocidades de circulação. À medida que aumenta a velocidade de circulação dos comboios, aumentam os deslocamentos devido à maior contribuição dinâmica nos deslocamentos. Na Figura 5.9 a) percebe-se claramente onde estão os eixos de carga do veículo, pois esta configuração como corresponde a uma velocidade muito baixa, é próxima da configuração do carregamento estático. À medida que se aumenta a velocidade de circulação, a indução de maiores deslocamentos no terreno e a sobreposição de efeitos das múltiplas cargas, fazem com que se perca esta percepção tao clara do local onde se encontram os eixos de carga. A configuração dos deslocamentos aumenta até à velocidade crítica. Após se atingir essa velocidade verifica-se a propagação de uma onda atrás do comboio.

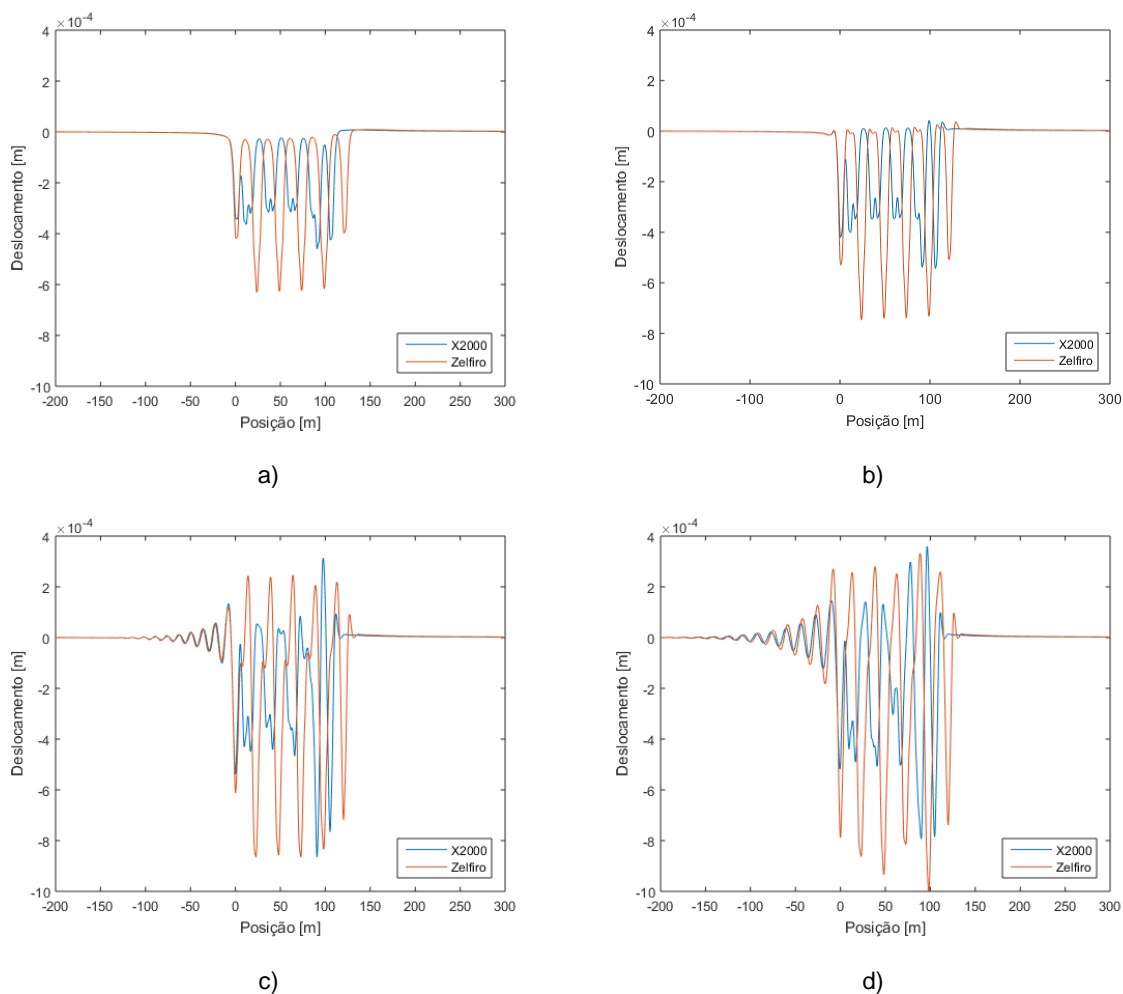
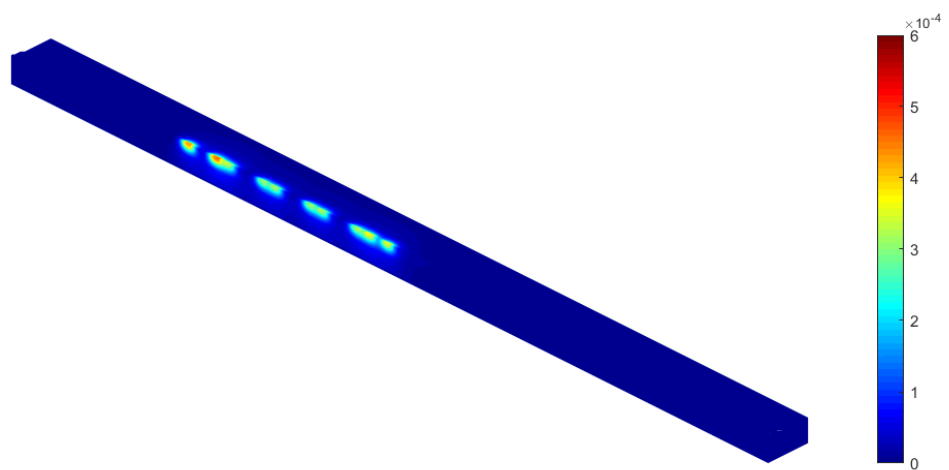


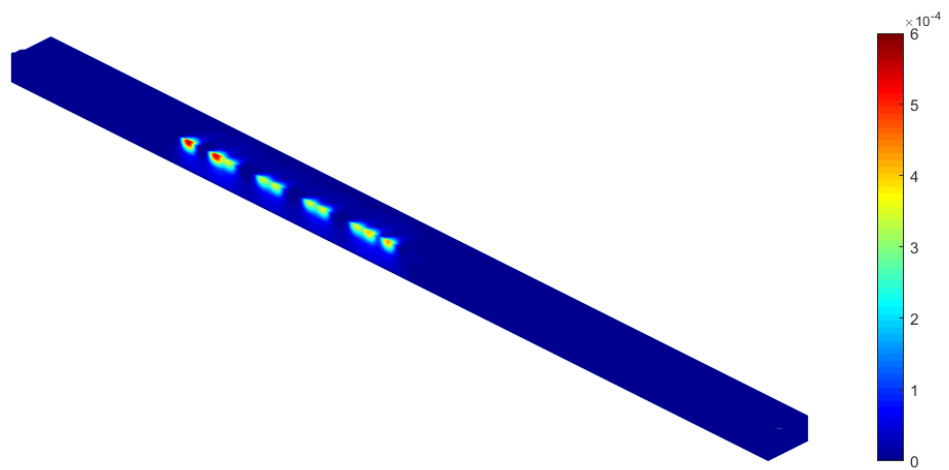
Figura 5.9 - Configuração geométrica da deformação do terreno sujeita à passagem de dois comboios par as velocidades de circulação correspondentes a: a) 5 m/s; b) 140 m/s; c) 181m/s; d) 200m/s.

A visualização em 3D da deformação do terreno pode ser uma forma de entender melhor o problema, bem como de perceber a zona de influência da deformação inerente à circulação dos comboios.

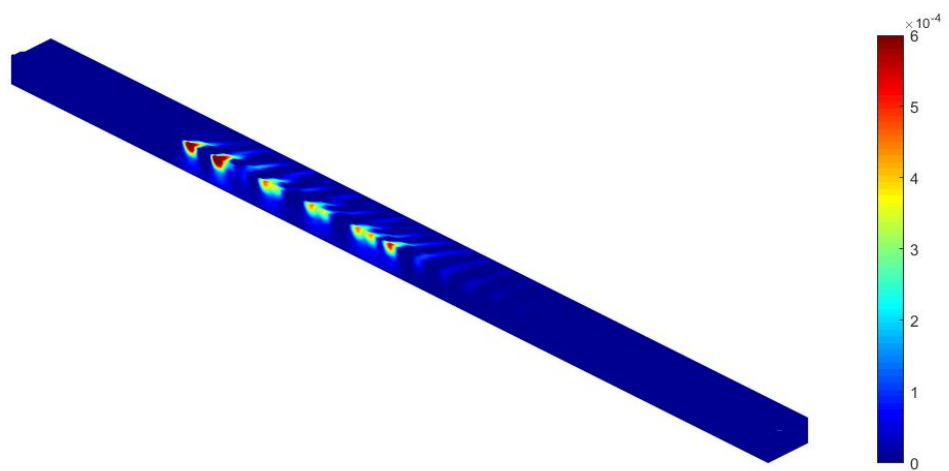
O cálculo dos deslocamentos de todos os nós da malha considerada para estudar este problema através do método 2.5D MEF-PML, permitiu obter mapas da deformação do maciço de fundação em 3D. Nas imagens representadas na Figura 5.10 estão representadas as deformadas para diferentes velocidades de circulação do comboio X2000.



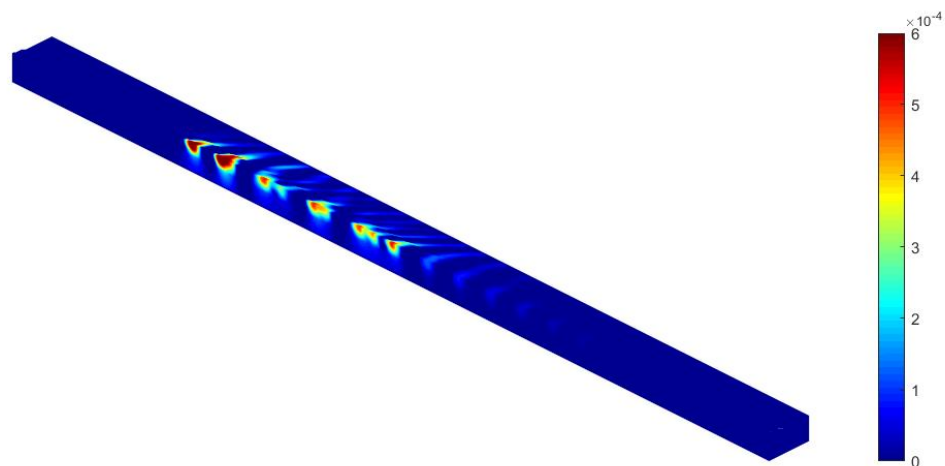
a)



b)



c)



d)

Figura 5.10 - Representação 3D das deformações do terreno devidas à passagem do comboio X2000 para diferentes velocidades: a) 5 m/s; b) 140 m/s; c) 181 m/s; d) 200 m/s.

É perceptível uma vez mais, tal como no caso da carga unitária, a formação do cone de Mach quando a velocidade de circulação do comboio se aproxima da velocidade crítica do sistema. Como a imagem é apresentada em corte, para além da geometria do cone à superfície é possível ver a sua formação em profundidade.

5.2. ESTUDO PARAMÉTRICO SOBRE A INFLUÊNCIA DE DIFERENTES PARÂMETROS NA VELOCIDADE CRÍTICA

Seguir-se-ão uma série de estudos sobre a influência que a modificação de alguns parâmetros e geometrias do cenário base têm na velocidade crítica do sistema. Os cenários considerados neste estudo, têm por base o cenário do caso de estudo representado na Figura 5.1. As características mecânicas do aterro e dos elementos da via são também elas as mesmas que estão representadas no Quadro 5.2.

5.2.1. INFLUÊNCIA DA ALTURA DO ESTRATO SUPERIOR

Na Figura 5.11 estão representadas as geometrias dos diferentes cenários que foram tidos em consideração no estudo que a espessura da camada superior tem na velocidade crítica. As propriedades mecânicas dos diferentes tipos de solos considerados para cada um dos cenários estão sintetizados no Quadro 5.4.

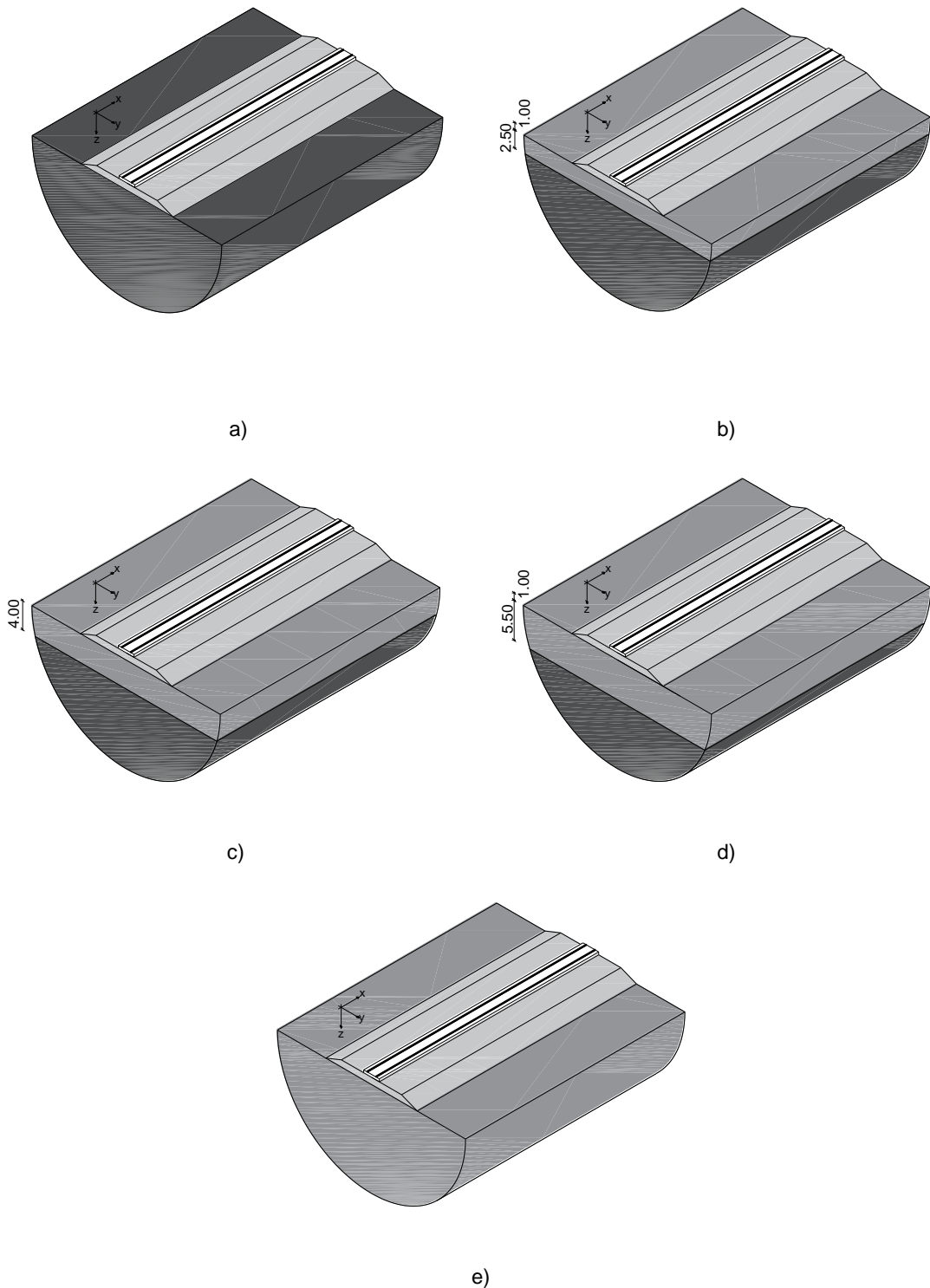


Figura 5.11 - Esquema representativo dos diferentes cenários considerados: a) Cenário I; b) Cenário II; c) Cenário III; d) Cenário IV; e) Cenário V.

O cenário I representa um maciço semi-indefinido e homogêneo, constituído somente por solo do tipo II, como este é o cenário ao qual estão associadas as propriedades mecânicas mais competentes de todos os considerados, espera-se que seja para este que se verifiquem as menores magnitude dos deslocamentos, bem como a maior velocidade crítica. Nos três cenários seguintes será introduzido um

estrato superior, com as propriedades mecânicas correspondentes às do solo do tipo I, para cada um dos cenários, o estrato superior estará sobrejacente ao maciço de fundação de solo do tipo II e a altura do estrato superior é de 2.5 m, 4m e 5.5m, para os cenários II, III e IV, respetivamente. O cenário V, será tal como o cenário I, constituído por um maciço semi-indefinido e homogéneo, mas com solo do tipo I. As propriedades do solo I aliadas ao facto de ser um cenário semi-indefinido e homogéneo, faz com que seja de esperar que se verifiquem para este último caso os maiores deslocamentos e a menor velocidade crítica. Posto isto, os cenários I e V serão cenários limite de controlo, entre os quais estarão os deslocamentos e velocidades críticas dos cenários onde há variação da altura do estrato superior.

Quadro 5.4 - Valores das propriedades mecânicas dos tipos de solos considerados.

Solo	E [MPa]	ρ [kg/m ³]	ν	ζ	C_s [m/s]	C_p [m/s]
I	101.92	2000	0.3	0.03	140	262
II	468	2000	0.3	0.03	300	561

Na Figura 5.12 estão representadas as curvas dos deslocamentos máximos para cada um dos cenários. Nessas figuras está assinalada a velocidade crítica associada a cada um dos cenários considerado. As curvas representadas foram obtidas através do método 2.5D MEF-PML, pelo cálculo da resposta de cada um dos cinco sistemas, para as diferentes velocidades, sujeitos à passagem de uma carga unitária.

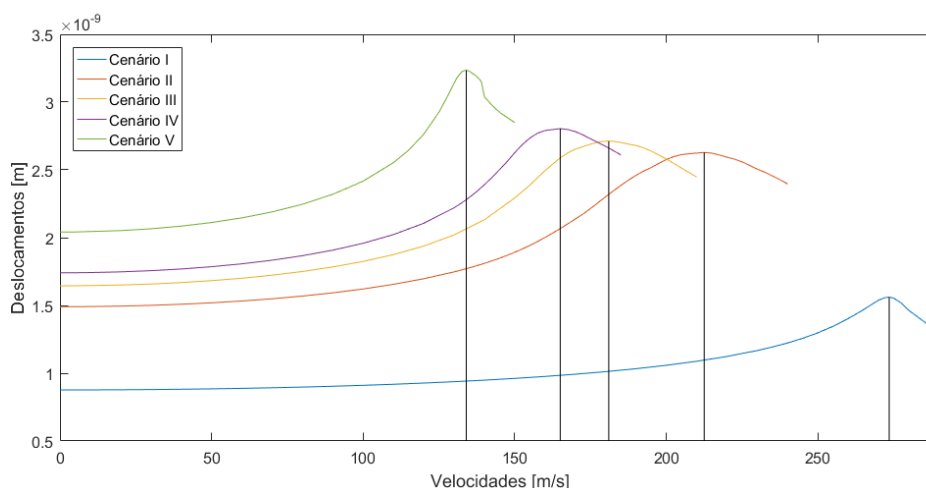


Figura 5.12 - Representação das curvas dos deslocamentos máximos absolutos de cada cenário para cada velocidade.

Na Figura 5.13 estão representadas as curvas de dispersão da via e de cada um dos cinco cenários. A velocidade crítica correspondente a cada cenário, é dada pelo inverso da inclinação da reta que une a origem a cada uma das respetivas interseções, entre as curvas de dispersão do solo de cada cenário e a curva de dispersão da via.

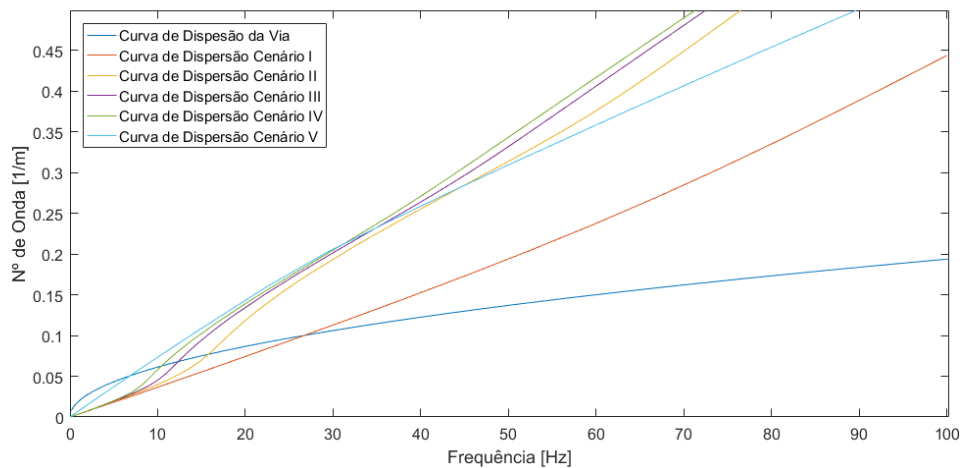


Figura 5.13 - Curvas de dispersão da via e dos diferentes cenários.

No Quadro 5.5 estão sintetizados os valores das velocidades críticas obtidos através de cada um dos métodos. O método 2.5D MEF-PML é considerado como sendo o que conduz ao cálculo exato e o método das curvas de dispersão (MCD), que conduz a valores de velocidade crítica que se consideram neste trabalho como sendo valores aproximados.

Quadro 5.5 - Síntese dos valores das velocidades críticas

Velocidade Crítica [m/s]	Cenário I	Cenário II	Cenário III	Cenário IV	Cenário V
Cálculo Exato	273	212.5	181	165	134
Cálculo Aproximado	266.91	205.04	181.35	166.61	135.15
Diferença [%]	2%	4%	0%	1%	1%

Através da observação e comparação dos valores das velocidades críticas obtidos pelos dois métodos, é notório que o erro entre ambos é bastante pequeno, este facto faz com que o uso do MCD seja bastante apelativo, pois o tempo de cálculo deste é muito inferior ao tempo de cálculo associado ao método 2.5D MEF-PML. Para se entender melhor a questão relativa ao tempo de cálculo, pode dar-se o exemplo concreto do cálculo das velocidades críticas presentes no Quadro 5.5. O cálculo de cada uma das curvas presentes na Figura 5.12, pelo método 2.5D MEF-PML, demorou cerca de 36 horas, enquanto que, o mesmo computador calculou cada valor da velocidade crítica pelo MCD em menos de 5 segundos.

A constante pressão económica exercida especialmente sobre o setor da engenharia civil, leva a uma procura constante por métodos que garantam bons resultados no mínimo tempo possível. Sem dúvida alguma que para a determinação da velocidade crítica em estruturas lineares e invariantes, para as quais não se pretendam determinar quaisquer deslocamentos, o método de cálculo mais eficiente é o MCD.

Nos valores correspondentes às velocidades críticas observa-se uma clara tendência de diminuição da velocidade crítica do sistema com o aumento da espessura do estrato superior, ao qual estão associadas características mecânicas inferiores às do estrato subjacente. É importante notar que associado ao aumento da velocidade crítica dos sistemas está uma diminuição da magnitude dos deslocamentos. Do ponto de vista de engenharia este aspeto pode ser muito importante, pois como normalmente as altas velocidades de circulação estão associadas maiores exigências ao nível dos deslocamentos máximos admissíveis na via, o facto de se garantir a passagem da linha em locais onde a importância do estrato

menos competente seja melhor, traduz-se pelo aumento da velocidade de circulação na via e um conseqüente aumento da segurança de circulação, devido à diminuição dos deslocamentos verificados.

Relativamente às conclusões que se podem inferir pela análise da Figura 5.13 são que, qualquer que seja a espessura do estrato superior, as velocidades críticas do sistema estarão sempre balizadas pelas velocidades críticas correspondentes ao cenário V, como limite inferior, e ao cenário I como limite superior.

5.2.2. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA ALTURA DO ATERRO

Na Figura 5.14 estão representados os quatro cenários considerados. Pretende-se com esta seleção, estudar a influência que a altura do aterro tem na determinação da velocidade crítica. O cenário VI possui o menor aterro de todos, com uma altura de $h=0.5\text{m}$, o cenário VII, com uma altura do aterro $h=1\text{m}$, o cenário VIII com uma altura $h=2\text{m}$ e finalmente o cenário IX com uma altura de aterro $h=3\text{m}$.

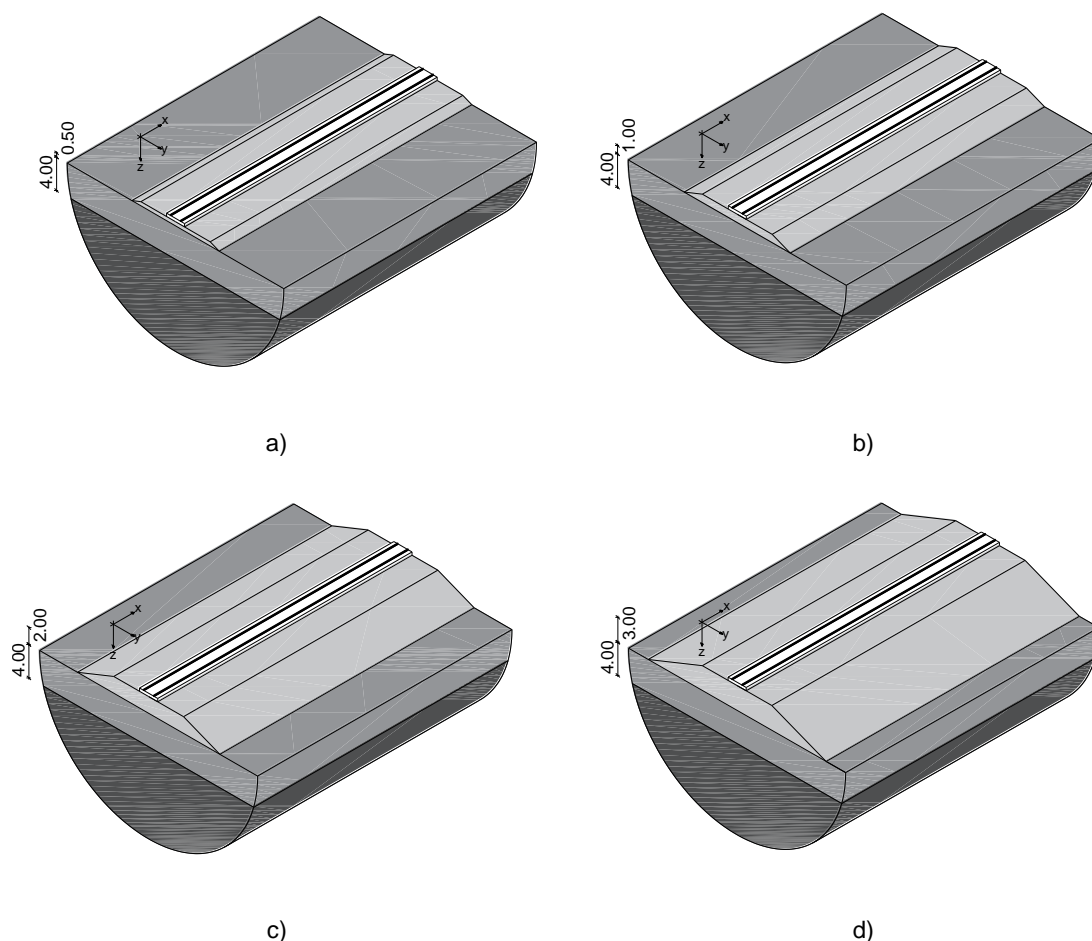


Figura 5.14 - Esquemática dos cenários: a) Cenário VI; b) Cenário VII; c) Cenário VIII; d) Cenário IX.

No Quadro 5.6 estão representadas as características mecânicas do aterro que foram consideradas no presente estudo. As propriedades dos restantes estratos aqui consideradas, são as correspondentes ao solo I e II que se encontram descritas no Quadro 5.5.

Quadro 5.6 - Valores das propriedades mecânicas do aterro.

Estrato	E [MPa]	ρ [kg/m ³]	ν	ζ	C _S [m/s]	C _P [m/s]
Aterro	251.68	2000	0.3	0.03	220	412

Na Figura 5.15 estão representadas as curvas dos deslocamentos máximos absolutos, verificados no ponto de ligação dos elementos da via ao terreno. Os valores dos deslocamentos foram obtidos através do método 2.5D MEF-PML sob a passagem de uma carga unitária para as diferentes velocidades de circulação.

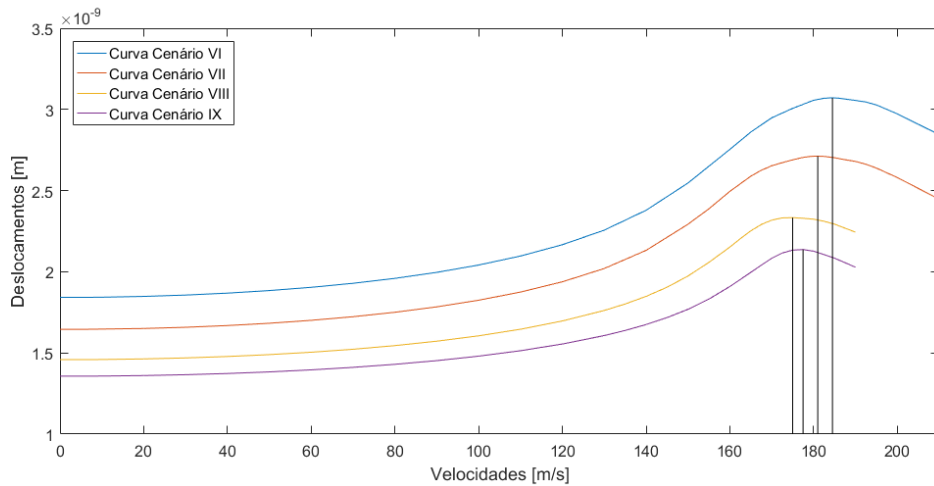


Figura 5.15 - Curvas de deslocamentos em função das velocidades de circulação para os diferentes cenários.

Apesar das características do material do aterro serem mecanicamente mais competentes que as do estrato subjacente, para os casos considerados, verifica-se que até ao cenário VIII quanto menor for a altura do aterro maior é a velocidade crítica. No entanto, no cenário IX verifica-se um aumento da velocidade crítica do sistema relativamente ao cenário anterior.

Com o intuito de perceber melhor este comportamento, representaram-se na Figura 5.16 as curvas de dispersão da via e do solo correspondente a cada um dos cenários. O caráter físico, associado à interpretação da forma das curvas ajuda a perceber melhor o comportamento descrito.

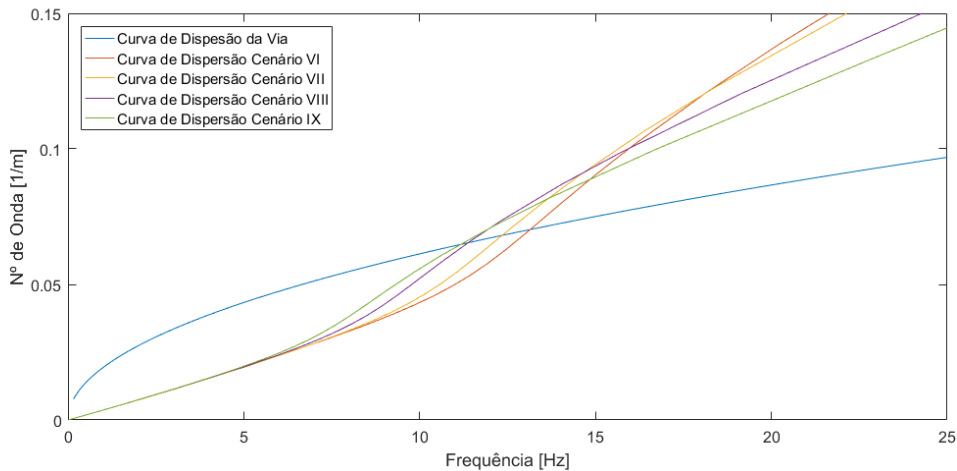


Figura 5.16 – Representação das curvas de dispersão dos maciços correspondentes aos diferentes cenários e curva de dispersão da via considerada.

Efetivamente, através da Figura 5.16 é possível perceber que a partir de determinada frequência existe uma inversão entre as curvas de dispersão correspondentes ao maciço de fundação associado a cada cenário. Quer isto dizer que, caso a via em laje considerada fosse menos rígida, a interseção entre a curva de dispersão da via e do cenário VI aconteceria primeiro que a interseção da curva de dispersão da via com a curva do cenário IX. Tal facto conduziria a que a velocidade crítica do cenário IX, ao qual está associada uma maior altura de aterro, seria superior à velocidade crítica do cenário VI, com menor altura de aterro. Este fenómeno pode ser facilmente entendido pelo facto de as ondas responsáveis por originarem os maiores deslocamentos serem as ondas superficiais.

A existência das ondas superficiais reduz exponencialmente em profundidade. As únicas ondas superficiais que conseguem penetrar em maior profundidade, são as ondas com maior comprimento de onda, enquanto que as ondas com pequeno comprimento de onda desvanecem-se mais rapidamente em profundidade. Tendo em mente que o número de onda, k_1 é o inverso do comprimento de onda, é facilmente perceptível que a zona associada à propagação das ondas com maior comprimento de onda corresponde às zonas de menores números de onda. Estas zonas serão, por essa razão essencialmente afetadas pelas propriedades mecânicas dos estratos superficiais e mais profundos, daí o aparecimento de velocidades críticas inferiores associadas a maiores alturas de aterro nesta zona. Quando se passa para a zona de menores comprimentos de onda, estes são somente afetados pelos estratos superiores, como as características mecânicas do aterro são melhores que as do estrato subjacente, nesta zona do gráfico a velocidade crítica aumenta com o aumento da espessura do aterro. É por esta razão que se pode verificar que existe uma clara zona de inversão nas curvas de dispersão do terreno.

Percebe-se também, que o fenómeno de se adicionar um estrato com características mecânicas mais competentes sobre um estrato mole, nem sempre conduz a um aumento da velocidade crítica do sistema.

As velocidades críticas obtidas pelos dois métodos estão no Quadro 5.7.

Quadro 5.7 - Valores correspondentes às velocidades críticas determinadas a partir dos dois métodos diferentes.

Velocidade Crítica [m/s]	Cenário VI	Cenário VII	Cenário VIII	Cenário IX
Cálculo Exato	184.5	181	175	177.5
Cálculo Aproximado	187.1	181.35	170.07	172.24
Diferença [%]	1%	0%	3%	3%

Para se perceber o comportamento da velocidade crítica do sistema, para diferentes espessuras de aterro, procedeu-se ao cálculo das velocidades críticas para o mesmo maciço de fundação e respetiva via, considerando-se a variação da espessura do aterro entre zero e vinte metros. O gráfico relativo ao cálculo dessas velocidades críticas obtidas pelo MCD encontra-se representado na Figura 5.17.

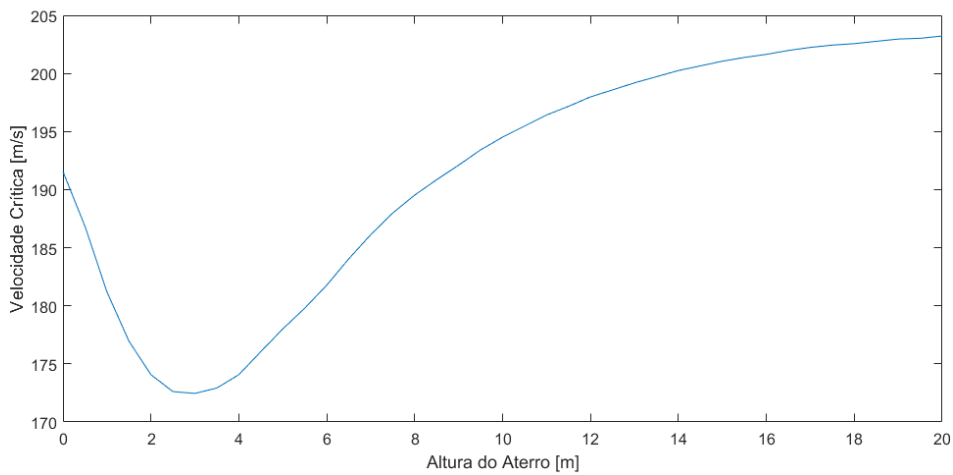


Figura 5.17 - Curva de velocidades críticas para as diferentes alturas de aterro.

É claramente notória, neste caso, a influência do aterro sobre a velocidade crítica do sistema. O aumento da espessura do aterro até aproximadamente os três metros leva a uma diminuição da velocidade crítica do sistema. A partir dos três metros de espessura verifica-se o aumento da velocidade crítica da via. O gráfico parece ter uma assíntota horizontal que tenderá para o valor da velocidade crítica correspondente ao cenário semi-indefinido e homogêneo em que as características do maciço são correspondentes às do aterro.

5.2.3. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA VIA EM LAJE

Nesta secção procura estudar-se a influência que o aumento da rigidez da via em laje, pelo aumento da sua espessura, tem na velocidade crítica do sistema. Na Figura 5.18 estão representadas as duas vias utilizadas. As espessuras das lajes consideradas são diferentes, com o objetivo de simularem duas vias em laje com rigidez à flexão distintas. Obviamente que a laje com maior rigidez está associada à laje com uma maior espessura. Essas lajes estão dispostas sob o mesmo maciço, para que desta forma se estude apenas a influência da laje. O cenário X corresponde ao maciço que possui uma via em laje com $h=0.4\text{m}$ e o cenário XI corresponde ao cenário com uma via em laje cuja altura é $h=0.6\text{ m}$.

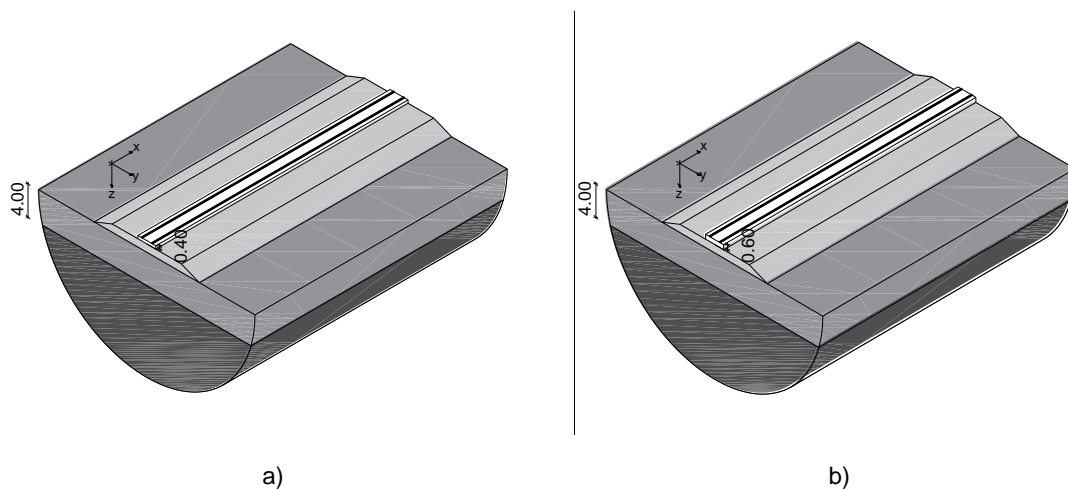


Figura 5.18 - Esquema representativo dos diferentes cenários considerados: a) Cenário X; b) Cenário XI.

Estão representadas na Figura 5.19 as duas curvas onde se representam os deslocamentos máximos absoluto para cada uma das velocidades de circulação e que corresponde a cada um dos cenários em estudo. Esses deslocamentos foram obtidos tendo em conta a passagem de uma carga unitária, recorrendo-se ao método 2.5D MEF-PML.

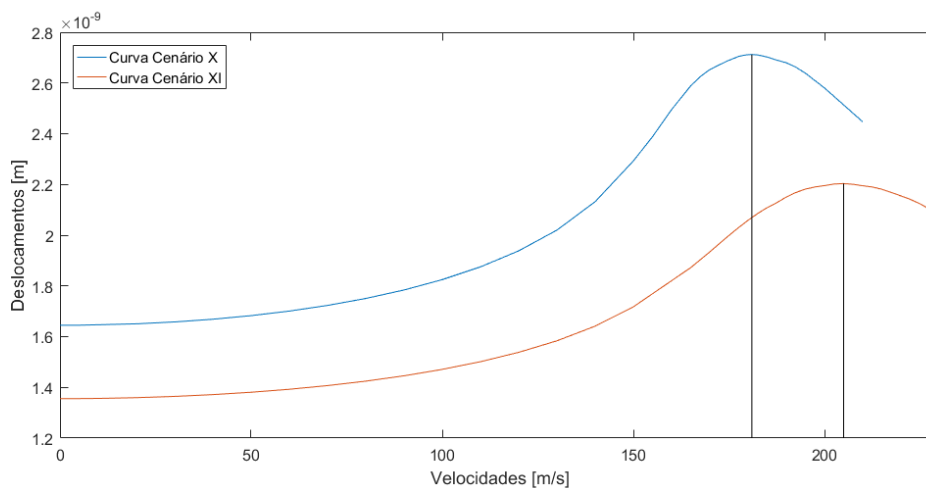


Figura 5.19 - Representação das curvas dos deslocamentos máximos absolutos de cada cenário para cada velocidade.

Na Figura 5.20 estão representadas as curvas de dispersão para os dois cenários. O maciço de fundação considerado nos dois casos é o mesmo, por esse motivo está representada apenas uma curva de dispersão do solo. As vias férreas apresentam diferente rigidez, logo são representadas por duas curvas de dispersão da via diferentes.

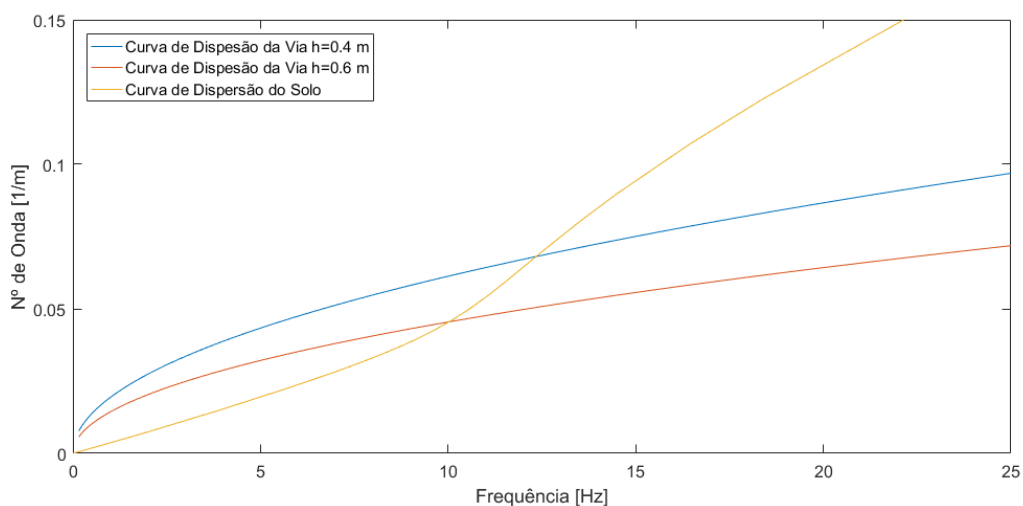


Figura 5.20 - Representação das curvas de dispersão do maciço e das vias correspondentes a cada um dos cenários.

Os valores correspondentes às velocidades críticas obtidos pelos diferentes métodos estão sintetizados no Quadro 5.8.

Quadro 5.8- Velocidades críticas correspondentes a cada um dos cenários.

Velocidade Crítica [m/s]	Cenário I	Cenário II
Cálculo Exato	181	205
Cálculo Aproximado	181.35	220.55
Diferença [%]	0%	7%

Foi mencionado anteriormente, no presente trabalho, que a consideração de uma via com maior rigidez só tem efeito na velocidade crítica do sistema via-aterro-macizo caso o macizo sobre a qual a via é construída seja um meio dispersivo. As características dos maciços são resultado de anos e anos de complexa atividade geológica, por esse motivo, existe muita dificuldade em encontrar um cenário real em que o meio seja não dispersivo. Dado isto, quanto maior for a rigidez da via, mais próxima das baixas frequências se encontrará a curva de dispersão da via, o que implica que a reta que une a origem e a interseção das curvas de dispersão do solo e da via, seja mais inclinada, conduzindo a uma maior velocidade crítica do sistema. Na Figura 5.19 é possível constatar que para além da via em laje mais rígida aumentar a velocidade crítica do sistema, faz também diminuir a magnitude dos deslocamentos da via. A velocidade crítica é sem dúvida alguma uma característica fundamental de uma via férrea, no entanto o aumento da segurança de circulação pela redução dos deslocamentos verificados é outro fator importantíssimo.

6

MEDIDAS DE MITIGAÇÃO PARA INCREMENTO DA VELOCIDADE CRÍTICA

6.1. INTRODUÇÃO

O aumento da velocidade de circulação dos comboios tem despontado novos desafios para a engenharia, nomeadamente a problemática associada à amplificação dos deslocamentos sempre que a velocidade de circulação se aproxima da velocidade crítica da via. A necessidade de encontrar soluções para resolver este problema, com a possibilidade de aumentar a velocidade de circulação nas vias férreas, será um dos pontos essenciais a ter em conta na construção e renovação de linhas férreas.

É preciso pensar sobre como será o transporte ferroviário num futuro próximo, pois as novas linhas que serão construídas necessitam de contemplar características muito mais exigentes, tendo em conta a crescente evolução verificada nos últimos anos. Neste seguimento seguir-se-á um conjunto de estudos que visam perceber a influência que determinadas medidas de mitigação têm na velocidade crítica de um sistema.

Algumas das medidas de mitigação que têm surgido para contornar parte dos problemas associados às vias férreas de alta velocidade, passa pelo reforço do maciço de fundação. Serão estudados dois tipos de reforço no presente capítulo, o reforço com *Jet Grouting* e com Colunas de Brita. Para além destas técnicas de reforço tentar-se-á reformular o MCD para que possa ser aplicado a maciços reforçados. Tal adaptação permitirá obter-se uma estimativa da velocidade crítica do sistema de forma quase imediata.

6.2. JET GROUTING

6.2.1. GENERALIDADES

A técnica de *Jet Grouting* (JG), também designada por *Very High Pressure (VHP) Grouting*, é usada para melhorar as propriedades de determinado solo, através da injeção sob elevada pressão de calda de cimento. Pode fazer-se também, a injeção de calda de cimento com ar e/ou água que leva ao aumento da erosão do solo envolvente à vara. A injeção de água e/ou ar associada à injeção de calda aumenta as suas propriedades resistentes da coluna por aumentar o diâmetro destas. A principal vantagem associada a este método é o facto de não ser necessário qualquer escavação.

A injeção de fluidos a elevada pressão para além de erodir o solo, mistura-o com a calda, dependendo do tamanho das partículas e do tipo de injeção, pode haver mesmo uma substituição parcial do solo por calda [41].

O processo físico inerente a este método compreende:

- A erosão/corte do solo, que permite a entrada da vara e execução da coluna;

-A mistura da calda com o material fragmentado, e até mesmo a substituição parcial deste pela calda;

-E por último injeta-se a calda de cimento na coluna, para a selar.

O processo de execução desta técnica consiste essencialmente em três fases [42]:

-A furação, em que a vara é colocada alinhada com o eixo onde se pretende implementar a coluna de *Jet Grouting* e é descida até à cota correspondente com o início desta. A descida é auxiliada com um jato de água vertical, que desagrega o solo imediatamente abaixo da ponta da vara, que está a ser cravada. Após a vara se encontrar na posição inicial para iniciar a seguinte fase, o jato vertical é obturado por meio de uma válvula.

-A injeção da calda é feita através dos bicos horizontais existentes na vara. Dependendo do tipo de geometria pretendida opera-se de diferente forma o equipamento. Se for pretendido um corpo cilíndrico, procede-se à injeção de calda, com ou sem água e ar, sob contínua rotação da vara (360°) e a uma gradual elevação da mesma. Se a geometria pretendida for retangular procede-se da mesma forma, mas com rotação incompleta da vara, por exemplo ela rodar entre 30° e 120° .

-Extração e selagem. Após a conclusão da coluna é preenchido o restante espaço com calda até à superfície. Esta é a fase do processo de execução de uma coluna de *Jet Grouting*, em seguida repete-se o processo para as próximas colunas.

Na Figura 6.1 está representado o processo de execução das colunas de *Jet Grouting*.

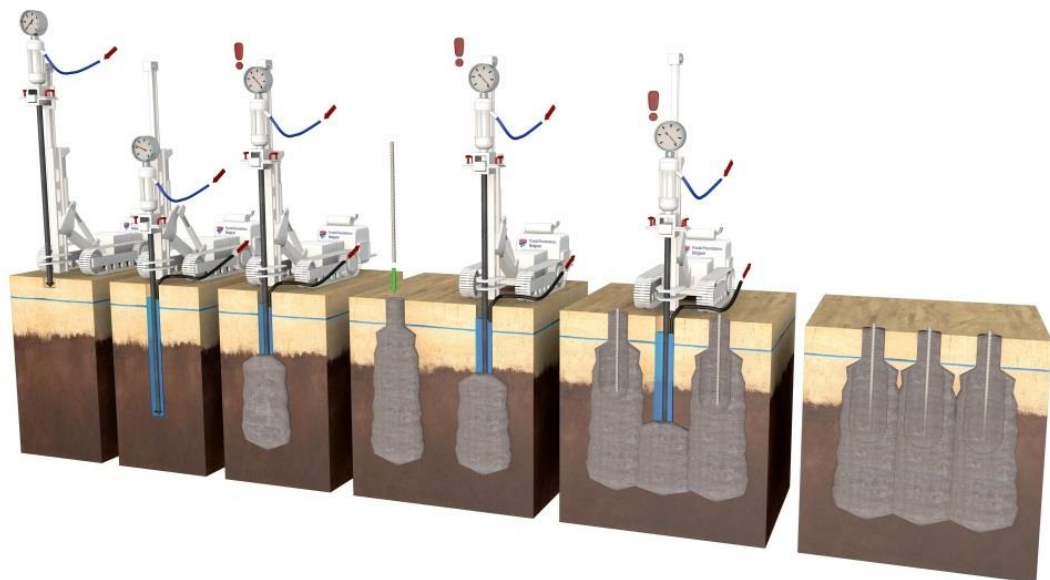


Figura 6.1 - Esquema representativo da execução de colunas de *Jet Grouting* (adaptado de [43]).

Existem três sistemas tradicionais de *Jet Grouting*, mas que se baseiam no mesmo processo físico. A diferença entre eles está na forma de degradação e mistura do solo com a calda injetada. Esses sistemas estão representados na Figura 6.2 e são:

-Sistema de jato simples (Jet 1);

-Sistema de jato duplo (Jet 2);

-Sistema de jato triplo (Jet 3).

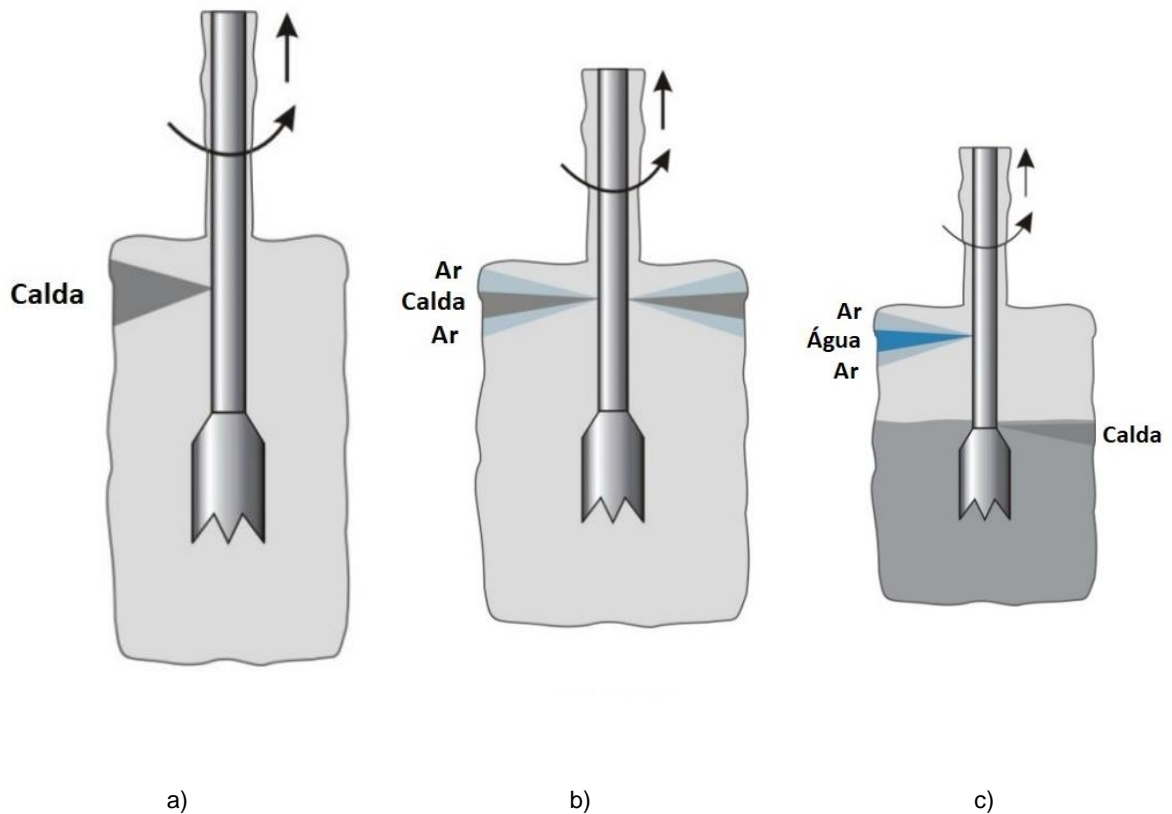


Figura 6.2 - Sistema de Jet Grouting (adaptado de [44]): a) Jato simples; b) Jato duplo; c) Jato triplo.

O sistema de jato simples, funciona apenas com injeção de calda, através de um ou mais jatos horizontais, que têm duas funções, a desagregação do solo e a mistura dos fragmentos deste com a calda.

O sistema de jato duplo utiliza a associação de jatos de ar comprimido e calda de cimento. A principal vantagem de ter esta associação é o aumento do alcance do jato, com maior remoção de material, aumentando o diâmetro das colunas.

O sistema de jato triplo é dos três o mais eficaz. Este sistema faz a separação dos dois processos físicos, a degradação do solo, que é feita pelos jatos horizontais de água e ar em associação, e a injeção da calda por um jato também horizontal e situado mais abaixo que os anteriores, este último tem como função misturar a calda com os fragmentos de solo erodido.

6.2.2. INFLUÊNCIA DO REFORÇO DO MACIÇO COM JET GROUTING NA VELOCIDADE CRÍTICA

Nesta seção do trabalho foi estudada a influência que a rigidez do *Jet Grouting* (JG) tem na velocidade crítica do sistema. Fez-se a comparação de um cenário sem qualquer reforço, para servir como termo de comparação, com o mesmo cenário, mas reforçado com as colunas de JG. Os esquemas relativos à geometria considerada estão representados na Figura 6.3.

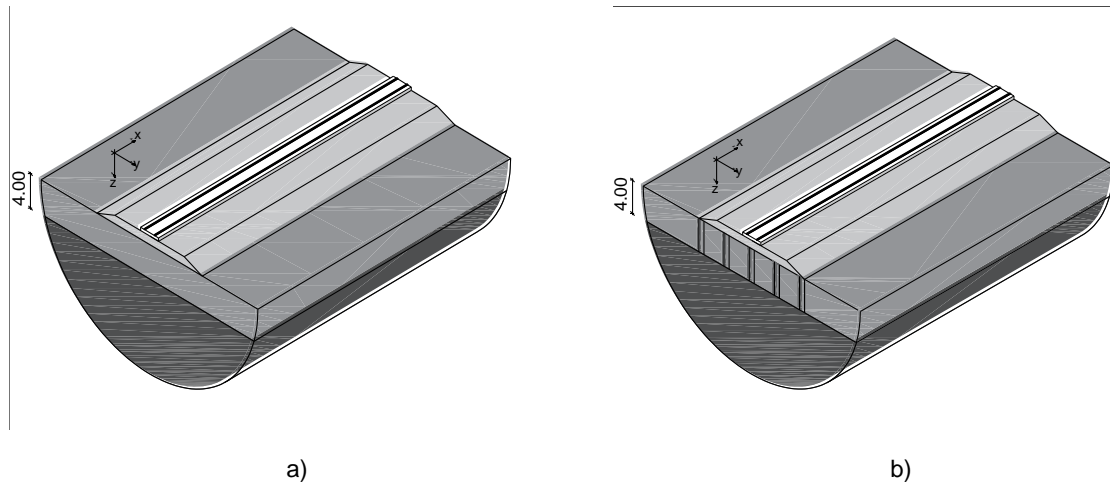


Figura 6.3- Representação dos cenários considerados: a) Sem reforço; b) Reforçado com *Jet Grouting*.

O diâmetro de cada uma das colunas de *Jet Grouting* consideradas foi de 0.7 m e o espaçamento entre elas, na direção paralela à secção transversal, foi de 3.5 m.

O cálculo dos deslocamentos no ponto imediatamente abaixo do carril foi feito recorrendo-se ao método 2.5D MEF-PML. Na Figura 6.4 estão representadas as curvas dos deslocamentos máximos absolutos em função da velocidade de circulação da carga unitária. O módulo de elasticidade considerado para cada um dos três reforços de *Jet Grouting* foram de 1 GPa, 2.5 GPa e 5 GPa.

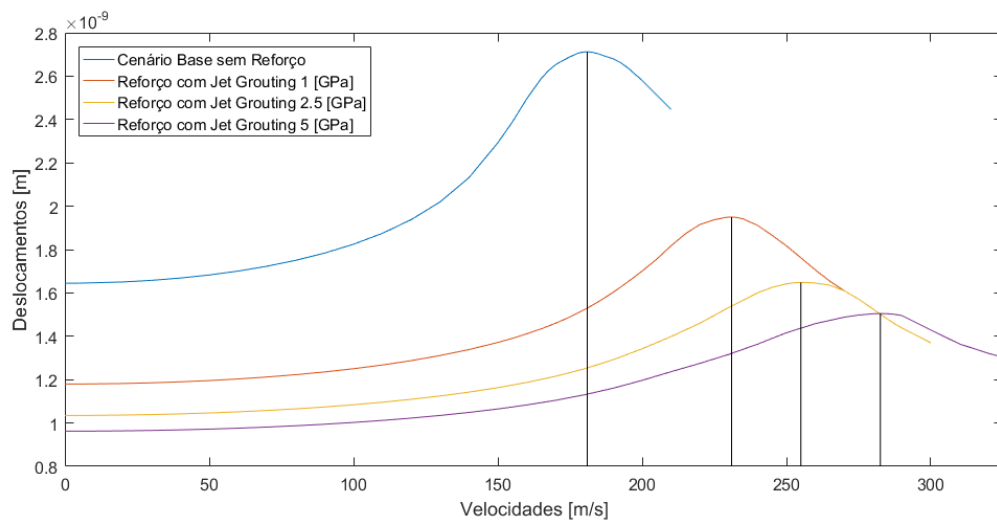


Figura 6.4 - Curvas dos deslocamentos máximos absolutos para o cenário sem reforço e para cada um dos cenários reforçados em função das velocidades.

As velocidades críticas correspondentes a cada uma das curvas estão indicadas no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 - Velocidades críticas para os diferentes cenários.

Cenário	Velocidade Crítica [m/s]	Aumento [%]
Sem Reforço	181.0	---
Reforçado com Jet Grouting 1 [GPa]	231.0	27.6
Reforçado com Jet Grouting 2.5 [GPa]	255.0	40.9
Reforçado com Jet Grouting 5 [GPa]	282.5	56.1

Pelos valores das velocidades críticas obtidos é possível inferir que quando o solo foi reforçado com colunas de *Jet Grouting* de 5 GPa, houve um aumento na velocidade crítica relativa ao cenário sem reforço correspondente a 56.1 %. Quando o valor do módulo de elasticidade das colunas de JG é de 2.5 GPa, verifica-se um aumento de 40.9 % na velocidade crítica, em comparação com o cenário base. Por último quando o módulo de elasticidade das colunas de reforço vale 1 GPa existe um incremento na velocidade crítica de 27.6 %.

Verifica-se que com o aumento da rigidez das colunas de JG, o aumento da velocidade crítica é cada vez menor, pois quando o reforço vale 5 GPa, o dobro do valor das colunas 2.5 GPa, não se verifica um incremento da velocidade crítica duas vezes superior ao incremento correspondente ao reforço de 2.5 GPa.

A representação dos deslocamentos máximos absolutos correspondentes a cada um dos casos está no Quadro 6.2, bem como a diminuição percentual do deslocamento reforçado em comparação com o cenário sem reforço.

Quadro 6.2 – Deslocamentos máximos para os diferentes cenários.

Cenário	Deslocamento [m]	Diminuição [%]
Sem Reforço	2.71×10^{-9}	---
Reforçado com Jet Grouting 1 [GPa]	1.95×10^{-9}	28.0
Reforçado com Jet Grouting 2.5 [GPa]	1.65×10^{-9}	39.1
Reforçado com Jet Grouting 5 [GPa]	1.50×10^{-9}	44.6

Através da observação do Quadro 6.2 percebe-se claramente que a magnitude dos deslocamentos diminui com o aumento do módulo de elasticidade das colunas de JG. As colunas associadas ao valor de $E=1$ GPa apresentam uma redução percentual do deslocamento máximo de 28.0 % relativamente ao deslocamento do cenário de comparação. Associado ao reforço de $E=2.5$ GPa está associada de 39.1 % e ao cenário com maior valor de módulo de elasticidade está associada uma diminuição de 44.6%. Curiosamente verifica-se que o valor da diminuição dos deslocamentos absolutos relativamente ao caso de comparação, são da mesma ordem de grandeza que o incremento da velocidade crítica para os mesmos casos.

As conclusões a cima descritas permitem constatar que a consideração da rigidez a usar-se no reforço de determinado cenário deve ser bem ponderada. O ideal é que se encontre a melhor relação entre a rigidez do reforço a utilizar e incremento da velocidade crítica do sistema, relativamente ao cenário de comparação, pois quanto maior for o módulo de elasticidade da estaca, maior será o custo de construção

da mesma e percebe-se também que grandes aumentos de rigidez do reforço deixam de ter tanto significado na velocidade crítica a partir de determinado ponto.

Neste caso não se faz a comparação entre os resultados obtidos pelo método 2.5D MEF-PML e o MCD, pois este não contempla na sua formulação a inclusões de outros materiais nos estratos existentes.

Na Figura 6.5 estão representadas as configurações das deformadas do terreno para o cenário sem reforço e dos cenários reforçados. A escala de cores utilizada é a mesma para todas as figuras, para que se possam comparar o contraste de deformação entre os diferentes casos.

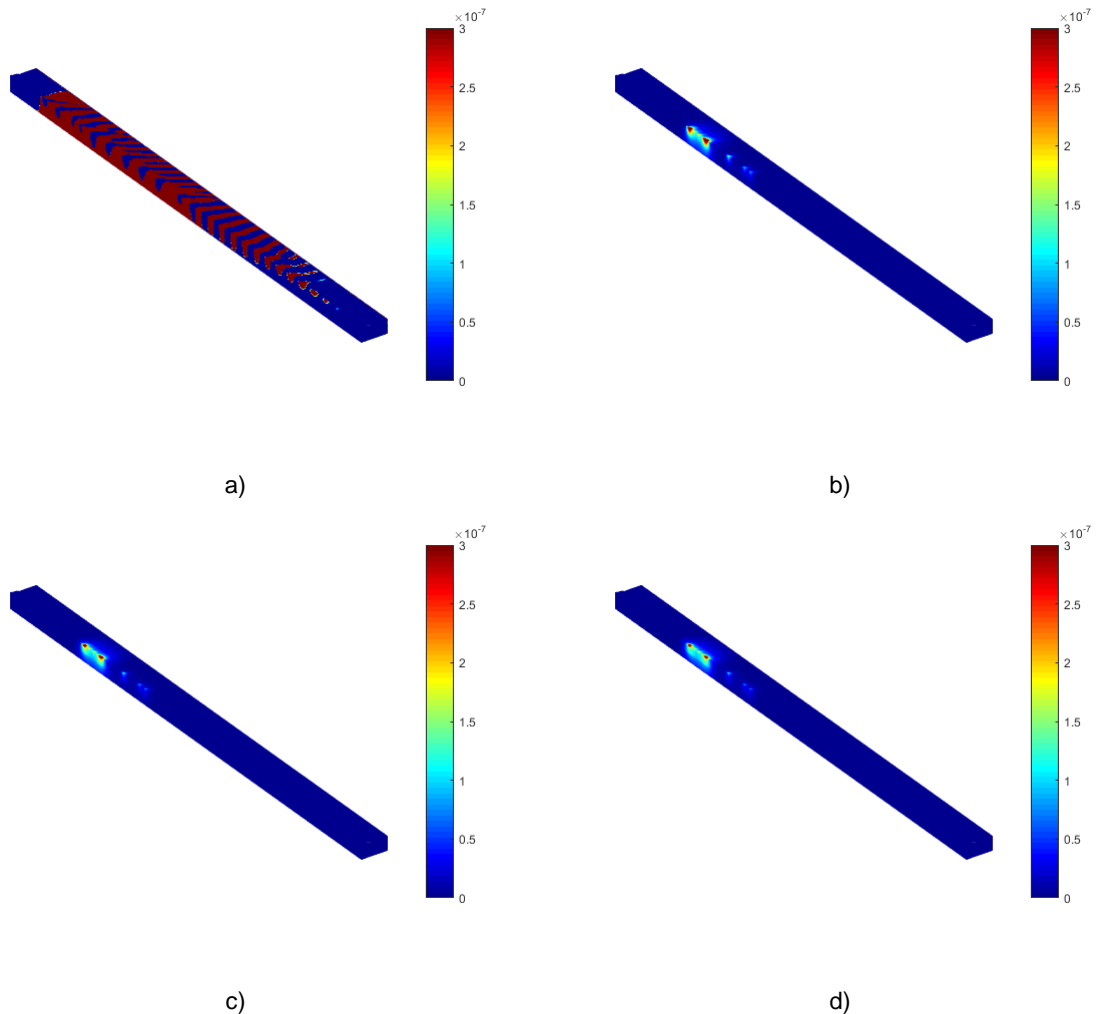


Figura 6.5 - Representação da deformação do terreno para uma velocidade de 181 m/s devida à passagem do TGVA para os diferentes cenários considerados: a) Sem Reforço; b) Reforço com JG e E=1GPa; c) Reforço com JG e E=2.5 GPa; d) Reforço com JG e E=5 GPa.

6.3. COLUNAS DE BRITA

6.3.1. GENERALIDADES

As colunas de brita consistem no preenchimento e compactação com material granular de aberturas cilíndricas feitas no solo onde serão construídas as colunas. As propriedades mecânicas utilizadas para o reforço são superiores às do solo previamente existente. As colunas de brita são usadas para melhorar a capacidade resistente e a rigidez do maciço onde são implementadas. Existem diversas técnicas para

6.3.2. INFLUÊNCIA DO REFORÇO COM COLUNAS DE BRITA NA VELOCIDADE CRÍTICA

Nesta secção será estudada a influência que o uso do de colunas de brita tem na velocidade crítica, quando construídas em dois maciços com caraterísticas mecânicas diferentes.

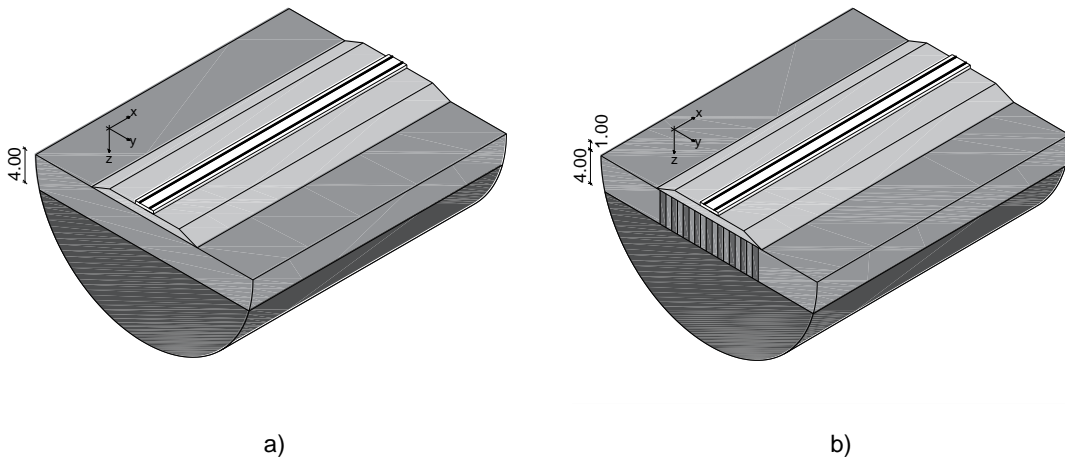
A geometria considerada para as colunas de brita corresponde a um diâmetro de 0.8m e um espaçamento entre colunas na direção paralela à secção transversal de 1.6m.

Serão considerados neste estudo quatro cenários distintos, em que os primeiros dois são constituídos por um maciço com o estrato superior constituído pelo solo do tipo I comparado com o mesmo maciço, mas com reforço de colunas de brita com as caraterísticas especificadas no Quadro 6.3, correspondentes ao cenário XII e XIII. Os outros dois cenários correspondem ao cenário XIV cujo estrato superior é constituído por solo do tipo II, sem qualquer reforço e o outro correspondente ao cenário XV é igual ao anterior, mas reforçado com colunas de brita. O maciço de fundação é comum a todos os cenários.

Quadro 6.3 - Caraterísticas mecânicas do solo.

Solo	E [MPa]	ρ [kg/m ³]	ν	ζ	C _S [m/s]	C _P [m/s]
Aterro	251.68	2000	0.3	0.03	220	412
I	33.28	2000	0.3	0.03	80	150
II	101.92	2000	0.3	0.03	140	262
Maciço de Fundação	468	2000	0.3	0.03	300	561
Colunas de Brita	160	2000	0.3	0.03	175	327

Na Figura 6.7 estão esquematizadas as geometrias dos estratos, bem como dos reforços utilizados.



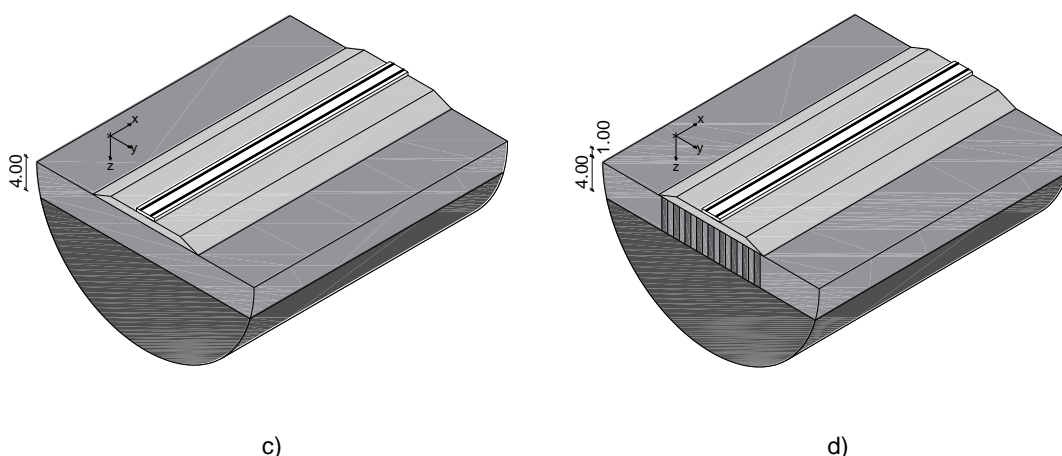


Figura 6.7 - Esquematisação das geometrias dos cenários considerados: a) Cenário XII; b) Cenário XIII; c) cenário XIV; d) Cenário XV.

A representação das curvas do deslocamento máximo absoluto em função da velocidade de circulação da carga unitária é feita nos gráficos da Figura 6.8.

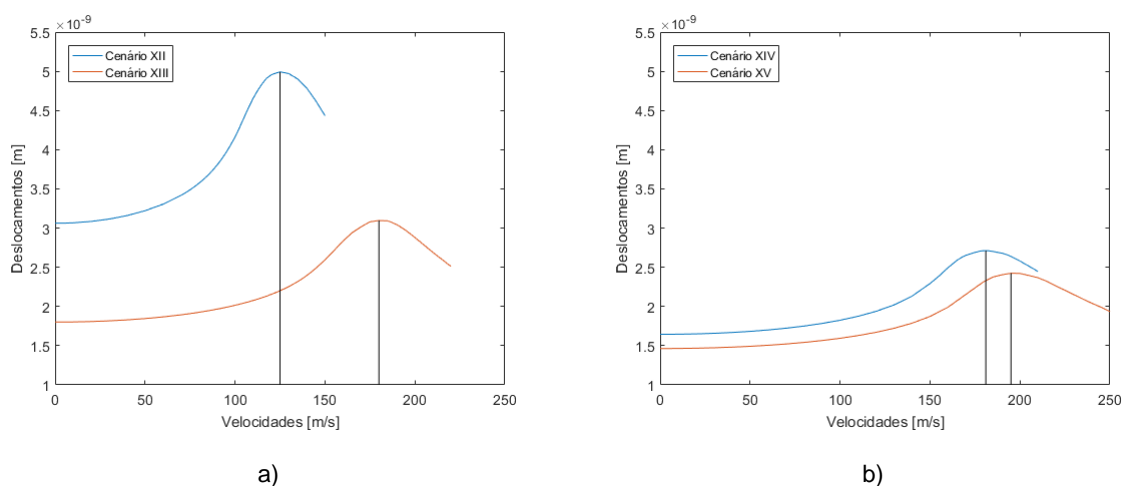


Figura 6.8 - Curvas dos deslocamentos absolutos em função da velocidade de circulação: a) Cenário XII e XIII; b) Cenário XIV e XV.

Pela observação direta da Figura 6.8 é possível constatar que quanto maior for o contraste de rigidez entre a parte do maciço a ser reforçado e as colunas de brita, maior será o incremento da velocidade crítica, bem como também maior será a redução da magnitude dos deslocamentos absolutos.

No

Quadro 6.4 estão representados os valores correspondentes às velocidades críticas de cada um dos cenários e o valor em porcentagem do aumento da velocidade crítica em relação ao cenário de comparação.

Quadro 6.4- Quadro síntese com os valores das velocidades críticas obtidos para os diferentes cenários considerados.

Cenário	Velocidade Crítica [m/s]	Aumento [%]
Cenário XII	125.0	---
Cenário XIII	180.0	44.0
Cenário XIV	181.0	---
Cenário XV	195.5	8.0

O módulo de elasticidade do material das colunas de brita é 4.8 vezes superior ao módulo de elasticidade considerado no estrato superior dos cenários XII e XIII. Este reforço representa um aumento da velocidade crítica do sistema de 44%. O módulo de elasticidade das colunas de brita no caso do cenário XIV e XV é apenas uma vez e meia superior que o módulo de elasticidade do solo do estrato superior considerado. Este aumento de rigidez, levou a um aumento de apenas 8.0% da velocidade crítica. Consegue perceber-se que não existe uma relação direta entre rigidez do reforço e incremento na velocidade crítica, pois o aumento percentual na velocidade crítica por cada vez que a coluna é mais rígida do que o solo envolvente não é o mesmo nos dois casos.

Tendo em mente que quando num sistema existem dois materiais diferentes, sobre os quais se irá aplicar uma dada carga, se um deles possuir maior módulo de elasticidade que o outro, as forças a que o sistema está sujeito migrarão para os locais com maior rigidez. Por isso, é de esperar maiores tensões nas colunas de brita, do que no solo entre elas.

6.4. JET GROUTING VS COLUNAS DE BRITA

Na Figura 6.9 estão representados os diferentes cenários considerados, sobre os quais se procura perceber quais as principais diferenças na velocidade crítica do sistema entre a escolha de um método de mitigação para aumento da velocidade crítica em detrimento do outro. São representados três cenários, o cenário XVI corresponde ao cenário base, que serve de cenário de comparação entre os considerados. Este cenário é constituído por dois estratos cujas propriedades estão indicadas no Quadro 6.5. O cenário XVII tem por base as características mecânicas e a geometria do anterior, no entanto, é sujeito ao reforço do estrato superior com colunas de brita. A geometria adotada para essas colunas foi de 0.8 m de diâmetro e 1.6 m de espaçamento entre elas. Por fim o cenário XVIII corresponde tal como ao anterior a um cenário reforçado, porém neste, o reforço utilizado são colunas de JG, com um diâmetro de 0.7m e um espaçamento entre elas segundo a secção transversal de 3.5 m. É importante referir que na direção de desenvolvimento da via se consideram que as colunas estão construídas sem espaço entre elas, devido às propriedades do método 2.5D MEF-PML.

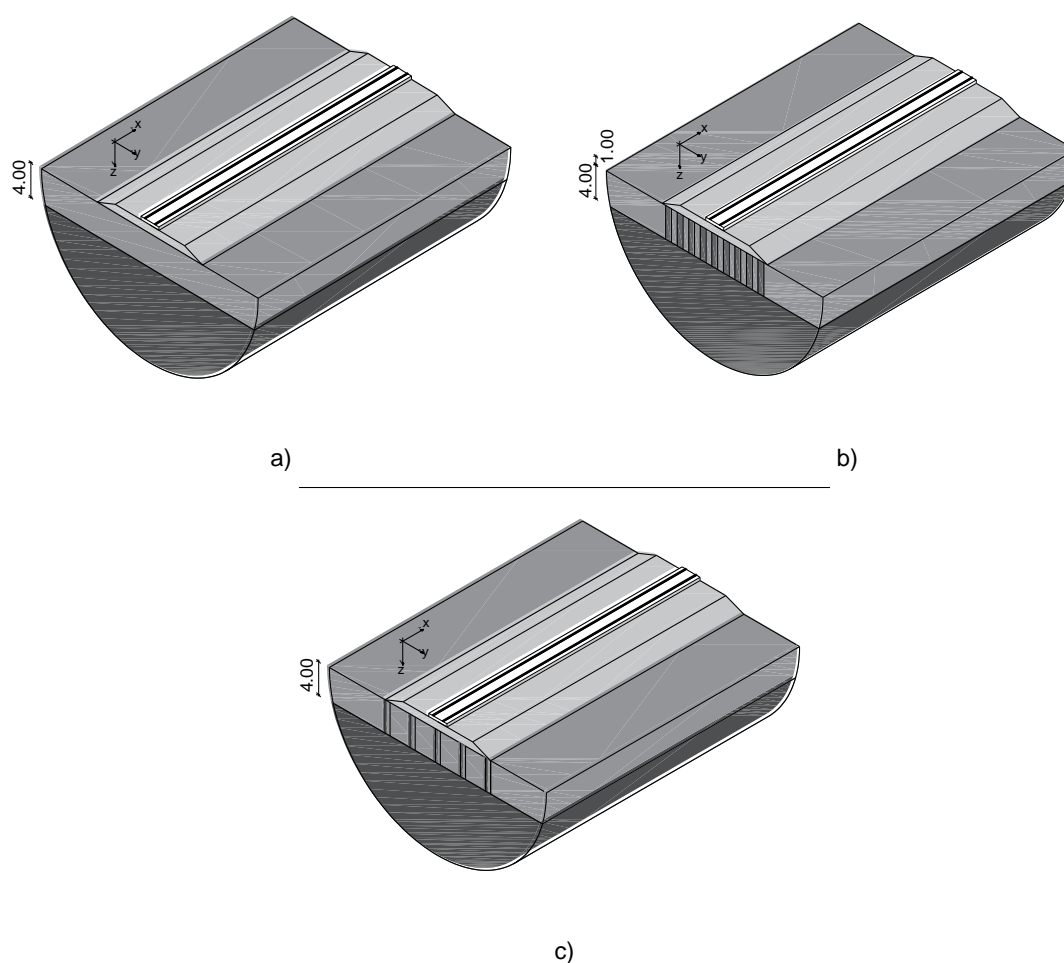


Figura 6.9 - esquema representativo dos cenários considerados: a) Cenário XVI; b) Cenário XVII; c) Cenário XVIII.

Os cenários reforçados foram comparados com o cenário de controle por forma a perceber a influência dos reforços na velocidade crítica do sistema via-aterro-macioso de fundação.

As características mecânicas dos estratos e dos reforços utilizados nos cenários em estudo estão listadas no Quadro 6.5:

Quadro 6.5 - Características mecânicas dos estratos e dos reforços.

Elemento	E [MPa]	ρ [kg/m ³]	ν	ζ	C_s [m/s]	C_p [m/s]
Aterro	251.68	2000	0.3	0.03	220	412
Estrato Superficial	101.92	2000	0.3	0.03	140	262
Estrato de Fundação	468	2000	0.3	0.03	300	561
Colunas de Brita	160	2000	0.3	0.03	175	327
Colunas de JG	1000	2100	0.3	0.03	445	727

As curvas dos deslocamentos absolutos máximos verificados no ponto de ligação dos elementos da via ao terreno para os três cenários para cada uma das velocidades de circulação das cargas estão representadas na Figura 6.10.

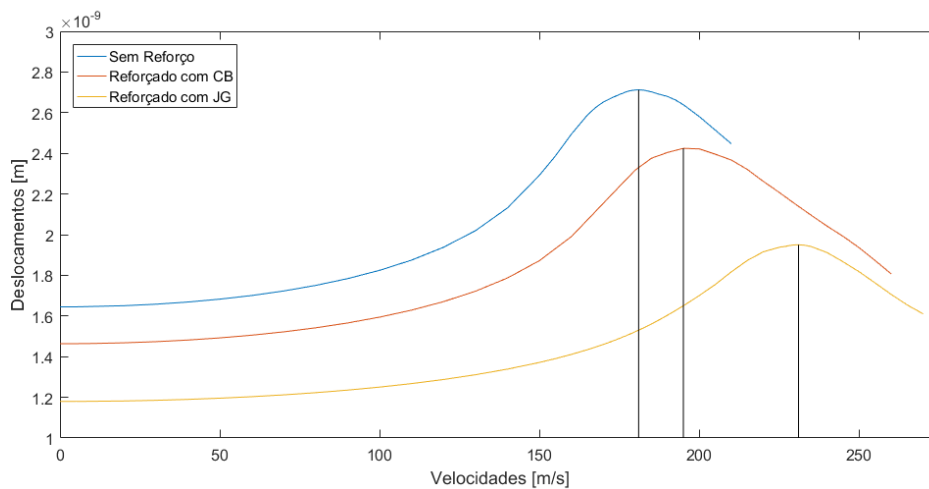


Figura 6.10 - Curvas dos deslocamentos versus velocidades dos cenários considerados.

As curvas dos deslocamentos em função da velocidade de circulação permitem determinar qual é a velocidade crítica de cada um dos sistemas. Esses valores estão expostos no Quadro 6.6.

Quadro 6.6- Quadro síntese com os valores das velocidades críticas obtidos para os cenários XVI, XVII e XVIII.

Cenário	Velocidade Crítica [m/s]	Aumento [%]
Cenário XVI	181.0	---
Cenário XVII	195.5	7.7
Cenário XVIII	231.0	27.6

O valor da velocidade crítica correspondente ao cenário XVI, que irá servir como cenário de comparação, é de 181 m/s. Quando este solo é reforçado com colunas de brita, com as características especificadas no Quadro 6.5, a velocidade crítica do sistema via-aterro-macioso de fundação aumenta 7.7 % passando a ser 195.5 m/s. Quando em vez das colunas de brita se usa o reforço com *Jet Grouting*, o aumento da velocidade crítica é bastante superior, com um aumento de 27.6 % relativamente ao cenário de comparação. É importante notar que a rigidez das colunas de JG é superior às colunas de brita, mas o número de colunas utilizado é substancialmente menor, devido ao aumento do espaçamento entre as colunas.

É muito importante que sempre que se procure aumentar o valor da velocidade crítica de uma via férrea, se faça um estudo em que sejam avaliadas, para além do aumento que cada uma das soluções tem na velocidade crítica, o aumento do custo de que cada uma das soluções tem no valor final da obra. Quer com isto dizer-se, que é importante estudar o rácio valor/aumento da velocidade crítica, de forma a encontrar o ponto de otimização, que garante o maior aumento da velocidade crítica com o menor custo associado.

6.5. ADAPTAÇÃO DO MÉTODO DAS CURVAS DE DISPERSÃO A MACIÇOS REFORÇADOS

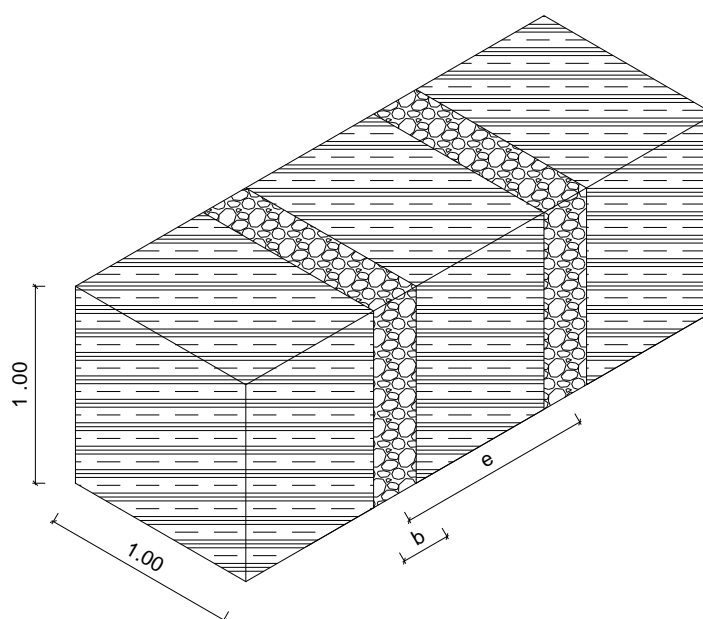
Sabendo-se a diferença abrupta que existe entre o tempo de cálculo da velocidade crítica de um sistema pelo método 2.5D FEM-PML e pelo método das Curvas de Dispersão foi pensada a possibilidade de se adaptar de uma forma simples e com algum engenho o MCD, por forma a este poder calcular a velocidade crítica de um sistema reforçado.

Tal feito, permite fazer-se de uma forma mais rápida, eficiente e económica um pré-dimensionamento de uma possível solução de mitigação para aumentar a velocidade crítica de uma determinada via. Foi neste seguimento que houve a tentativa de desenvolvimento e implementação desta ideia, tendo por base alguns conceitos da mecânica dos materiais que serão explicados em seguida.

6.5.1. FORMULAÇÃO

A primeira suposição tomada foi considerar que o reforço era colocado infinitamente para ambos os lados da secção transversal, tal como, a consideração de desenvolvimento infinito da camada do aterro para contemplar esta camada no MCD.

Tomam-se como dados de entrada para o cálculo do material homogéneo que substituirá os dois materiais, o espaçamento entre os reforços (e) e a dimensão do reforço (b).



Sabendo que:

$$\varepsilon = \frac{F}{EA} \quad 6.1$$

Em que ε representa a extensão E o módulo de elasticidade e A a área da secção considerada. A extensão é obtida pela expressão 6.2.

$$\varepsilon = \Delta l * L \quad 6.2$$

A variável Δl representa a deformação e L o comprimento considerado para o cálculo da extensão. Para se simplificar a dedução, considera-se que $L=1$ e o valor de A é igual a $1*1=1 \text{ m}^2$.

Para prosseguir com a homogeneização dos dois materiais num só, é necessário impor uma igualdade de deformações nos dois materiais. Pelo facto de se considerar $L=1$ é exatamente igual a dizer que impõe igual extensão nos dois materiais, ou seja, $\varepsilon_1 = \varepsilon_2$:

$$\frac{F}{E_1 A_1 + E_2 A_2} = \frac{F}{E_3 A_3} \quad 6.3$$

As variáveis às quais está associado o valor um, por exemplo A_1 corresponde à área do material um, as variáveis associadas ao valor dois correspondem ao material dois e as variáveis associadas ao valor três correspondem ao material homogéneo que mecanicamente traduz o comportamento dos outros dois materiais.

$$A_1 + A_2 = A_3 \quad 6.4$$

$$A_1 = b \quad 6.5$$

$$A_2 = e - b \quad 6.6$$

$$E_3 = \frac{E_1 b + E_2 (e - b)}{e} \quad 6.7$$

O material associado ao valor um corresponde ao material de reforço do maciço de fundação da via. A expressão 6.7 permite obter o valor E_3 , correspondente módulo de elasticidade do material equivalente.

Para a ponderação do peso volúmico (ρ) do conjunto solo-reforço, a formulação 6.7 pode ser adaptada, visto que esta acaba por ser uma ponderação de volumes entre os dois materiais.

$$\rho_3 = \frac{\rho_1 b + \rho_2 (e - b)}{e} \quad 6.8$$

Para se obter as velocidades de propagação dos diferentes tipos de onda é necessário saber-se também o coeficiente de Poisson, caso este seja igual nos dois materiais considera-se o mesmo, no caso de serem diferentes utiliza-se o maior coeficiente de Poisson. O uso do maior coeficiente de Poisson conduz a uma menor velocidade de propagação das ondas, tal consideração é então conservativa.

6.5.2. APLICAÇÃO AO CASO DE ESTUDO

Para se verificar a exatidão e a fiabilidade da simplificação feita ao MCD, foram calculadas as velocidades críticas para os cenários com reforço através do MCD modificado. A razoabilidade da sua aplicabilidade será notada, comparando-se as velocidades críticas obtidas pelo método 2.5D MEF-PML, que já foram calculadas em secções anteriores deste trabalho, com as velocidades críticas dos sistemas obtidas pelo MCD modificado.

As propriedades do estrato inferior são transversais a todos os cenários. A profundidade do estrato superior e do respetivo reforço corresponde a uma espessura de 4 m. A altura do aterro considerada para todos os casos é de 1 m.

Consideremos então os sete cenários seguintes: o primeiro (I) corresponde ao cenário base do caso de estudo, que tem servido para comparação em todos os estudos realizados no presente trabalho; os cenários II a IV correspondem aos cenários reforçados com *Jet Grouting* e o respetivo valor das colunas de reforço vale 1 GPa para o cenário II, 2.5 GPa para o cenário III e 5 GPa para o cenário IV; o cenário V corresponde ao cenário XII que foi utilizado na secção 6.3.2; o cenário VI corresponde ao cenário V reforçado com colunas de brita; finalmente o cenário VII corresponde ao reforço do cenário I de comparação, com colunas de brita.

No Quadro 6.7 estão representadas as propriedades mecânicas utilizadas em cada um dos sete cenários considerados.

Quadro 6.7 - Representa os valores das propriedades mecânicas do estrato superior, do reforço e as propriedades homogeneizadas, para cada um dos cenários.

Cenário:	Estrato:	Propriedades:				
		E [MPa]	ρ [kg/m ³]	ν	C _s [m/s]	C _p [m/s]
I	Superior	101.92	2000	0.3	140	262
	Inferior	468	2000	0.3	300	561
II	Superior	101.92	2000	0.3	140	262
	Reforço	1000	2100	0.2	445	727
	Homogeneizado	282.57	2020.11	0.3	232	434
	Inferior	468	2000	0.3	300	561
III	Superior	101.92	2000	0.3	140	262
	Reforço	2500	2100	0.2	704	1150
	Homogeneizado	584.29	2020.11	0.3	334	624
	Inferior	468	2000	0.3	300	561
IV	Superior	101.92	2000	0.3	140	262
	Reforço	5000	2100	0.2	996	1626
	Homogeneizado	1087.17	2020.11	0.3	455	851
	Inferior	468	2000	0.3	300	561
V	Superior	33.28	2000	0.3	80	150
	Inferior	468	2000	0.3	300	561
VI	Superior	33.28	2000	0.3	80	150
	Reforço	160	2000	0.3	175	327
	Homogeneizado	96.64	2000	0.3	136	255
	Inferior	468	2000	0.3	300	561
VII	Superior	101.92	2000	0.3	140	262
	Reforço	160	2000	0.3	175	327
	Homogeneizado	130.96	2000	0.3	159	297
	Inferior	468	2000	0.3	300	561

Na Figura 6.11 estão representadas as disposições relativas aos estratos superior, inferior, reforço e homogeneizado, para que se possa entender a correspondência entre disposição e nomenclatura.

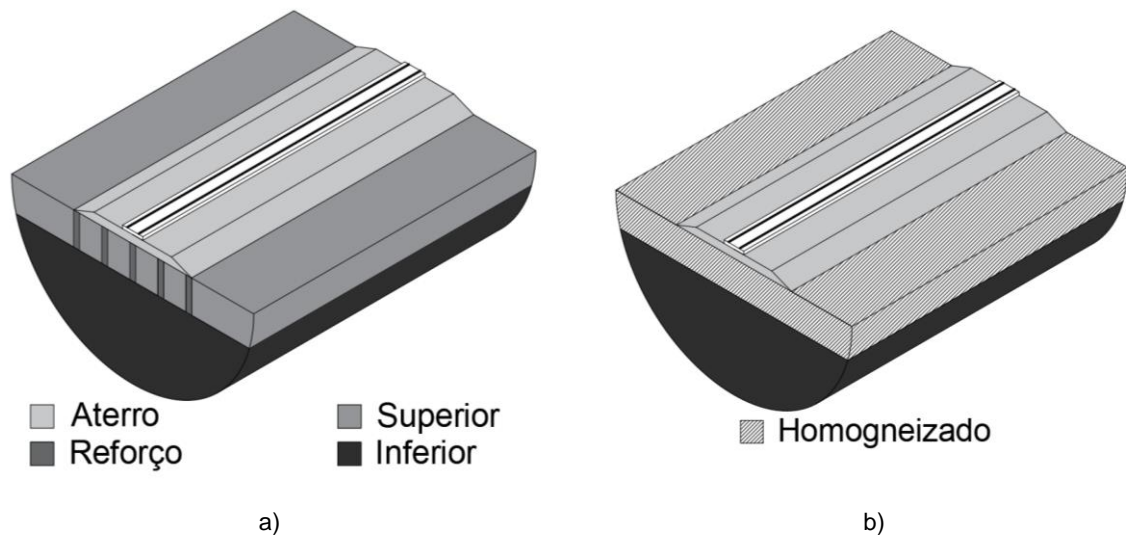


Figura 6.11 - Representação esquemática da disposição dos estratos; a) Disposição real; b) Consideração da homogeneização.

No Quadro 6.8 estão representadas as velocidades críticas determinadas por ambos os métodos e o erro associado ao cálculo pelos diferentes métodos.

Quadro 6.8- Valores das velocidades críticas e respectivas diferenças.

Cenário	Vel. Determinada pelo método 2.5D MEF-PML [m/s]	Vel. Determinada pelo MCD modificado [m/s]	Erro [%]
Cenário I	181.0	181.2*	0.1
Cenário II	231.0	233.2	1.0
Cenário III	255.0	283.5	11.2
Cenário IV	282.5	349.1	23.6
Cenário V	125	136.5*	9.2
Cenário VI	180	178.6	0.8
Cenário VII	195.5	193.1	1.2

Os valores com (*) foram obtidos pelo MCD sem modificação, pois não existem inclusões, ou seja, são cenários de controle.

Os erros verificados entre os resultados das velocidades críticas obtidas pelo método 2.5D MEF-PML e pelo MCD são pequenos, sempre que as propriedades mecânicas do reforço não excedam significativamente as propriedades mecânicas do estrato onde se inserem.

A velocidade crítica de um cenário com características inversamente dispersivas calculada pelo MCD, conduz a alguns erros significativos, quando se compra esse valor de velocidade crítica com o valor calculado pelo método 2.5D MEF-PML. Considere-se o exemplo do cenário representado na Figura 6.12, no qual se considera uma espessura de aterro de 1 m.

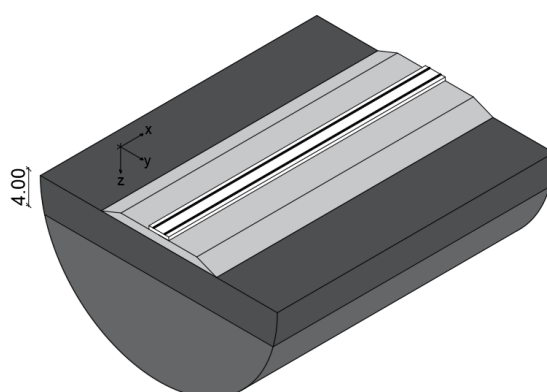


Figura 6.12 - Esquema e respectivos valores do maciço normalmente dispersivo.

As características mecânicas dos estratos do cenário estão indicadas no Quadro 6.9.

Quadro 6.9 - Valores das propriedades mecânicas dos estratos.

Estrato	E [MPa]	ρ [kg/m ³]	ν	ζ	C_s [m/s]	C_p [m/s]
Aterro	251.68	2000	0.3	0.03	220	412
Superior	468	2000	0.3	0.03	300	561
Inferior	101.92	2000	0.3	0.03	140	262

O valor da velocidade crítica determinada de forma exata vale 148 m/s, enquanto que o valor da velocidade crítica calculado pelo MCD vale 196.22 m/s. A diferença de velocidades críticas, verificada para este cenário é de 32.6%, bastante superior a todas as diferenças obtidas pelo MCD modificado no Quadro 6.8.

Uma das condicionantes de aplicabilidade do método poderá ser o comportamento não dispersivo que em alguns cenários ocorre, devido à homogeneização do estrato superior com o reforço.

Apesar de serem necessários mais exemplos, para diferentes casos e diferentes valores, por forma a validar o modelo, os resultados obtidos mostram que este pode significar um avanço significativo nesta área de estudo.

A possibilidade de modificação do MCD para contemplar o reforço dos estratos, pode abrir uma nova janela para a investigação sobre a influência que diferentes reforços, com distintas geometrias podem ter na velocidade crítica das vias férreas. Esta nova oportunidade surge, porque o MCD reduz o tempo de cálculo das velocidades críticas dos cenários reforçados de horas para segundos.

6.6. ESTUDO SOBRE A ALTURA DO ESTRATO INFLUENTE NA VELOCIDADE CRÍTICA

Este estudo surge com um objetivo muito claro, tentar perceber até que espessura do estrato superior é que a velocidade crítica do sistema via-aterro-macício de fundação é influenciada. No sentido de tentar perceber se existe tal fenómeno, foram determinadas as velocidades críticas para um conjunto de cenários. Essas velocidades críticas foram determinada para diferentes espessuras do estrato superior.

Os cenários em causa são constituídos por dois estratos, de forma a adimensionalizar os resultados em relação às propriedades dos mesmos, a velocidade das ondas S no estrato superior corresponderá a uma percentagem da velocidade de propagação das ondas S no estrato inferior. Para cada um dos seis casos considerados foi calculada a velocidade crítica do sistema, fazendo-se variar a altura do estrato superior entre 0 e 20 m. Após obtidas as velocidades críticas, para adimensionalizá-las, por forma a poderem ser comparadas com diferentes valores de C_S no estrato inferior, apresentaram-se para cada um dos cenários adimensionalizadas à velocidade crítica mínima associada a cada razão de velocidades de propagação das ondas S entre estrato superior e inferior.

Na Figura 6.13 está representada a curva de velocidades críticas que foi obtida pelo cálculo das velocidades críticas de diversos cenários pelo MCD. A velocidade das ondas S considerada no estrato inferior foi de 300 m/s e no estrato superior de 150 m/s, os valores das velocidades críticas dependem da espessura do estrato superior que varia desde 0 até 20. A configuração da curva dá a entender que existe uma assintota horizontal em que a curva tende para uma velocidade crítica mínima quando a espessura do estrato superior tende para infinito.

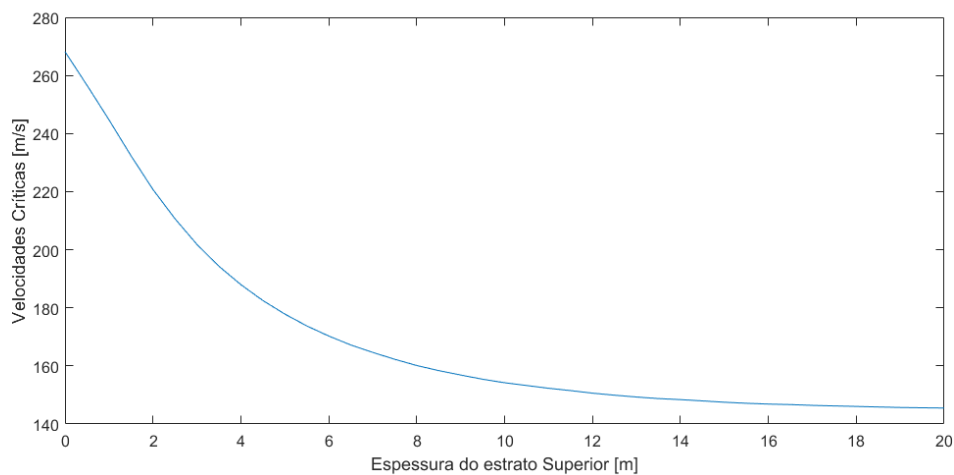


Figura 6.13 - Velocidades críticas versos altura do estrato superior.

Calcularam-se as velocidades críticas para as diferentes percentagens consideradas entre as velocidades das ondas S nos dois estratos. Para adimensionalizar os valores das velocidades críticas correspondentes a cada uma das percentagens das velocidades S, dividiram-se os respetivos valores críticos das curvas pelo valor crítico mínimo de cada uma, ou seja, no caso da curva da Figura 6.13 dividiram-se todos as velocidades críticas da curva pelo valor da velocidade crítica correspondente à velocidade associada à espessura do estrato de 20 m.

Os cálculos das velocidades críticas dos sistemas foram efetuados para quatro valores diferentes da velocidade das ondas S no estrato inferior. Essas velocidades foram $C_S=300$ m/s, $C_S=400$ m/s, $C_S=500$ m/s e $C_S=600$ m/s, os gráficos correspondentes encontram-se na Figura 6.14, Figura 6.15, Figura 6.16 e na Figura 6.17. Nessas figuras estão representadas dois gráficos, cada um deles foi calculado para uma via diferente. O facto de se ter procedido ao cálculo das velocidades críticas para diferentes vias, permite perceber se a via influencia a altura do estrato até onde se faz sentir o efeito na velocidade crítica do sistema. As imagens correspondentes à letra a) foram obtidas para uma via em laje com $h=0.4$ m e as correspondentes à b) para uma via em laje com $h=0.6$ m.

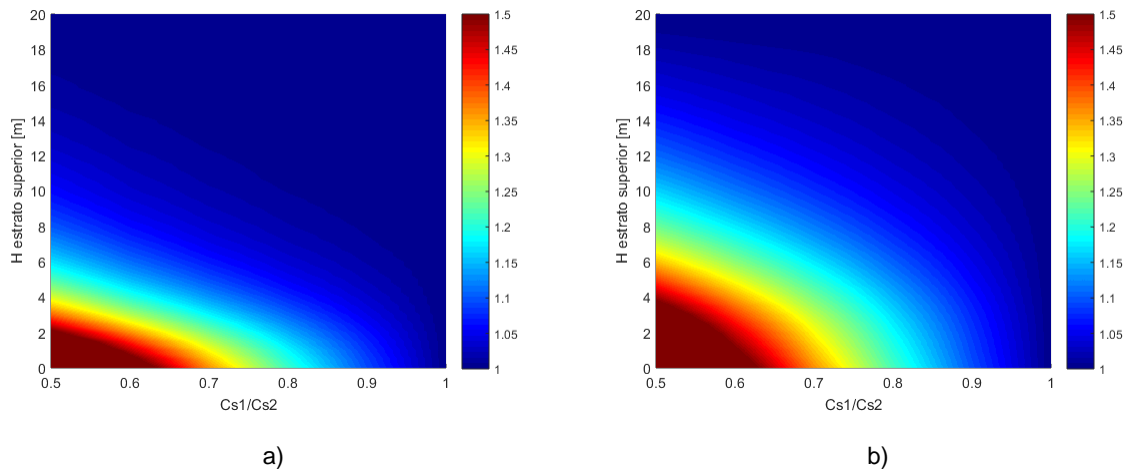


Figura 6.14 - Representação adimensionalizadas para $C_{s2}=300$ m/s: a) Via em laje com $h=0.4$ m; b) Via em laje com $h=0.6$ m.

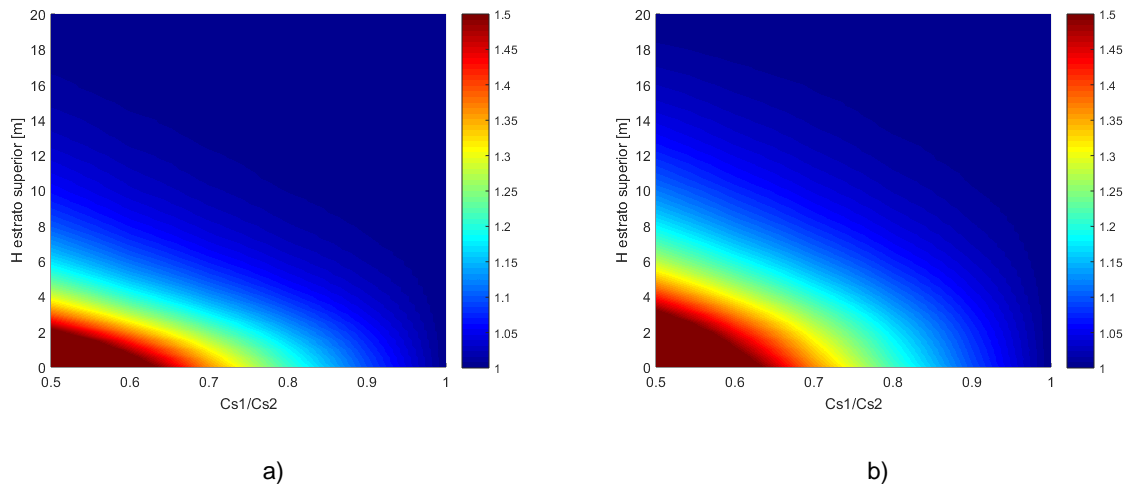


Figura 6.15 - Representação adimensionalizadas para $C_{s2}=400$ m/s: a) Via em laje com $h=0.4$ m; b) Via em laje com $h=0.6$ m.

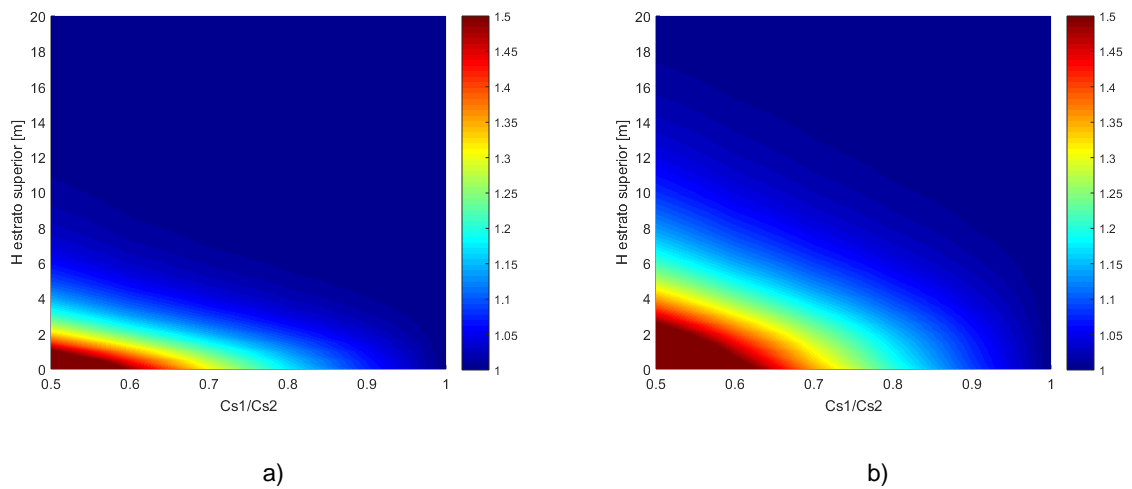


Figura 6.16 - Representação adimensionalizadas para $C_{s2}=500$ m/s: a) Via em laje com $h=0.4$ m; b) Via em laje com $h=0.6$ m.

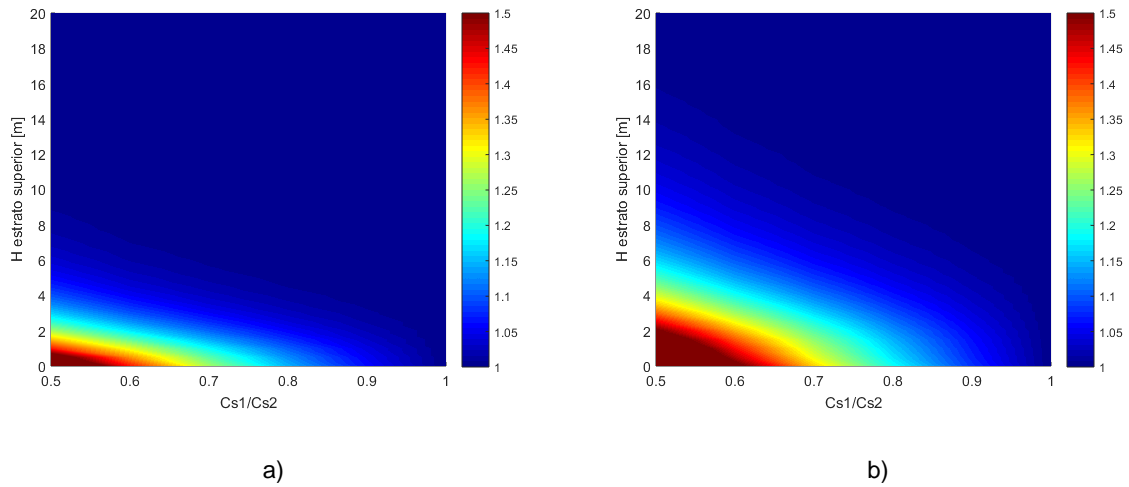


Figura 6.17- Representação adimensionalizadas para $C_{S2}=600$ m/s: a) Via em laje com $h=0.4$ m; b) Via em laje com $h=0.6$ m

Nas diferentes representações, pela forma como foi feita a adimensionalização das velocidades críticas, procura-se que os valores representados nos gráficos estejam próximos de um. A proximidade a esse valor significa que a velocidade crítica nesses pontos é muito próxima do valor crítico mínimo verificado para esse cenário, ou seja, corresponde à assintota horizontal das curvas de velocidades críticas.

A escala de cores é comum a todos os gráficos, para que se possa perceber qual deles corresponderá ao cenário em que a espessura do estrato que influencia a velocidade crítica é maior. O cenário descrito corresponde a $C_{S2}=300$ m/s e para a razão entre velocidades S nos estratos superior e inferior de 0.5, com a via $h=0.6$ m. Para este caso a espessura do estrato com influência significativa na velocidade crítica é de aproximadamente 10 m. O significado deste valor é que, a velocidade crítica do sistema já não é influenciada significativamente caso este estrato se prolongue ou não em profundidade. Este aspeto é muito importante, pois permite perceber até onde interessa perspetivar. Como a continuidade ou não do estrato já não influencia a velocidade crítica, não interessa saber a constituição em profundidade do mesmo, desde que se garanta o valor de razão das velocidades das ondas S nos dois estratos. O que se traduz em significativas poupanças na profundidade dos furos.

Outra das evidências que se realça é o facto de que quanto maior é a velocidade de propagação das ondas S nos estratos, a influência da espessura do estrato superior na velocidade crítica do sistema deixa de ser significativa para espessuras cada vez menores.

Na Figura 6.18 está representada a superfície das velocidades críticas dos diferentes sistemas considerados, para uma velocidade no estrato inferior correspondente a $C_{S2}=300$ m/s. A superfície superior corresponde às velocidades críticas associada à via com $h=0.6$ m e a curva inferior à via com $h=0.4$ m.

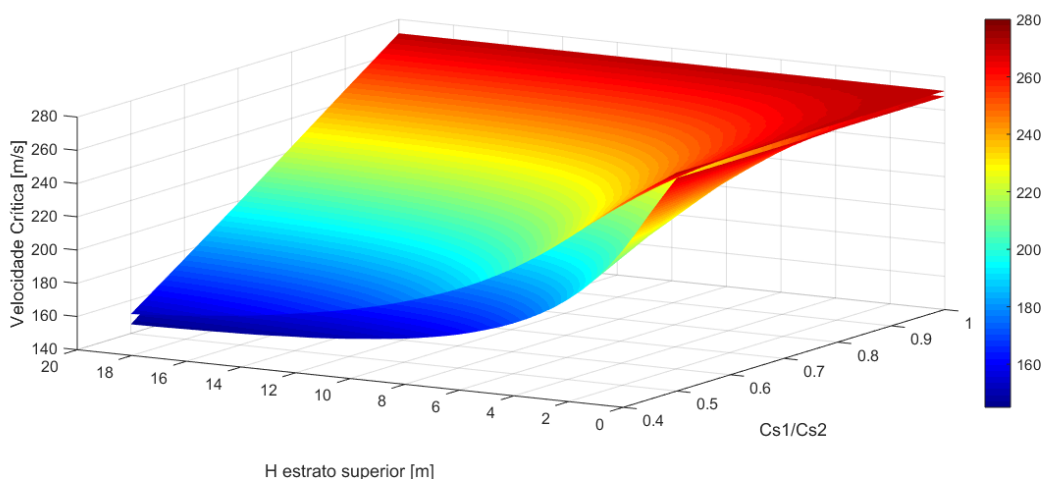
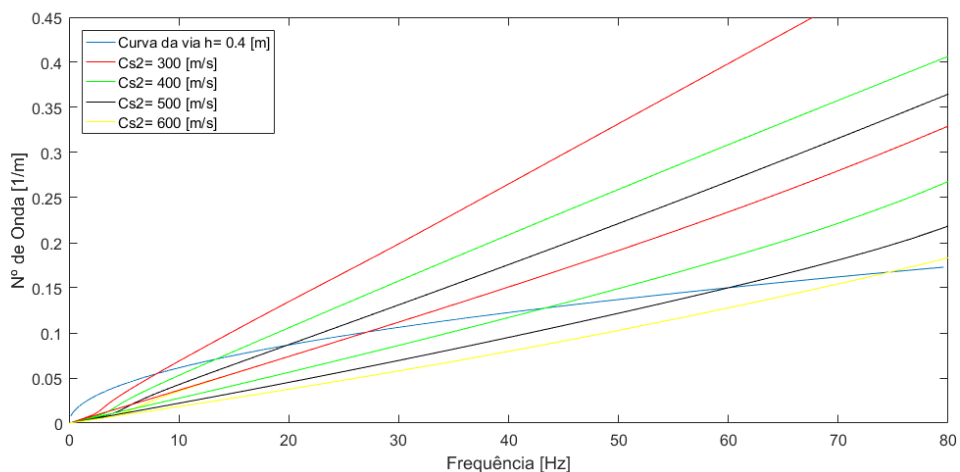


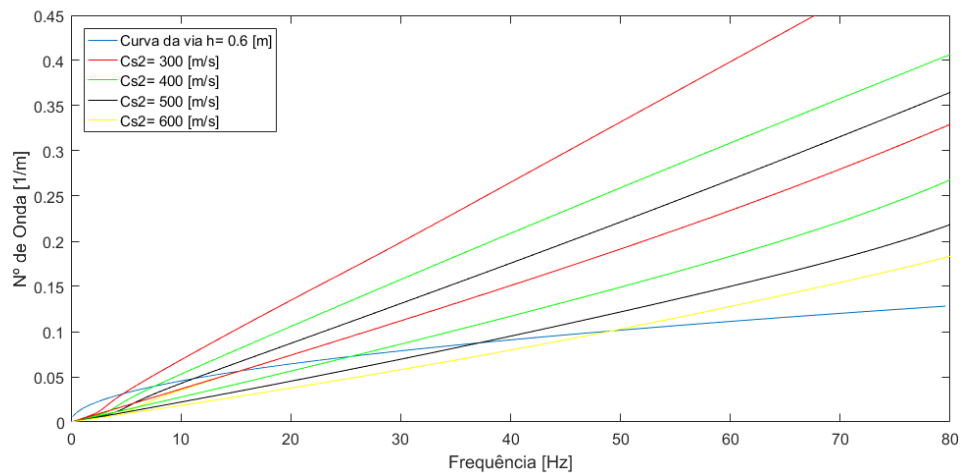
Figura 6.18 - Representação das velocidades críticas dos sistemas em estudo, a superfície superior corresponde à via $h=0.6\text{m}$ e a superfície inferior corresponde à via $h=0.4\text{m}$.

Pelas superfícies é possível perceber que a via mais rígida conduz a velocidades críticas superiores. Pode concluir-se também que as diferenças entre velocidades críticas sucessivas em função da espessura do estrato é menor na superfície associada à via com maior espessura, pois a curvatura da superfície é menor.

Para se entender melhor a evolução do fenómeno estão representadas na Figura 6.19 as curvas de dispersão dos cenários que para cada valor de C_s conduzem à maior e menor velocidade crítica dos sistemas, às quais se decidiu apelidar por curvas limitadoras. Ambas as curvas correspondem a cenários quase homogêneos. Estes cenários só não são homogêneos porque se considera o aterro. A velocidade crítica menor do sistema corresponde ao cenário em que $C_{s1}/C_{s2}=0.5$ e $h=20\text{ m}$, já a velocidade crítica maior, corresponderá ao caso do cenário em que $C_{s1}/C_{s2}=1$. Na Figura 6.19 para além dessas curvas estão também representadas as curvas da via para $h=0.4\text{ m}$ e $h=0.6\text{ m}$.



a)



b)

Figura 6.19 - Curvas de dispersão limitadoras, C_{S2} = e representação da curva da via: a) com $h=0.4$ m; b) com $h=0.6$ m.

A linha limitadora inferior das curvas de dispersão para $C_{S2}=600$ m/s coincide com a curva limitadora superior das curvas de dispersão para $C_{S2}=300$ m/s.

Evidencia-se o facto de que quanto maior for a rigidez considerada no estrato base, maior será a velocidade crítica do sistema.

A possibilidade de através deste estudo se demonstrar que para uma dada relação de velocidades de propagação das ondas S nos dois estratos, a velocidade crítica só ser influenciada até determinada espessura do estrato superior é muito importante. Este feito pode significar um grande avanço nesta área, pois a sua aplicabilidade pode, para além de se perceber as profundidades de interesse de prospeção relativas ao problema da velocidade crítica, ser estendida ao campo dos reforços dos maciços, percebendo-se até que profundidade interessa melhorar o solo existente, pois já se percebeu que a espessura do estrato influente na velocidade crítica do sistema é limitada.

É sabido que numa obra linear, como por exemplo na construção de uma via férrea, há a necessidade de se realizarem múltiplas sondagens. Com estas informações é possível perceber até que profundidade é realmente importante proceder à prospeção, permitindo uma poupança de vários metros por furo, que pela dimensão linear deste tipo de obras pode significar grandes poupanças no custo final da obra.

Outro aspeto muito importante é perceber através deste estudo, até que profundidade o reforço do estrato levará a um incremento significativo da velocidade crítica do sistema reforçado. Dispensando-se o reforço do estrato para profundidades em que o reforço já não influencie a velocidade crítica do sistema. Esta otimização dos reforços pode significar enormes poupanças nos custos finais das obras. Esta ponderação entre profundidade reforçada e incremento na velocidade crítica traduz-se numa otimização da solução ideal, de forma muito mais rápida.

7

CONCLUSÕES

7.1. CONCLUSÕES

A crescente evolução a que o setor do transporte ferroviário tem estado sujeito, fará com que muito em breve se atinjam certamente novos recordes de velocidade de circulação. O aumento da velocidade de circulação da via, implica a diminuição da curvatura do traçado, traduzindo-se por traçados mais retilíneos. Esta imposição de traçado fará com a infraestrutura atravesse inevitavelmente zonas onde a velocidade de propagação das ondas superficiais do estrato superior seja facilmente alcançada pela velocidade de circulação do comboio. Traduzindo-se em problemas de amplificação dinâmica de deslocamentos.

O problema associado à velocidade crítica necessita de ser estudado em maior profundidade, pois implicará em alguns dos casos a imposição de velocidades máximas de circulação em certas linhas ou treços dessas. Tal facto, limita um total aproveitamento da velocidade máxima de circulação dos comboios.

No segundo capítulo fez-se a introdução à teoria de ondas. Conceitos fundamentais para se perceber o comportamento do caso de estudo e também a base teórica por detrás dos programas de análise numérica introduzidos no capítulo seguinte.

No terceiro capítulo fez-se a introdução e respetiva programação de métodos de análise simplificados, tendo-se por base o método dos integrais transformados. Estes métodos são muito importantes, pois permitem entender mais facilmente alguns dos conceitos relacionados com a ferrovia, devido à sua simplicidade. No entanto, a extrema simplicidade inerente a algumas das suas considerações fazem com que não seja um método realista. Por esse motivo, houve a necessidade de utilizar métodos numéricos mais complexos, por forma a representar de forma mais fiel e exata os fenómenos que se pretendiam estudar. O método 2.5D MEF-PML é uma ferramenta poderosíssima, permitindo simular a passagem de qualquer comboio num cenário qualquer. Para além desse método, introduziu-se o método das curvas de dispersão que permite determinar a velocidade crítica de qualquer sistema através da interseção das curvas de dispersão do maciço de fundação com as curvas de dispersão da via.

No quarto capítulo foi estudado com maior pormenor o fenómeno da velocidade crítica. A velocidade crítica depende muito das propriedades dispersivas ou não dispersivas do maciço. Quando um dado cenário é um meio semi-indefinido e homogéneo, a velocidade crítica será a mesma independentemente da rigidez da via. No caso de o maciço de fundação da via apresentar características dispersivas, a velocidade crítica é influenciada pelas características do maciço e pela rigidez da via.

O capítulo cinco foi dedicado ao caso de estudo, onde para além da sua descrição se estuda também a influência que a alteração de algumas das propriedades geométricas dos estratos, do aterro e da laje em

via têm na velocidade crítica. Com esse estudo concluiu-se que o aumento da espessura do estrato superior, sendo que tem menor velocidade das ondas R que o maciço de fundação, leva a uma diminuição da velocidade crítica do sistema. A velocidade crítica do conjunto diminuirá até coincidir com as velocidades de propagação das ondas R no estrato superior (velocidade essa avaliada como se o maciço fosse semi-indefinido e homogêneo e com as propriedades do estrato superior. Considerando-se um aterro com propriedades mecânicas melhoradas face às propriedades do estrato subjacente, percebeu-se que para pequenas espessuras do estrato a velocidade crítica do sistema é superior para cenários com menor altura de aterro, no entanto esta tendência inverte-se a partir de determinado ponto. O aumento da rigidez da via em laje leva, regra geral e no caso de cenários com características dispersivas, a um aumento da velocidade crítica do sistema. O aumento da rigidez da via é benéfico para o aumento da velocidade crítica do sistema até determinado ponto, pois a partir desse ponto, o aumento da rigidez da via não significa aumento da velocidade crítica do sistema. Este efeito pode ser bem compreendido e ilustrado através do método das curvas de dispersão.

As medidas de mitigação para aumento da velocidade crítica surgem no capítulo seis onde se percebe claramente que a utilização destas medidas leva a um aumento da velocidade crítica do sistema. Quanto mais elevada for a rigidez dos reforços, maiores serão os incrementos de velocidade crítica do sistema e menores serão os deslocamentos máximos absolutos verificados. Estudou-se ainda, neste capítulo, a a profundidade de influência da velocidade crítica, ou seja, até que espessura do estrato superior é que a velocidade crítica do sistema é influenciada. Percebeu-se que no pior dos casos de estudo a influência na velocidade crítica do sistema não vai para além dos 10 metros de profundidade. Esta conclusão é de extrema importância, pois permite concluir que se num dado local a espessura do estrato superior for maior do que 10 metros, não interessa reforçar o cenário mais do que essa profundidade, pois não teria qualquer impacto na velocidade crítica do sistema. O estudo em causa, para além de permitir um melhor entendimento da profundidade adequada de reforço do maciço, permite ainda retirar ilações relativas à própria prospeção geotécnica, que permitirá em muitos dos casos poupanças muito significativas no valor da obra, pela redução do comprimento das sondagens.

7.2. RESENHA DE APRENDIZAGEM

Sem dúvida alguma que a aprendizagem sobre o tema foi muito enriquecedora. A possibilidade de ter saído da área de formação clássica de engenharia civil permitiu adquirir novos conceitos, métodos e teorias que de outra forma não iria adquirir. Aumento do conhecimento e à-vontade relativo à programação, foi outro dos elementos fundamentais de aprendizagem associados à realização deste trabalho. Sem dúvida alguma que o sentimento de poder contribuir para o avanço do conhecimento é uma sensação fantástica.

7.3. TRABALHOS FUTUROS

Os trabalhos de desenvolvimento futuro poderão passar por estudar mais aprofundadamente a influência dos elementos estudados neste trabalho, mas para diferentes propriedades mecânicas e para geometrias mais complexas, tais como estratos inclinados. Um elemento igualmente interessante a ser estudado para diferentes cenários é a adaptação do MCD para o cálculo de estratos reforçados, por forma a validar o seu precioso contributo para o estudo da velocidade crítica e caso necessário para desenvolver o seu aperfeiçoamento.

Outro dos temas que seria bastante interessante desenvolver-se prende-se com o estudo de diferentes geometrias das medidas de mitigação para aumento da velocidade crítica.

Neste trabalho não foi tido em conta o comportamento não linear dos materiais. Seria interessante desenvolver metodologias simplificadas que contemplassem o comportamento não linear do maciço de fundação da via.

A definição da velocidade crítica de cada via, é uma característica muito importante. Por este motivo, seria muito interessante avaliar as consequências do tráfego, quando este circula próximo da velocidade crítica da via. No que concerne à acumulação de deformações plásticas no maciço de fundação. Tais estudos permitirão aferir qual é o rácio da velocidade crítica que deverá ser considerado como o limite para a circulação dos comboios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] A. F. Paixão, Eduardo, LNEC, Ed. *Novas soluções de superestrutura de via para a alta velocidade ferroviária Comparação com a via balastrada* (INCV 5). 2009.
- [2] U. P. Department. (2018, 18 July). *High speed lines in the Europe*. Available: <https://uic.org/high-speed-database-maps#&gid=1&pid=1>
- [3] E. P. AGENCY. (2014). *Japan Pins Hopes on Floating Trains*. Available: <https://www.wsj.com/articles/japan-pins-hopes-on-floating-trains-1404674144>
- [4] Marc Mathey. (2015). *Mises en examen de la SNCF et Systra dans le déraillement du TGV Est*. Available: <https://www.usinenouvelle.com/article/mises-en-examen-de-la-sncf-et-systra-dans-le-deraillement-du-tgv-est.N630113>
- [5] P. Costa, "Vibrações do sistema via-macício induzidas por tráfego ferroviário: modelação numérica e validação experimental," Doctor, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.
- [6] J. Wolf, *Dynamic soil-structure interaction* (no. LCH-BOOK-2008-039). Prentice Hall, Inc., 1985.
- [7] C. Lopes, "Vibrações induzidas por tráfego ferroviário em túneis," Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015.
- [8] V. Babuska and M. Cara, *Seismic anisotropy in the Earth*. Springer Science & Business Media, 1991.
- [9] J. Achenbach, *Wave propagation in elastic solids*. Elsevier, 2012.
- [10] J. Achenbach, *Wave Propagation in Elastic Solids* (Applied Mathematics and Mechanics). North-Holland Publishing Company, 1973.
- [11] P. Alves Costa, R. Calçada, J. Marques, and A. Cardoso, *A 2.5D finite element model for simulation of unbounded domains under dynamic loading*. 2000, pp. 782-790.
- [12] L. Auersch and S. Said, "Attenuation of ground vibrations due to different technical sources," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, journal article vol. 9, no. 3, pp. 337-344, September 01 2010.
- [13] L. Andersen, "Linear Elastodynamic Analysis," Doctor, Civil Engineering, Aalborg University, 2006.
- [14] J. R. Hall and F. E. Richart, "Dissipation of elastic wave energy in granular soils," 1963.
- [15] *Mechanical vibration—Ground-borne noise and vibration arising from rail systems*, 1, 2005.
- [16] P. A. Costa, R. Calçada, and A. S. Cardoso, "Influence of train dynamic modelling strategy on the prediction of track-ground vibrations induced by railway traffic," *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 226, no. 4, pp. 434-450, 2012.
- [17] C. J. C. Jones and J. R. Block, "PREDICTION OF GROUND VIBRATION FROM FREIGHT TRAINS," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 193, no. 1, pp. 205-213, 1996/05/30/ 1996.
- [18] L. Auersch, "Ground vibration due to railway traffic—The calculation of the effects of moving static loads and their experimental verification," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 293, no. 3, pp. 599-610, 2006/06/13/ 2006.
- [19] P. Galvín, A. Romero, and J. Domínguez, "Fully three-dimensional analysis of high-speed train-track-soil-structure dynamic interaction," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 329, no. 24, pp. 5147-5163, 2010/11/22/ 2010.
- [20] A. V. Metrikine, S. N. Verichev, and J. Blaauwendraad, "Stability of a two-mass oscillator moving on a beam supported by a visco-elastic half-space," *International Journal of Solids and Structures*, vol. 42, no. 3, pp. 1187-1207, 2005/02/01/ 2005.
- [21] H. Grundmann, M. Lieb, and E. Trommer, "The response of a layered half-space to traffic loads moving along its surface," *Archive of Applied Mechanics*, journal article vol. 69, no. 1, pp. 55-67, February 01 1999.

- [22] H. Grundmann and E. Trommer, "Transform methods—what can they contribute to (computational) dynamics?," *Computers & Structures*, vol. 79, no. 22, pp. 2091-2102, 2001/09/01/ 2001.
- [23] K. Wenander, "Models of Train Induced Vibrations in Railway Embankment," Master of Science Thesis Master, Dept of Civil and Architectural Engineering, Royal Institute of Technology, Stockholm, 2004.
- [24] M. Hendry, D. Hughes, L. Barbour, and M. Atkinson, "Measurement and modelling the train induced dynamic response of a railway track and embankment constructed over a soft peat foundation," presented at the RailFound 06, University of Birmingham, 2006.
- [25] M. T. Hendry, "Train-induced dynamic response of railway track and embankments on soft peaty foundations," 2007.
- [26] A. M. Kaynia, C. Madshus, and P. Zackrisson, "Ground vibration from high-speed trains: prediction and countermeasure," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 126, no. 6, pp. 531-537, 2000.
- [27] P. A. Costa, A. Colaço, R. Calçada, and A. S. Cardoso, "Critical speed of railway tracks. Detailed and simplified approaches," *Transportation Geotechnics*, vol. 2, pp. 30-46, 2015.
- [28] P. Alves Costa, R. Calçada, and A. Silva Cardoso, "Track-ground vibrations induced by railway traffic: In-situ measurements and validation of a 2.5D FEM-BEM model," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 32, no. 1, pp. 111-128, 2012.
- [29] K. Eduardo and O. B. J. Manuel, "PMLs: A direct approach," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, vol. 90, no. 3, pp. 343-352, 2012.
- [30] P. Lopes, P. Alves Costa, R. Calçada, and A. Silva Cardoso, "Influence of soil stiffness on building vibrations due to railway traffic in tunnels: Numerical study," *Computers and Geotechnics*, vol. 61, pp. 277-291, 2014.
- [31] J. M. d. O. Barbosa, J. Park, and E. Kausel, "Perfectly matched layers in the thin layer method," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, vol. 217-220, pp. 262-274, 2012/04/01/ 2012.
- [32] P. De, K. Basu, and S. K. Das, "An ubiquitous architectural framework and protocol for object tracking using RFID tags," in *Mobile and Ubiquitous Systems: Networking and Services, 2004. MOBIQUITOUS 2004. The First Annual International Conference on*, 2004, pp. 174-182: IEEE.
- [33] QuiBrescia. (2014). *Breno, 19enne con l'auto sui binari*. Available: <http://www.quibrescia.it/cms/2014/07/09/breno-19enne-con-lauto-sui-binari/>
- [34] C. Esveld, *Modern Railway Track*. MRT-Productions, 2001.
- [35] H. Dieterman and V. Metrikine, "Steady-state displacements of a beam on an elastic half-space due to a uniformly moving constant load," *EUROPEAN JOURNAL OF MECHANICS SERIES A SOLIDS*, vol. 16, pp. 295-306, 1997.
- [36] S. B. Mezher, D. P. Connolly, P. K. Woodward, O. Laghrouche, J. Pombo, and P. A. Costa, "Railway critical velocity – Analytical prediction and analysis," *Transportation Geotechnics*, vol. 6, pp. 84-96, 2016.
- [37] X. Sheng, C. J. C. Jones, and M. Petyt, "Ground Vibration Generated by a Load Moving Along a Railway Track," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 228, no. 1, pp. 129-156, 1999/11/18/ 1999.
- [38] X. Sheng, C. J. C. Jones, and M. Petyt, "Ground Vibration Generated by a Harmonic Load Acting on a Railway Track," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 225, no. 1, pp. 3-28, 1999/08/05/ 1999.
- [39] X. Sheng, C. J. C. Jones, and D. J. Thompson, "A theoretical study on the influence of the track on train-induced ground vibration," *Journal of Sound and Vibration*, vol. 272, no. 3, pp. 909-936, 2004/05/06/ 2004.
- [40] P. Woodward, O. Laghrouche, and A. El-Kacimi, "The development and mitigation of ground mach cones for high speed railways," in *ICOVP 2013-International Conference on Vibration Problems*, 2013.

- [41] C. Stella, G. Ceppi, and E. D'Appolonia, "Temporary Tunnel Support Using Jet-Grouted Cylinders," *Journal of Construction Engineering and Management*, vol. 116, no. 1, pp. 35-53, 1990.
- [42] D. F. N. Rodrigues, "Jet Grouting - Controlo de Qualidade em Terrenos do Miocénico de Lisboa," Universidade Nova de Lisboa, 2009.
- [43] F. Foundations. (2018, maio, 17). *Jet Grouting*. Available: <http://www.ffgb.be/Business-Units/Bored--Micro-Piles/Jet-grouting.aspx?lang=en-US%20Vista%20%C3%A0s%2021:41>
- [44] RailSystem. (2015, maio 15). *Jet Grouting*. Available: <http://www.railsystem.net/jet-grouting/>
- [45] F. Foundations. (2018, maio, 17). *Stone Column*. Available: <http://www.ffgb.be/Business-Units/Piles/Grindkern.aspx?lang=en-US>