

TRANSIÇÕES ATERRO - PONTE EM VIAS FÉRREAS DE ALTA VELOCIDADE

HUGO MARCELO GOUVEIA DA SILVA

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

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Co-Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

JULHO 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miiec@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 - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais e irmãos
e
à Lisandra

É tentando o impossível que se realiza o possível.
Henry Barbusse

AGRADECIMENTOS

A conclusão deste trabalho só foi possível devido à contribuição directa e indirecta de um conjunto de pessoas às quais expresso aqui com muita satisfação o mais profundo agradecimento:

- Em primeiro lugar, desejo agradecer ao Professor Rui Calçada, meu orientador, por ter posto este projecto em marcha. Agradeço a orientação preciosa prestada através da pertinência das suas críticas e sugestões, pelo seu incentivo e motivação em todos os momentos e, acima de tudo, pela sua exigência;
- À Cristina Ribeiro, por todo o tempo dispendido ao clarificar-me certas dúvidas de uma forma objectiva e clara. Estou ainda grato pela sua disponibilidade que sempre demonstrou, pelo seu forte incentivo e motivação, bem como o seu apoio emocional que disponibilizou nos momentos difíceis;
- Ao Professor Raimundo Delgado, co-orientador desta dissertação, pelos seus ensinamentos e enriquecimento pessoal proporcionado ao longo deste curso;
- Ao Carlos Albuquerque, por se ter disponibilizado a transmitir os primeiros conhecimentos sobre o programa ANSYS®.

Uma palavra muito especial a todos os amigos que fiz ao longo deste percurso académico, por todos os momentos que me proporcionaram, e que sempre estiveram presentes, incentivando e opinando, com carinho e dedicação.

À Lisandra, grande fonte de energia, pelo empenho dado nos momentos mais difíceis e pela paciência demonstrada apesar da distância que nos separa e do amor que nos une. Ainda a todos os meus familiares que sempre me deram amor e força, valorizando os meus potenciais.

Deixo também uma palavra de agradecimento aos professores de Geotecnia, pela forma como leccionaram e por me terem transmitido o interesse por estas matérias.

RESUMO

O presente trabalho tem como principal objectivo o estudo dos efeitos dinâmicos em zonas onde ocorrem variações bruscas de rigidez vertical da via, particularmente zonas de transições aterro-estrutura e estrutura-aterro, resultantes do tráfego ferroviário de alta velocidade.

Numa primeira fase deste trabalho, procura-se identificar e caracterizar os principais problemas que ocorrem nas zonas de transição. Posteriormente procede-se à compilação de normas e recomendações aplicadas a zonas de transição aterro-ponte e apresentam-se algumas soluções de transições adoptadas em vias férreas de alta velocidade europeias.

A análise dos efeitos dinâmicos nas zonas de transição foi efectuada com recurso a um modelo de elementos finitos. Como caso de estudo foi seleccionada a solução de transição proposta pela ADIF. A análise consistiu na avaliação dos efeitos provocados pela variação da geometria das cunhas de transição, nomeadamente, alteração da altura da cunha tratada, comprimentos das cunhas e respectivas inclinações. Sendo ainda analisada a influência da variação de rigidez da via através da variação dos módulos de deformabilidade da cunha tratada, do terreno natural e variação da rigidez das palmilhas. Foi adoptado para as análises o comboio ICE2 circulando à velocidade de 300 e 350 km/h.

Os resultados serão analisados com base nos resultados dos deslocamentos verticais e forças de interacção roda-carril. Será ainda efectuada a análise crítica dos resultados obtidos.

PALAVRAS-CHAVE: alta velocidade, análise dinâmica; força de interacção roda-carril, geometria da transição, variação de rigidez.

ABSTRACT

The main goal of this work is the study of dynamic effects in zones of abrupt changes in vertical track stiffness, in particularly transition zones of embankment-structure and structure-embankment, caused by high speed railway traffic.

First of all an identification of the main problems that arise in transition zones is developed. Then, a compilation of some standards and recommendations used in transition zones of high-speed railways is performed and some solutions of transitions used in European countries are presented.

The analysis of the dynamic effects on transition zones were developed with a finite element model. The case study is a transition zone solution proposed by ADIF. The dynamic analyses were performed for the variation of the geometry of the transition wedges, namely, change in the reinforced wedge height, length of the wedges and slopes. It is also considered the influence of changes in vertical stiffness of track by varying the deformability moduli of the reinforced wedges, natural soil and the stiffness of the rail pads. ICE2 train travelling at 300 and 350 km/h will be considered in these analyses.

The results will be assessed by the analysis of the vertical displacements and wheel-rail interaction forces. Also a critical analysis of results is presented.

KEYWORDS: high-speed, dynamic analysis, wheel-rail interaction force, transition zone geometry, stiffness variation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. BREVE HISTÓRIA DOS CAMINHOS DE FERRO	1
1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO	4
1.3. CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO	4

2. PROBLEMAS PARTICULARES NAS ZONAS DE TRANSIÇÃO DE ALTA VELOCIDADE	7
2.1. INTRODUÇÃO	7
2.2. ELEMENTOS DE VIA E SEU FUNCIONAMENTO	8
2.2.1. CARRIS	9
2.2.2. TRAVESSAS	10
2.2.3. ELEMENTOS DE FIXAÇÃO.....	11
2.2.4. BALASTRO	12
2.2.5. SUB-BALASTRO.....	13
2.2.6. OUTROS ELEMENTOS.....	13
2.3. PROBLEMAS PARTICULARES EM ZONAS DE TRANSIÇÃO	14
2.3.1. PROBLEMAS RELATIVOS À VIA FÉRREA	15
2.3.1.1. Alteração da geometria da via férrea	15
2.3.1.2. Travessas flutuantes	15
2.3.1.3. Comportamento dos carris contínuos soldados (CWR).....	16
2.3.1.4. Principais factores que influenciam a geometria	16
2.3.2. PROBLEMAS RELATIVOS À PONTE.....	18
2.3.3. PROBLEMAS RELATIVOS À GEOTECNIA.....	19
2.3.3.1. Assentamentos.....	20
2.3.3.2. Assentamentos devido à deterioração do balastro	20
2.3.3.3. Deslizamento do aterro e do balastro	20
2.3.3.4. Problemas ao nível da fundação.....	21

2.3.3.5. Problemas devidos às condições hidrológicas.....	23
---	----

3. NORMAS E RECOMENDAÇÕES NO DIMENSIONAMENTO DE ZONAS DE TRANSIÇÃO

3.1. INTRODUÇÃO	25
------------------------------	-----------

3.2. NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À VIA	25
--	-----------

3.3. NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À PONTE	26
--	-----------

3.3.1. LIMITE DA DEFORMAÇÃO VERTICAL E HORIZONTAL DO TABULEIRO	26
--	----

3.3.2. LIMITE DA ROTAÇÃO DOS EXTREMOS DO TABULEIRO	27
--	----

3.3.3. LIMITES PADRÃO PARA OUTROS TIPOS DE DEFORMAÇÃO	27
---	----

3.3.4. DIMENSIONAMENTO E CONSTRUÇÃO DE PONTES FERROVIÁRIAS	28
--	----

3.3.4.1. Solução estrutural da ponte.....	28
---	----

3.3.4.2. Tipo de fundação.....	28
--------------------------------	----

3.3.4.3. Tipo de encontro da ponte.....	28
---	----

3.4. NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À GEOTECNIA	29
--	-----------

3.4.1. VIAS FÉRREAS RECENTEMENTE CONSTRUÍDAS.....	29
---	----

3.4.2. VIAS FÉRREAS ANTIGAS	30
-----------------------------------	----

3.4.3. ASPECTOS RELATIVOS À FUNDAÇÃO	31
--	----

3.4.4. MATERIAIS E CONSTRUÇÃO DOS ATERROS.....	31
--	----

3.5. SOLUÇÕES ADOPTADAS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO	32
--	-----------

3.5.1. ESPANHA (ADIF)	35
-----------------------------	----

3.5.2. FRANÇA (SNCF).....	36
---------------------------	----

3.5.3. ITÁLIA (RFI).....	39
--------------------------	----

3.5.4. ALEMANHA (DB)	40
----------------------------	----

3.5.5. OUTROS ASPECTOS RELEVANTES EM TRANSIÇÕES.....	42
--	----

4. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

4.1. INTRODUÇÃO	45
------------------------------	-----------

4.2. RIGIDEZ VERTICAL NUMA VIA FÉRREA	45
--	-----------

4.3. EFEITOS DINÂMICOS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO.....	52
--	-----------

4.3.1. VARIAÇÃO DA FORÇA DE INTERACÇÃO RODA – CARRIL	57
--	----

4.4. ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO	61
--	-----------

5. ANÁLISE DINÂMICA E MODELAÇÃO DAS SOLUÇÕES DE TRANSIÇÃO ATERRO-ESTRUTURA	65
5.1. INTRODUÇÃO	65
5.2. ANÁLISE DINÂMICA	65
5.2.1. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	65
5.3. MODELAÇÃO DINÂMICA DO SISTEMA SOLO-VIA-COMBOIO	67
5.3.1. MODELAÇÃO DO COMBOIO	67
5.3.1.1. Interação entre roda e carril	69
5.3.2. MODELAÇÃO DA VIA	70
5.3.2.1. Calibração do modelo plano 2D	74
5.3.2.2. Condições fronteira	74
5.4. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA TRANSIÇÃO	76
5.4.1. CENÁRIOS DE ANÁLISE	76
5.4.2. RESULTADOS	77
5.4.2.1. Modelo de Referência	78
5.4.2.2. Influência da altura da cunha tratada (H_{CT})	80
5.4.2.3. Influência da rigidez da cunha tratada (E_{CT})	84
5.4.2.4. Influência do comprimento das cunhas de transição (L_1 e L_2)	88
5.4.2.5. Influência da inclinação das cunhas de transição (i_1 e i_2)	96
5.4.2.6. Influência da rigidez do terreno natural (E_{TN});	103
5.4.2.7. Influência da rigidez das palmilhas (k_{PAL})	107
6. CONCLUSÕES	111
6.1. CONCLUSÕES GERAIS	111
6.2. PERSPECTIVAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	113
BIBLIOGRAFIA	115
ANEXOS	119
ANEXO 1	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 – George Stephenson e a sua locomotiva Blucher (Wikimedia Commons, 2010)	1
Fig. 1.2 – Caminhos de ferro em Portugal: a) Aguarela de Alfredo Gameiro representativa da inauguração do primeiro caminho de ferro em Portugal; b) Uma das primeiras locomotivas a operar, baptizada “D. Luiz” em 1862 (Galeria do cantinho dos comboios, 2010)	2
Fig. 1.3 – Exemplar de um comboio Shinkansen Série 0 (Wikimedia Commons, 2010)	3
Fig. 1.4 – Rede de Alta Velocidade (RAVE, 2010)	3
Fig. 2.1 – Esquema da variabilidade de rigidez vertical dos elementos de suporte (adaptado de Fortunato <i>et al.</i> , 2009)	8
Fig. 2.2 – Perfis esquemáticos da via balastrada: a) Transversal; b) Longitudinal (adaptado de Fortunato, 2006)	8
Fig. 2.3 – Esquema do funcionamento de uma via férrea balastrada (Fortunato, 2006)	9
Fig. 2.4 – Carril: a) Carril UIC 60 (adaptado de Corus, 2010); Soldadura dos carris (Marne, 2005)	10
Fig. 2.5 – Travessas em betão: a) Travessa monobloco; b) Travessa bi-bloco (adaptado de Sateba, 2010)	11
Fig. 2.6 – Elementos de fixação elásticos: a) Tipo nabla; b) Tipo Vossloh (Railway.Technology, 2010).....	11
Fig. 2.7 – Força desenvolvida nos elementos de ligação rígidos e elásticos em função do tempo (adaptado de Profillidis, 1995).....	12
Fig. 2.8 – Contaminação do balastro e sub-balastro: Esquema das diversas fontes de contaminação (Fortunato, 2006); Aspecto do balastro contaminado até à superfície (Fortunato <i>et al.</i> , 2000)	13
Fig. 2.9 – Possíveis níveis de elementos resilientes a aplicar na via balastrada (adaptado de Leykauf <i>et al.</i> , 2006).....	14
Fig. 2.10 – Fenómeno “dip” nas zonas de transição: a) Esquema (ERRI, 1999); b) Exemplo real (FRA, 2007)	14
Fig. 2.11 – Encurvadura dos carris:a) Forma típica (Esveld, 2001);b) Exemplo real (Telegraph, 2010).....	16
Fig. 2.12 – Movimentos na transição da via férrea provocados pela ponte: a) Devido à rotação do extremo do tabuleiro; b) Devido à variação de comprimento da ponte quando submetida aos efeitos da temperatura e ainda pelos esforços de arranque e frenagem do comboio (ERRI, 1999)	18
Fig. 2.13 – Esquema de uma zona de transição aterro - ponte (ERRI, 1999).....	19
Fig. 2.14 – Esquema do deslize das camadas constituintes da via férrea (ERRI, 1999)	21
Fig. 2.15 – Desenvolvimento da rotura por corte progressivo na fundação: a) fundação estável; b) estabelecimento da instabilidade; c) crescimento da instabilidade; d) manifestação superficial da instabilidade (Fortunato, 2006).....	22
Fig. 2.16 – Desenvolvimento de bolsas na fundação de solos moles: a) perfil transversal; b) perfil longitudinal (Fortunato, 2006).	23
Fig. 2.17 – Dispositivos de drenagem longitudinal aplicados em zonas de escavação: a) valeta com fundo revestido; b) vala realizada com blocos pré-fabricados (RFF, 2007)	24

Fig. 3.1 – Esquema representativo da rotação dos extremos do tabuleiro: θ correspondente à transição aterro-ponte; $\theta_1 + \theta_2$ corresponde à transição entre dois vãos consecutivos (ERRI, 1999)	27
Fig. 3.2 – Limites de frequência natural da estrutura em função do comprimento (adaptado de EN 1991-2, 2003)	27
Fig. 3.3 – Perfil típico de um aterro recentemente construído numa transição (ERRI, 1999)	30
Fig. 3.4 – Planta típica de um encontro com muros - ala paralelos à via férrea (adaptado de ERRI, 1999)	30
Fig. 3.5 – Perfil típico de um aterro na vizinhança de uma ponte antiga (ERRI, 1999)	30
Fig. 3.6 – Travessas de aproximação (FTA, 2006)	33
Fig. 3.7 – Algumas soluções possíveis de adoptar numa transição: a) Utilização de carris interiores numa transição entre via em laje e via sobre balastro; b) Utilização de elementos resilientes sob a travessa (Rail.One, 2010)	34
Fig. 3.8 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte (adaptado de ADIF, 2006)	35
Fig. 3.9 – Pormenor da solução da transição (adaptado de ADIF, 2006)	35
Fig. 3.10 – Solução para transições entre aterro e ponte na presença de solos moles (adaptado de ADIF, 2006)	36
Fig. 3.11 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte quando $4,0 \leq H \leq 10,0$ m e aterro construído após o bloco técnico (adaptado de SNCF, 2002)	37
Fig. 3.12 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte quando $H < 3,0$ m e aterro construído após o bloco técnico (adaptado de SNCF, 2002)	37
Fig. 3.13 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte quando $H > 10,0$ m e aterro construído após o bloco técnico (adaptado de SNCF, 2002)	38
Fig. 3.14 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte, RFI (adaptado UIC 719R, 2008)	40
Fig. 3.15 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte, DB (adaptado UIC 719R, 2008)	41
Fig. 3.16 – Exemplo de uma solução adoptando via em laje entre aterro e ponte (ERRI, 1999)	42
Fig. 3.17 – Perfil longitudinal típico de vias balastradas de alta velocidade (adaptado de Teixeira, 2006)	43
Fig. 3.18 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte com recurso a geossintéticos, ČD (ERRI, 1999)	43
Fig. 4.1 – a) Influência da rigidez da via na energia dissipada pelo comboio (López et al., 2004); b) Influência da elasticidade das palmilhas, sob o carril, na vibração das partículas de balastro (López et al., 2004)	46
Fig. 4.2 – Influência da rigidez vertical da via nos custos de manutenção, linha férrea de alta velocidade Paris – Lyon (López Pita et al., 2004)	48
Fig. 4.3 – Valores aproximados da influência da rigidez vertical da via na dissipação da potência para uma velocidade de 300km/h, para um carril UIC 60 (López Pita et al., 2004)	48
Fig. 4.4 – Estimativa do custo anual da energia dissipada por quilómetro numa via férrea de alta velocidade espanhola (López Pita et al., 2004)	49

Fig. 4.5 – Relação entre os custos (manutenção e energia dissipada) e a rigidez vertical (López Pita et al., 2004).....	49
Fig. 4.6 – Rigidez óptima de uma via férrea de alta velocidade (López Pita et al., 2004).....	51
Fig. 4.7 – Locomotiva adoptada: a) modelo dinâmico; modelo recorrendo a elementos de barra (Calçada, 1995).....	52
Fig. 4.8 – Perfil longitudinal da zona de transição, Ponte da Riada (Calçada, 1995).....	53
Fig. 4.9 – Zona de transição: a) modelo dinâmico; b) modelo adoptando elementos de viga (Calçada, 1995)	53
Fig. 4.10 – Análise da variação de rigidez na transição: a) com rigidez intermédia e constante; b) com variação de rigidez linear (Calçada, 1995).....	54
Fig. 4.11 – Rigidez vertical da via, na transição, para as situações em estudo (Calçada, 1995)	54
Fig. 4.12 – Componente dinâmica da força de interacção para a situação 1: $v = 30$ m/s, $v = 70$ m/s e $v = 110$ m/s respectivamente (Calçada, 1995).....	55
Fig. 4.13 – Componente dinâmica da força de interacção para a situação 2: $v = 30$ m/s, $v = 70$ m/s e $v = 110$ m/s respectivamente (Calçada, 1995).....	55
Fig. 4.14 – Componente dinâmica da força de interacção para a situação 3: $v = 30$ m/s, $v = 70$ m/s e $v = 110$ m/s respectivamente (Calçada, 1995).....	55
Fig. 4.15 – Amplificações dinâmicas máximas e mínimas da força de interacção (Calçada, 1995)	56
Fig. 4.16 – Optimização da rigidez do conjunto balastro – solo de fundação (adaptado de Dahlberg et al., 2006).....	57
Fig. 4.17 – Forças de interacção roda – carril antes e depois da optimização: a) Transição da zona rígida para flexível; b) Transição da zona flexível para rígida (adaptado de Dahlberg et al., 2006)	58
Fig. 4.18 – a) Optimização da rigidez das palmilhas sob as travessas; b) Força de interacção para a solução optimizada e para a solução sem palmilhas sob as travessas (adaptado de Dahlberg et al., 2006)	59
Fig. 4.19 – Pormenor do modelo plano na zona de transição (adaptado de Alves Ribeiro et al., 2008).....	60
Fig. 4.20 – Força de interacção roda-carril para os 1º e 2º eixos do comboio ICE2, circulando à velocidade de 300 km/h (Alves Ribeiro et al., 2008).....	60
Fig. 4.21 – Força de interacção roda-carril para os 1º e 2º eixos do comboio ICE2, circulando à velocidade de 350 km/h (Alves Ribeiro et al., 2008).....	60
Fig. 4.22 – Assentamentos médios nas diferentes zonas da via (Li et al., 2005).....	62
Fig. 4.23 – Assentamentos obtidos nas zonas de transição analisadas (Li et al., 2005)	63
Fig. 4.24 – Assentamentos para a primeira roda do comboio (Alves Ribeiro et al., 2009).....	63
Fig. 5.1 – Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência natural para o amortecimento de Rayleigh (Calçada, 1995).....	67
Fig. 5.2 – Modelo dinâmico da locomotiva do comboio ICE2 (Alves Ribeiro et al., 2008)	68
Fig. 5.3 – Modelo dinâmico da locomotiva ICE2 no programa ANSYS® (Alves Ribeiro et al., 2008) ...	68

Fig. 5.4 – Distribuição das tensões de contacto entre a roda e o carril de acordo com a teoria de Hertz (Calçada, 1995)	69
Fig. 5.5 – Esquema de funcionamento dos elementos de contacto (ANSYS, 2005).....	70
Fig. 5.6 – Pormenor da modelação da via: a) Carril, palmilhas e camadas de balastro, sub-balastro e de forma; b) Dimensões transversais adoptadas para as travessas	71
Fig. 5.7 – Pormenor da modelação da cunha tratada e passagem inferior	72
Fig. 5.8 – Modelação da via férrea, transição aterro – ponte (modelo de referência)	73
Fig. 5.9 – Variação da espessura B em função do módulo de deformabilidade do solo de fundação para $H_{\text{solo}} = 8$ m (adaptado de Ferreira, 2009)	74
Fig. 5.10 – Amortecedores viscosos num elemento de fronteira	75
Fig. 5.11 – Esquema da transição com as variáveis geométricas do bloco técnico	77
Fig. 5.12 – Evolução espacial da rigidez vertical da via para o modelo de referência (1º eixo)	78
Fig. 5.13 – Evolução espacial do deslocamento vertical no 1º eixo.....	79
Fig. 5.14 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril no 1º eixo.....	79
Fig. 5.15 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril no 2º eixo.....	80
Fig. 5.16 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) para o 1º eixo; b) para o 2º eixo	80
Fig. 5.17 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) para o 1º eixo; b) para o 2º eixo	81
Fig. 5.18 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	82
Fig. 5.19 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	83
Fig. 5.20 – Extremos máximos e mínimos da força de interacção roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos.....	84
Fig. 5.21 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) para o 1º eixo; b) para o 2º eixo	85
Fig. 5.22 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) para o 1º eixo; b) para o 2º eixo	85
Fig. 5.23 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	86
Fig. 5.24 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	87
Fig. 5.25 – Extremos máximos e mínimos da força de interacção roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos.....	88
Fig. 5.26 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	89
Fig. 5.27 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	89

Fig. 5.28 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	90
Fig. 5.29 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	91
Fig. 5.30 – Extremos máximos e mínimos da força de interacção roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos quando submetidos à alteração de L_1	92
Fig. 5.31 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo.....	93
Fig. 5.32 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo.....	93
Fig. 5.33 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	94
Fig. 5.34 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	95
Fig. 5.35 – Extremos máximos e mínimos da força de interacção roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos	95
Fig. 5.36 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo.....	96
Fig. 5.37 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo.....	97
Fig. 5.38 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	98
Fig. 5.39 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	99
Fig. 5.40 – Extremos máximos e mínimos da força de interacção roda-carril para as duas velocidades e ambos os eixos	99
Fig. 5.41 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo.....	100
Fig. 5.42 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo.....	101
Fig. 5.43 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	101
Fig. 5.44 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	102
Fig. 5.45 – Extremos máximos e mínimos da força de interacção roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos	103
Fig. 5.46 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo.....	104
Fig. 5.47 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo.....	104
Fig. 5.48 – Evolução espacial das forças de interacção ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo.....	105
Fig. 5.49 – Evolução espacial das forças de interacção ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo.....	106
Fig. 5.50 – Extremos máximos e mínimos da força de interacção roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos	106
Fig. 5.51 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo.....	107

Fig. 5.52 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	108
Fig. 5.53 – Evolução espacial das forças de contacto ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	109
Fig. 5.54 – Evolução espacial das forças de contacto ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo	109
Fig. 5.55 – Extremos máximos e mínimos da força de interacção roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos.....	110

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4.1 – Rigidez vertical de algumas vias férreas de alta velocidade (adaptado de López Pita <i>et al.</i> , 2004).....	50
Tabela 5.1 – Características utilizadas no modelo da locomotiva ICE2 (adaptado de Alves Ribeiro <i>et al.</i> , 2008).....	69
Tabela 5.2 – Características da modelação da superestrutura, sub-balastro e camada de forma em estado plano de tensão	71
Tabela 5.3 – Características da modelação do bloco técnico, aterro, terreno natural e estrutura em estado plano de tensão	73
Tabela 5.4 – Cálculo do amortecimento viscoso	75
Tabela 5.5 – Características do modelo de referência que serão submetidas a alterações.....	77

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Ao longo deste trabalho, os símbolos utilizados foram definidos para que os respectivos significados não suscitem qualquer dúvida, no entanto, é conveniente apresentar uma listagem dos mais importantes.

k – Rigidez vertical da via

k_h – Rigidez elástica do contacto entre a roda e o carril

Q – Carga por roda actuando sobre o carril

Q_N – Carga estática por roda

ΔQ_a – Sobrecarga dinâmica

V ou v – Velocidade

F_{DYN} – Força de interacção dinâmica

F_{STA} – Força estática

f_c – Força de amortecimento

f_e – Força elástica

f_i – Força de inércia

F – Força de interacção roda-carril total

E_{v2} – Módulo de deformabilidade, medido no segundo ciclo de carga do ensaio de carga estática com placa

G – Módulo de distorção

ρ – Massa volúmica

γ – Coeficiente de amortecimento

A – Área

ν – Coeficiente de Poisson

α e β – Constantes de amortecimento de Rayleigh

H_{CT} – Altura da cunha tratada

L_1 e L_2 – Comprimento da cunha tratada e da cunha não tratada, respectivamente

i_1 e i_2 – Inclinação da cunha tratada e da cunha não tratada, respectivamente

u – Deslocamento vertical

$\ddot{u}$ – Aceleração

CIARI – Centro de Investigação e Análise em Relações Internacionais

RAVE – Rede Ferroviária de Alta Velocidade

ADIF – Administrador de Infra-estruturas Ferroviárias

SNCF – Sociedade Nacional dos Caminhos de ferro Franceses

RFI – Rede Ferroviária Italiana

DB – Rede Ferroviária Alemã

UIC – União Internacional dos Caminhos de Ferro

CWR – Carril continuo soldado

AVE – Alta Velocidade Espanhola

TGV – Comboio de alta velocidade

USP – Palmilhas elásticas sob a travessa

1

INTRODUÇÃO

1.1. BREVE HISTÓRIA DOS CAMINHOS DE FERRO

O termo caminho de ferro é usualmente utilizado para caracterizar um sistema de transporte que em termos latos é constituído por um ou vários veículos, ligados entre si, que se movimentam sobre carris previamente fixados segundo uma determinada direcção projectada.

Desde os tempos remotos, o Homem sempre teve a necessidade de movimentar cargas, no entanto, a capacidade de carga movimentada estava condicionada à tracção animal. No percorrer da evolução dos transportes, quer de cargas quer de pessoas, este não sofreu grande evolução desde a génese da roda, todavia, a evolução tecnológica que se fez sentir a partir do século XVIII, suscitou interesse em criar máquinas capazes de se movimentarem sem o recurso à energia animal (Abragão, 1955).

A Inglaterra foi o país pioneiro desta época, denominada de Revolução Industrial, que se caracterizou por conjunto de mudanças tecnológicas repercutindo-se num profundo impacto produtivo ao nível económico e social. Surge então a era da máquina a vapor e o fomento para o desenvolvimento da locomotiva e por consequência do comboio.

O grande passo foi dado pelo mecânico inglês George Stephenson, quando em 1814 construiu a sua primeira locomotiva a vapor, a Blucher, que possuía como objectivo fundamental o transporte de materiais das minas com uma estrondosa capacidade de 30 toneladas. O seu sucesso promoveu a construção da primeira linha férrea, por Stephenson, entre Stockton e a região mineira de Darling, com um sublime desenvolvimento de 61 km e a sua inauguração em 1825. Quatro anos mais tarde, Stephenson, viria a ser chamado a construir a linha férrea entre Liverpool e Manchester (Abragão, 1955).

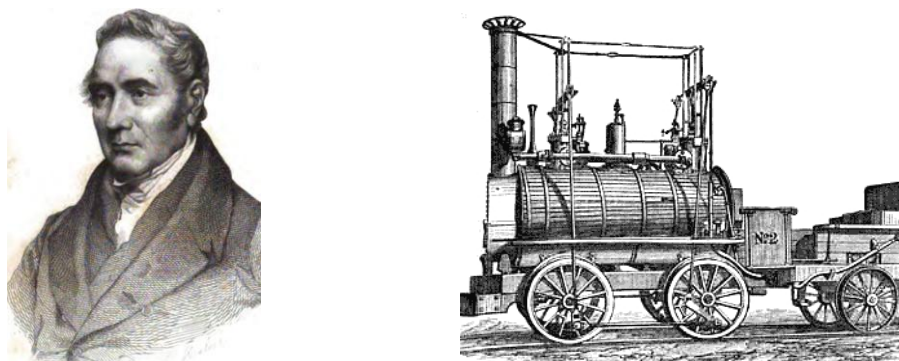


Fig. 1.1 – George Stephenson e a sua locomotiva Blucher (Wikimedia Commons, 2010)

A partir de então, a evolução do comboio e das linhas ferroviárias tornou-se imparável e o seu progresso alastrou pelos vários continentes. No entanto, tardou a chegar a Portugal que acabou por ser o 14º país europeu a dispor de um serviço desta natureza (Transporte Público, 2009).

Em Portugal a construção do primeiro troço de linha ferroviária, entre Lisboa e o Carregado, iniciou-se em 1853, a cargo da “Companhia Central Peninsular dos Caminhos de Ferro em Portugal” criada em Londres pelo inglês Hardy Hislop. A viagem inaugural, trajecto com pouco mais de 36 km, ocorreu no dia 28 de Outubro de 1856, levando a bordo o rei D. Pedro V (Abragão, 1956b).



a)



b)

Fig. 1.2 – Caminhos de ferro em Portugal: a) Aquarela de Alfredo Gameiro representativa da inauguração do primeiro caminho de ferro em Portugal; b) Uma das primeiras locomotivas a operar, baptizada “D. Luiz” em 1862 (Galeria do cantinho dos comboios, 2010)

O transporte ferroviário possibilitou vencer grandes distâncias, facultando assim a ligação entre diversas regiões aproximando as diversas populações que até à data se encontravam isoladas ou que poderiam demorar imenso tempo para efectuar uma simples comunicação entre duas regiões. Esta facilidade fomentou o incremento da produção agrícola e industrial possibilitando a deslocação de pessoas e mercadorias, como resultado, em redor das estações nasceram vilas e cidades, onde até à data nada existia.

O transporte ferroviário possuía o monopólio efectivo dos transportes até o início do século XX, no entanto, no decorrer deste século começaram a surgir novos meios de transporte que utilizavam fontes energéticas derivadas do petróleo, quer rodoviário quer aéreos, que por sua vez provocaram uma estagnação e até mesmo o declínio do comboio com desactivação de muitas linhas férreas. Em benefício dos transportes ferroviários a crise do petróleo, após meados da metade do século passado, surge como um impulso para novos investimentos no sector ferroviário sobretudo nas linhas urbanas e de alta velocidade. Assim, a alta velocidade emerge como um investimento estratégico fornecendo um sistema de transportes moderno, eficiente e sustentável (CIARI, 2010).

O Japão foi o primeiro país a construir linhas férreas destinadas à alta velocidade. A primeira rede ferroviária de alta velocidade denominada de Shinkansen começou a ser construída em 1959 e foi aberta ao público em 1964, com a ligação de Tokyo a Osaka. Nesta época, os primeiros comboios Shinkansen Série 0 já se moviam a velocidades da ordem dos 200 km/h, actualmente alcançam velocidades da ordem dos 300 km/h (Japan.Guide, 2010).



Fig. 1.3 – Exemplar de um comboio Shinkansen Série 0 (Wikimedia Commons, 2010)

Na década de 60, do século XX, verificava-se um grande congestionamento do tráfego ferroviário entre as principais cidades francesas, Paris e Lyon. Este motivo provocou uma quebra substancial na mobilidade, pelo que obrigava a pensar em soluções de transporte rápidas e ao mesmo tempo seguras. Com o conhecimento do sucesso dos comboios Shinkansen no Japão, a França avançou com um estudo de uma linha de alta velocidade para o eixo Paris – Lyon em 1966 e viria a ser inaugurada em 1981. Deste modo, a França tornou-se a nação pioneira da introdução da alta velocidade na Europa (CIARI, 2010).

Em Portugal serão construídas, nos próximos anos, linhas de alta velocidade de modo a promover a integração do caminho de ferro português na Rede Transeuropeia, fomentando a interoperabilidade de uma rede de alta velocidade com o resto da Europa. A rede de alta velocidade para além de favorecer a intermodalidade, irá beneficiar também a reestruturação da frente atlântica possibilitando assim a coesão entre as diversas regiões e mercados internacionais e sua consequente exploração.

Na Cimeira Luso – Espanhola realizada na Figueira da Foz, em Novembro de 2003, foram acordadas as ligações transfronteiriças. Estes eixos foram definidos estrategicamente e constituem-se por um corredor litoral, eixo Lisboa – Porto e o eixo Porto – Vigo, interligado com o eixo Lisboa – Madrid. É de referir, ainda em fase de estudos, que pretende-se construir um eixo Norte com destino a Salamanca e procedente de Aveiro e outro eixo a Sul a efectuar a ligação entre Évora e Faro/Huelva.



Fig. 1.4 – Rede de Alta Velocidade (RAVE, 2010)

A partir da Figura 1.4, facilmente se compreende que a rede ferroviária de alta velocidade em Portugal irá potenciar a fachada atlântica tornando-a num eixo competitivo à escala europeia proporcionando uma alavanca para a competitividade dos sistemas portuários, aeroportuários e logístico. De referir ainda a importância deste projecto para o desenvolvimento regional que por sua vez irá potenciar novos centros de emprego bem como o desenvolvimento económico e tecnológico.

1.2. OBJECTIVOS DA DISSERTAÇÃO

As variações bruscas de rigidez vertical que se verificam nas transições aterro – estrutura induzem vibrações elevadas no sistema comboio – via, contribuindo deste modo para a degradação progressiva da geometria da via, podendo comprometer a estabilidade entre o contacto roda – carril ou mesmo afectar a comodidade dos passageiros.

O presente trabalho possui como objectivo primordial o estudo dos efeitos dinâmicos que se desenvolvem nas transições aterro – estrutura – aterro em vias férreas balastradas de alta velocidade.

Assim, numa primeira etapa, procura-se identificar e caracterizar os principais problemas que ocorrem nestas zonas de transição, com uma posterior abordagem às diversas recomendações e regulamentos existentes.

Com o objectivo de estudar os efeitos dinâmicos nas zonas de transição, foi desenvolvido um modelo de elementos finitos 2D de uma solução de transição adoptada pela ADIF. A modelação do sistema solo – via – comboio foi realizada no programa comercial ANSYS[®], sendo a interacção dinâmica entre a via e o comboio considerada através de algoritmos de análise não linear de contacto disponível neste programa. As análises dinâmicas foram efectuadas para cenários de variação da geometria do bloco técnico, nomeadamente a variação da altura da cunha tratada, comprimentos das cunhas de transição e suas inclinações. Também foi analisada a influência da rigidez da cunha tratada e do terreno natural, através da variação dos módulos de deformabilidade, e ainda a rigidez das palmilhas. As análises foram realizadas para a circulação do comboio ICE2 às velocidades de 300 e 350 km/h. Por último, procedeu-se à análise crítica dos resultados.

1.3. CONTEÚDO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho foi organizado em seis capítulos, que são introduzidos com um breve enquadramento da problemática em estudo.

No segundo capítulo é apresentada uma sumária constituição da via férrea e seu funcionamento de modo a compreender o comportamento mecânico de toda a estrutura possibilitando assim, uma melhor identificação e compreensão dos principais problemas que possam surgir nas zonas de transição. Neste capítulo ainda são referidos diversos problemas usualmente relacionados com as zonas de transição. Note-se que os problemas apresentados dizem respeito a zonas de transição entre aterro – estrutura, no entanto, alguns destes problemas podem ser extrapolados para outras zonas do aterro.

No terceiro capítulo é apresentada uma breve exposição de algumas normas e recomendações adoptadas, com incidência para as zonas de transição. Ainda neste capítulo são apresentadas diversas soluções de transição aterro-estrutura implementadas para diversas organizações de países onde existe alta velocidade, nomeadamente a ADIF, SNCF, RFI e DB.

O quarto capítulo possui como propósito fundamental a apresentação de alguns trabalhos de investigação desenvolvidos para análise dos efeitos dinâmicos em zonas de transição.

No quinto capítulo são estudados os efeitos dinâmicos que poderão ocorrer na transição aterro-estrutura-aterro. O estudo é realizado tomando como base uma solução de transição implementada pela ADIF, sendo o comboio constituído por uma locomotiva ICE2. Numa primeira fase refere-se as considerações tidas em conta na modelação do sistema comboio-via-solo, posteriormente foi realizada uma análise paramétrica com o objectivo de estudar a influência de determinados parâmetros no comportamento dinâmico do sistema.

Quanto ao sexto e último capítulo, apresentam-se as principais conclusões dos estudos realizados.

2

PROBLEMAS PARTICULARES NAS ZONAS DE TRANSIÇÃO DE ALTA VELOCIDADE

2.1. INTRODUÇÃO

Actualmente, o tipo de estrutura tradicionalmente aplicado é a via balastrada. Esta tendência resulta de uma larga experiência adquirida ao longo da evolução das vias férreas. Contudo, as crescentes exigências impostas ao transporte ferroviário e a necessidade de o tornar num sistema de transporte mais competitivo têm levado ao desenvolvimento de novas soluções tecnológicas que possibilitam suprir os problemas da via tradicional balastrada e racionalizar os custos globais, através da diminuição dos custos associados à manutenção (Fortunato *et al.*, 2009).

Ao longo das vias férreas, é frequente ocorrerem variações da rigidez vertical, isto é, em determinados locais surgem gradientes de rigidez vertical elevados. Estas variações de rigidez são responsáveis pelas amplificações dinâmicas que surgem nestes pontos críticos, contribuindo assim para a progressiva aceleração da deterioração da via, com consequentes aumentos de assentamentos diferenciais. Desta forma, constata-se que os efeitos dinâmicos serão tanto mais importantes, quanto maior a velocidade de circulação e tanto maior a diferença de rigidez vertical na via (Alves Ribeiro, 2008).

Existem diversos pontos críticos sujeitos a variações de rigidez, no entanto, serão apresentados os pontos associados a transições mais importantes (Fortunato *et al.*, 2009). Estes podem resumir-se nos seguintes (ver Fig. 2.1):

- Zonas de entrada e saída de obras de arte;
- Zonas de passagens inferiores;
- Passagem de aterro para escavação, e vice-versa;
- Transição entre via balastrada e via não balastrada;
- Zonas em que se encontram aparelhos de mudança de via.

Nestes pontos críticos é usual verificarem-se diversos problemas, tais como, assentamentos diferenciais e ainda a redução da vida útil dos elementos constituintes da via. Assim, é indispensável uma frequente inspecção da via de modo a ser possível identificar e proceder à correcção dos mesmos o mais cedo possível. Caso contrário verificar-se-á um incremento de custos de manutenção, que podem ser largamente dispendiosos.

De referir ainda que a rigidez vertical da via é influenciada pelo tipo e qualidade das fundações (Fig. 2.1). Assim, facilmente se percebe que os elementos de suporte possuem um contributo importante no controlo dos assentamentos verticais. Deste modo se compreende que uma fundação

com maior rigidez, tal como os encontros de uma ponte, irá acarretar menores deformações. Por sua vez, o material constituinte do aterro adjacente ao encontro da ponte irá sofrer maiores deformações, o que se traduz num aumento dos efeitos dinâmicos e consequentemente maiores assentamentos diferenciais.

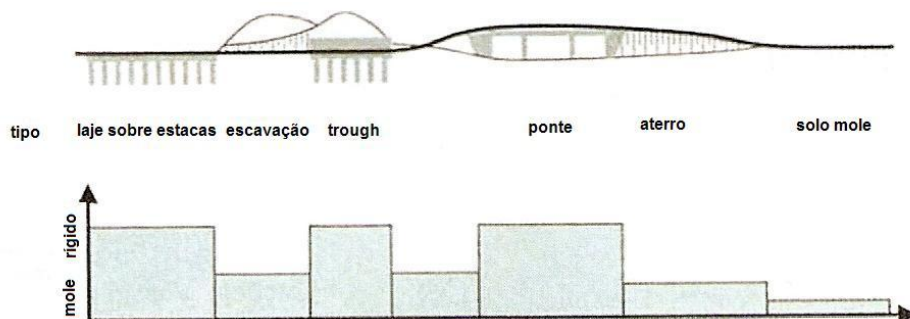


Fig. 2.1 – Esquema da variabilidade de rigidez vertical dos elementos de suporte (adaptado de Fortunato *et al.*, 2009)

Para contornar o problema das variações de rigidez vertical é necessário dotar as transições com a existência de zonas onde se produza a variação de rigidez gradual da via. Deste modo, será possível evitar as descontinuidades bruscas de rigidez evitando assim esforços dinâmicos consideráveis. No Capítulo 3 são abordadas diversas soluções e recomendações para a resolução dos problemas associados à variação de rigidez vertical nas zonas de transição.

Como já referido, este trabalho incide sobre uma zona de transição aterro – estrutura – aterro numa via férrea de alta velocidade balastrada. A estrutura da via é constituída por um conjunto de camadas interligadas entre si, cada qual com funções específicas no funcionamento da estrutura. Será de grande relevância apresentar a constituição da estrutura e seu funcionamento de modo a compreender o comportamento mecânico de toda a estrutura, possibilitando assim, uma melhor compreensão das patologias que possam surgir na estrutura e sua progressiva degradação.

2.2. ELEMENTOS DE VIA E SEU FUNCIONAMENTO

No âmbito deste trabalho, tendo em conta a evolução de novas tipologias, será adoptado que a via férrea balastrada pode estar dividida em duas partes, a superestrutura e a subestrutura (ou infra-estrutura). A divisão mais comumente adoptada, considera que a superestrutura abarca o armamento (constituído pelos carris, travessas e os elementos de ligação) e o balastro, enquanto a subestrutura é constituída pelo sub-balastro, leito de via e aterro ou terreno natural (Fig. 2.2).

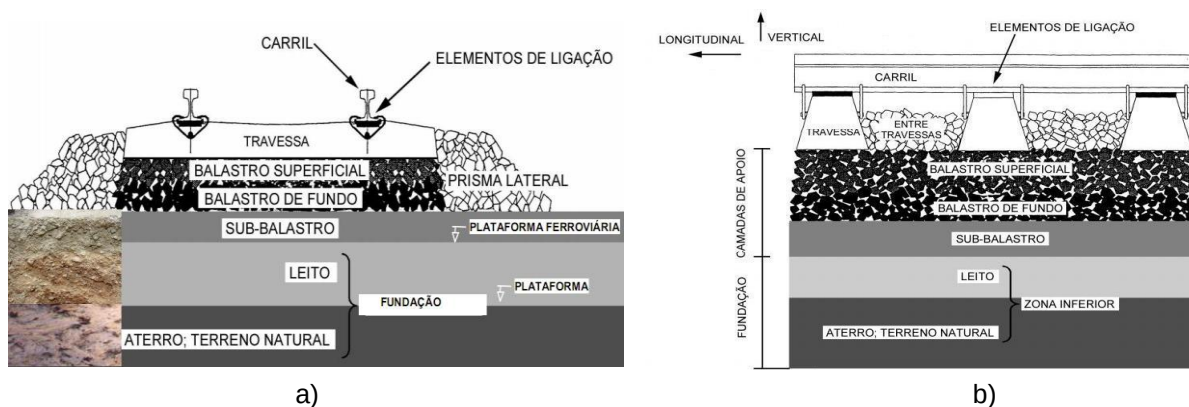


Fig. 2.2 – Perfis esquemáticos da via balastrada: a) Transversal; b) Longitudinal (adaptado de Fortunato, 2006)

A via férrea possui como principal função possibilitar a circulação dos veículos, quer destinados a mercadorias quer para o transporte de passageiros, em determinadas condições de segurança assegurando um adequado conforto dos passageiros. Assim, a via férrea deve ser estável e as diversas camadas sob as travessas devem possuir uma capacidade de carga capaz de evitar uma excessiva deformação permanente na via. No entanto, é necessário dotar as mesmas camadas com uma flexibilidade que permita absorver as cargas de natureza dinâmica e assim, evitar a degradação gradual dos materiais constituintes de cada camada da via férrea.

As diversas camadas constituintes da via férrea balastrada, quando adequadamente realizadas, possibilitam uma boa degradação das cargas em profundidade. Este comportamento, caracterizado por uma complexa interacção entre as diversas camadas dependerá muito das solicitações aplicadas (carga por eixo, velocidade e frequência de passagem) bem como das propriedades mecânicas e seu estado de conservação dos materiais constituintes da via.

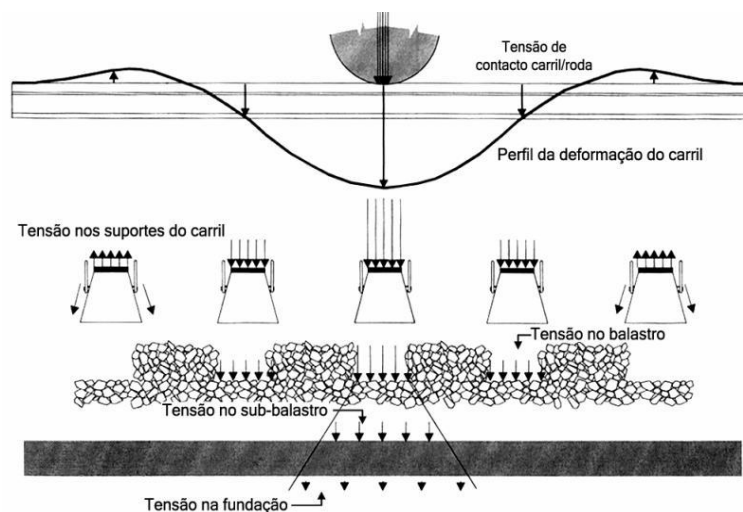


Fig. 2.3 – Esquema do funcionamento de uma via férrea balastrada (Fortunato, 2006)

A transmissão das solicitações para a via férrea é realizada através do contacto entre a roda e o carril. Por sua vez, na região onde se realiza o contacto roda-carril, a tensão de contacto é máxima e consequentemente a deformação do carril também é máxima. Dada a íntima ligação entre o carril e as travessas, as solicitações são transmitidas às travessas, como resultado estas são as responsáveis pela distribuição das cargas no balastro, que será tanto maior quanto maior a área de contacto entre a travessa e o balastro. A partir deste ponto, as solicitações tendem a degradar-se em profundidade e em consequência deste facto, as cargas aplicadas em camadas mais profundas tendem a ser mais reduzidas (Fig. 2.3).

2.2.1. CARRIS

Os carris são os elementos responsáveis pelo guiar dos materiais circulantes através de uma superfície de rolamento lisa. Por sua vez, este elemento estrutural transmite as forças verticais, transversais e longitudinais para os elementos subjacentes inclusive os esforços de índole térmica.

Outrora os carris eram constituídos por peças longitudinais de madeira assentes em travessas toscas, também de madeira, cujo espaçamento entre travessas era preenchido com pedras provenientes das minas e posteriormente regularizadas de modo a facilitar a marcha dos animais que exerciam tracção nas carroças. Estes carris primitivos nasceram muito antes da locomotiva e, como ela, nasceram nas minas.

Actualmente são construídos em aço, possibilitando assim maior capacidade de carga bem como maior resistência às forças de corte e durabilidade. Para além das funções de transmissão das solicitações também possibilitam a condução de corrente eléctrica.

A geometria do carril é definida pela UIC (Union Internationale des Chemins de Fer), pelo que, os perfis são designados por UIC sucedidos por uma numeração que identifica o peso do carril por unidade de comprimento. Actualmente, para as linhas de alta velocidade, é frequente recorrer a carris do tipo UIC 60 soldados entre si, constituindo assim o carril contínuo soldado (CWR), desta forma possibilita atenuar os efeitos dinâmicos associados às juntas dos carris.



Fig. 2.4 – Carril: a) Carril UIC 60 (adaptado de Corus, 2010); Soldadura dos carris (Marne, 2005)

2.2.2. TRAVESSAS

As travessas são os elementos dispostos entre os carris e o balastro. Como resultado, as travessas transmitem os esforços provenientes dos carris para a camada de balastro. Assim, as travessas actuam como base de suporte e de fixação dos carris, possibilitando deste modo definir a bitola da via férrea e mantê-la inalterável.

As travessas normalmente empregues são constituídas por madeira, betão ou aço, sendo este último pouco utilizado por questões de isolamento eléctrico entre os carris. A opção por um destes materiais é realizada de acordo com diversos factores, dentro dos quais se destaca a durabilidade e a resistência ao corte das travessas. As travessas em betão, nos últimos anos, têm-se generalizado, pois para além de apresentarem melhor resistência ao corte e durabilidade, são facilmente executáveis e menos susceptíveis aos ataques exteriores, nomeadamente, biológicos.

É de realçar a possibilidade de introdução de armaduras nas travessas em betão, o que nas travessas em madeira é impraticável. Deste modo, as travessas de betão podem ser de dois tipos, monobloco ou bi-bloco (Fig. 2.5).

Quanto às travessas monobloco, estas são semelhantes às de madeira, no entanto, possuem a vantagem de se aplicar uma força de pré-esforço, aumentando a capacidade de suporte, e deste modo serem pouco passíveis de sofrer fendilhação. Este tipo de travessas possibilitam ainda uma melhor distribuição dos esforços na camada de balastro, pois apresentam uma maior superfície de contacto, e ainda são favoráveis às acções horizontais.

No que concerne às travessas bi-bloco, como o nome indica, são constituídas por dois blocos ligados entre si por um elemento, usualmente metálico. Este tipo de travessa possibilita reduzir o peso da

própria travessa e assim economizar em termos de utilização do betão. Como este tipo de travessa apresenta menor área de contacto na interface de contacto com o balastro, logo, maiores cargas concentradas, pode suscitar problemas no comportamento estrutural da via quando a camada subjacente não apresenta adequadas características mecânicas.



Fig. 2.5 – Travessas em betão: a) Travessa monobloco; b) Travessa bi-bloco (adaptado de Sateba, 2010)

Actualmente, em linhas de alta velocidade, é frequente a utilização de travessas de grande resistência, nomeadamente as travessas do tipo monobloco, de betão armado pré-esforçado, com espaçamentos de 60 cm.

2.2.3. ELEMENTOS DE FIXAÇÃO

Os elementos de fixação são os elementos responsáveis pela ligação intrínseca entre o carril e as travessas, possibilitando deste modo a fixação adequada e inalterável da posição dos carris. Estes elementos devem possuir resistência suficiente para resistir às solicitações que por eles atravessam.

Os elementos de fixação podem ser rígidos ou elásticos. Os rígidos apenas são utilizados quando estamos perante travessas de madeira ou metálicas e são ligados a estas através de parafusos ou pregos. Quanto aos elementos de fixação elásticos, estes podem ser instalados com ou sem placa de assento e existem numerosos tipos de elementos de fixação. Na Figura 2.6 são apresentados dois tipos de elementos de fixação elásticos, usualmente empregues nas vias ferroviárias.



Fig. 2.6 – Elementos de fixação elásticos: a) Tipo nabla; b) Tipo Vossloh (Railway.Technology, 2010)

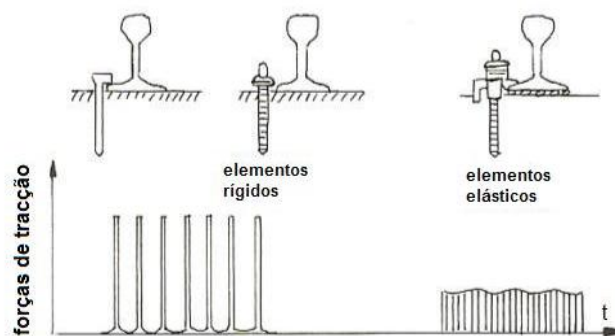


Fig. 2.7 – Força desenvolvida nos elementos de ligação rígidos e elásticos em função do tempo (adaptado de Profillidis, 1995)

A diferença entre os elementos de fixação rígidos e elásticos torna-se evidente, principalmente no diagrama da força de tração desenvolvida na fixação, em função do tempo. O melhor comportamento do elemento de fixação elástico é assim confirmado.

Usualmente incorpora-se elementos resilientes, vulgarmente designados de palmilhas elásticas, sob o carril de modo a incrementar a elasticidade da ligação e por sua vez evitar o desgaste da superfície superior das travessas.

2.2.4. BALASTRO

A camada de balastro é constituída por material granular grosseiro sobre o qual assenta o conjunto de travessas. Esta camada destina-se a receber as solicitações transmitidas pelas travessas e assegurar uma eficaz distribuição e atenuação, em profundidade, dos esforços nas camadas subjacentes.

Dada a forma da camada de balastro, esta apresenta uma resistência à compressão superior à resistência lateral.

Esta diferença de resistência depende do imbricamento e do atrito que se gera entre as partículas. A resistência, lateral, é a responsável pelo encastramento parcial das travessas que por sua vez irão conduzir a uma estabilidade razoável dos elementos do armamento da via. Neste sentido, se compreende que a resistência será tanto maior quanto melhor forem as características mecânicas dos materiais.

Esta camada por ser constituída por um material resiliente, dota a via de uma capacidade de absorção de energia, assim, contribui eficazmente para o amortecimento das vibrações produzidas pela passagem dos comboios (Fortunato *et al.*, 2009).

Uma das grandes funções do balastro está intimamente ligada à drenagem da via. O balastro deverá possuir propriedades auto-drenantes, favorecendo o escoamento lateral da água evitando deste modo a infiltração da água nas camadas subjacentes. Ainda, será conveniente dotar a via de valas ou drenos laterais a fim de possibilitar uma adequada drenagem para fora da via evitando assim a alteração das características dos materiais.

Dada a dimensão das partículas constituintes do balastro, facilmente se procede a um rearranjo da geometria da via através de trabalhos de manutenção, quer através da introdução ou remoção de balastro quer de outros elementos constituintes do armamento (ERRI, 1999).

2.2.5. SUB-BALASTRO

O sub-balastro é constituído por agregado britado de granulometria extensa. Trata-se de uma camada intercalada entre o balastro e o leito da via com características mecânicas idênticas ao balastro. Como tal, tem como função degradar as solicitações e transmiti-las, em níveis razoáveis, para as camadas inferiores. No entanto, o sub-balastro deve possuir uma capacidade de atenuação das solicitações transmitidas à plataforma ferroviária mais eficiente e económica do que a resultante do aumento da espessura do balastro (Fortunato *et al.*, 2009).

Uma das funções da camada de sub-balastro prende-se com o facto de este evitar o desgaste da plataforma ferroviária e evitar a penetração de partículas finas provenientes do solo de fundação a fim de evitar a contaminação do sub-balastro e balastro.

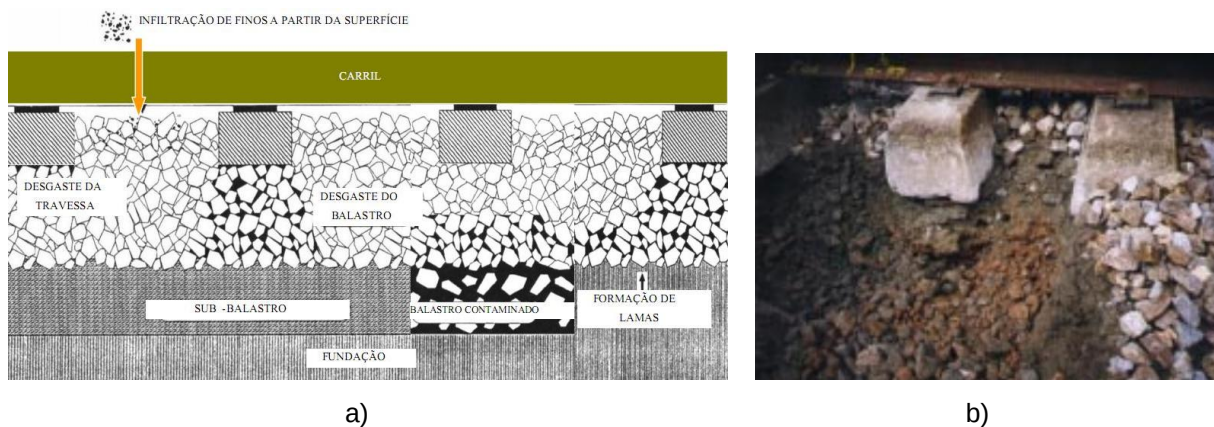


Fig. 2.8 – Contaminação do balastro e sub-balastro: Esquema das diversas fontes de contaminação (Fortunato, 2006); Aspecto do balastro contaminado até à superfície (Fortunato *et al.*, 2000)

Para além do desgaste dos materiais constituintes da via férrea e a ascensão de lamas provenientes da fundação, ainda subsiste outra fonte de contaminação que se trata da infiltração de partículas finas provenientes da superfície, que se torna mais relevante quando a via está localizada numa zona de escavação (Fig. 2.8). Nestas condições, a contaminação do balastro e sub-balastro torna-se mais expressiva, inviabilizando as adequadas condições de drenagem que por sua vez acarretará uma diminuição da resistência ao corte nestas camadas.

2.2.6. OUTROS ELEMENTOS

As linhas férreas de alta velocidade apresentam-se como linhas de enormes exigências, em particular no que concerne à tolerância de operação, o que as torna mais restritivas do que as linhas férreas balastradas tradicionais. Deste modo, a crescente necessidade de aumento da velocidade de circulação bem como da carga por eixo desenvolveram diversos problemas na linha férrea balastrada, pelo que houve a necessidade de estudar certas inovações para tentar reduzir os efeitos dinâmicos, bem como as tensões transmitidas às diversas camadas constituintes da via diminuindo desta forma a sua deterioração e consequentemente, os custos de manutenção.

A maioria das inovações nas linhas férreas balastradas consistem em reduzir as tensões transmitidas ao balastro, quer através do aumento da área de contacto entre a travessa e o balastro quer através da aplicação de diferentes níveis de elementos resilientes (Fig. 2.9).

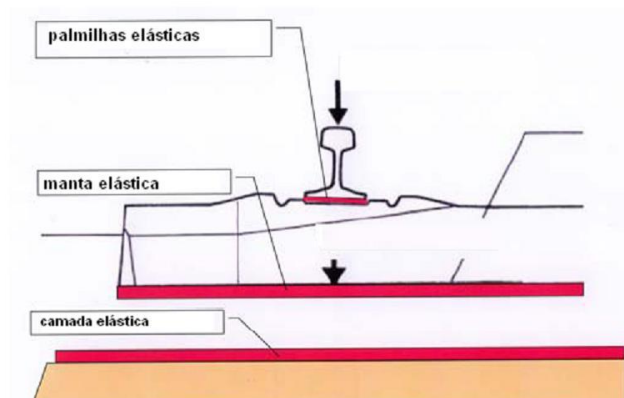


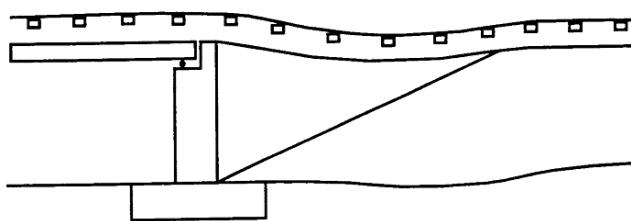
Fig. 2.9 – Possíveis níveis de elementos resilientes a aplicar na via balastrada (adaptado de Leykauf *et al.*, 2006)

2.3. PROBLEMAS PARTICULARES EM ZONAS DE TRANSIÇÃO

As zonas de entrada e saída de obras de arte, especialmente pontes e viadutos, são áreas susceptíveis de numerosos problemas que no decorrer da exploração da via férrea necessitam de uma inspecção regular a fim de evitar a evolução excessiva da degradação da via. Os assentamentos que se verificam nestas zonas problemáticas podem ser de diversas naturezas, salienta-se o facto da existência de uma variação brusca de rigidez, propícia a sobrevir os efeitos dinâmicos resultantes da circulação dos comboios que tendem a incrementar progressivamente os assentamentos.

Uma inadequada compactação bem como os efeitos da temperatura (induzem variações de comprimento na estrutura) são responsáveis também pelo desenvolvimento de movimentos que repercutem na qualidade da geometria da via férrea. Na presença de um destes factores, desenvolve-se ao longo do tempo assentamentos diferenciais na via, este fenómeno é usualmente designado na literatura inglesa de “dip” ou “bump” (Fig. 2.10).

A interacção entre as forças dinâmicas, assentamentos e movimentos, da via ou mesmo da ponte, irá produzir um rápido desgaste dos elementos constituintes da via na zona de transição e consequentemente afectará a geometria da via férrea.



a)



b)

Fig. 2.10 – Fenómeno “dip” nas zonas de transição: a) Esquema (ERRI, 1999); b) Exemplo real (FRA, 2007)

Os factores que influenciam o comportamento da geometria da via nas zonas de transição são essencialmente de natureza externa e geotécnica. Os factores de natureza externa são particularmente as cargas por eixo, a velocidade e vibração bem como a temperatura enquanto os factores geotécnicos compreendem a qualidade da fundação, condições de compactação e características mecânicas das diversas camadas.

2.3.1. PROBLEMAS RELATIVOS À VIA FÉRREA

2.3.1.1. Alteração da geometria da via férrea

A degradação da geometria da via férrea é largamente afectada pelas solicitações transmitidas pelos comboios. Por sua vez, estas solicitações são transmitidas à fundação e dependem essencialmente da sua intensidade, frequência de aplicação e da velocidade de circulação. A superestrutura também possui um papel importante no que concerne à transferência das solicitações na via, isto é, o tipo de carris utilizado, o estado de conservação e espessura da camada de balastro, o afastamento entre travessas e os tipos de ligações com ou sem elementos resilientes iram definir a transferência das solicitações pelas diversas camadas constituintes da via férrea.

Em certos casos, quando as solicitações que se transmitem à fundação são demasiado elevadas, é frequente ocorrer defeitos na geometria da via devidos a assentamentos do solo natural afectando deste modo a geometria da via com consequente afectação no seu comportamento estrutural.

De acordo com o ERRI (1999), as irregularidades na geometria vertical da via férrea, na proximidade do encontro das pontes, usualmente ocorrem em comprimentos de cerca de 5 metros (7 ou 8 travessas) ou mais, dependendo da velocidade de circulação. Após o assentamento atingir uma profundidade de alguns milímetros, esta profundidade tende a aumentar progressivamente.

As irregularidades na geometria horizontal da via estão intimamente ligadas às irregularidades segundo a vertical, isto é, sempre que se verifiquem defeitos segundo a vertical também verificar-se-á segundo a horizontal. Estes defeitos normalmente são provocados pelas forças horizontais provenientes da circulação dos comboios ou através da encurvadura da via.

Quando estes defeitos ocorrem, incorre-se numa situação delicada, que em muitos casos necessitam de manutenção imediata a fim de evitar a evolução destas irregularidades e deste modo evitar o dispêndio de avultosos recursos económicos e uma conservação onerosa. No entanto, em muitos casos, a intervenção realiza-se tardiamente, o que pode resultar em (ERRI, 1999):

- Limitação da velocidade e da carga por eixo;
- Redução do conforto dos passageiros;
- Aumento de vibração e ruído;
- Aumento do desgaste dos elementos de contacto do comboio;
- Sobrecarga e desgaste nos carris;
- Em casos extremos poderá comprometer a segurança dos passageiros.

A fim de evitar estes inconvenientes, apenas uma frequente manutenção irá garantir que as irregularidades se encontrem dentro de limites razoáveis de modo a garantir uma circulação segura e cómoda.

2.3.1.2. Travessas flutuantes

Em muitos casos, após uma determinada deformação da geometria da via férrea, é usual na proximidade da deformação existir travessas que se encontram ligeiramente desligadas da camada de balastro. As travessas que se encontram nestas condições denominam-se de travessas flutuantes.

O fenómeno das travessas flutuantes é de difícil percepção pois apenas é visível aquando da passagem do comboio, pois ocorre um impacto brusco das travessas flutuantes sobre o balastro e consequentemente irá beneficiar os efeitos dinâmicos incrementando deste modo a degradação da geometria da via.

Facilmente se percebe que nestas condições, dada a inexistência inicial do contacto entre as travessas e o balastro, a resistência lateral é nula, pelo que ocasiona movimentos laterais dos carris. Este é um problema que quando combinado com a expansão da ponte, devido aos efeitos da temperatura, e na presença de um carril contínuo, sem juntas, resultam em tensões longitudinais elevadas no carril.

2.3.1.3. Comportamento dos carris contínuos soldados (CWR)

A adopção de carris contínuos beneficia a redução dos efeitos dinâmicos. No entanto, a presença de diversos agentes, tais como os efeitos térmicos, aceleração e travagem do comboio, deformação da ponte, podem causar tensões elevadas nos carris. Nestas condições pode surgir sérios problemas de segurança no que se refere ao risco de assentamentos, rotura da via ou mesmo provocar a encurvadura da via.

Os carris contínuos, por serem uma estrutura contínua, são susceptíveis de sofrer grandes variações de comprimento quando submetidos a variações de temperatura. Ora, associado a esta variação de comprimento esta intimamente ligado o desenvolvimentos de forças axiais de natureza térmica. Por outro lado, como os carris estão impedidos de se deslocarem na direcção longitudinal, desenvolvem-se tensões transversais que tendem a aumentar e quando superam a resistência lateral, conferida pelo balastro, dá-se a encurvadura dos carris.

Este fenómeno é muito comum em regiões de elevadas temperaturas. Por vezes a encurvadura dos carris é de tal ordem que inviabiliza a circulação dos comboios, necessitando de uma intervenção imediata a fim de proceder à reabilitação da via (Fig. 2.11 b).

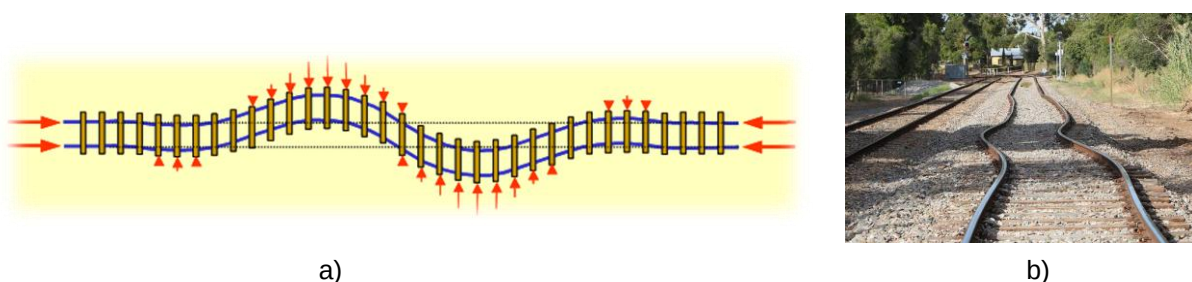


Fig. 2.11 – Encurvadura dos carris: a) Forma típica (Esveld, 2001); b) Exemplo real (Telegraph, 2010)

A encurvadura dos carris torna-se mais expressiva quando estamos perante uma zona de transição aterro – ponte, pois neste caso, para além da variação do comprimento dos carris, a ponte sofre o mesmo efeito, incrementando desta forma as tensões de compressão desenvolvidas nos carris que são máximas na zona de transição.

2.3.1.4. Principais factores que influenciam a geometria

Nas zonas de transição aterro – ponte, existem diversos factores responsáveis pela alteração da qualidade da via, sobretudo na sua geometria. Nestas zonas críticas o comportamento da via férrea está submetido a complexas tensões e de várias naturezas, que em muitas vezes actuam simultaneamente. De referir que as tensões de natureza térmica, de aceleração e frenagem do comboio, deformação da ponte, deformação do aterro, entre outras que dependendo da situação, podem tornar-se expressivas quando conjugadas entre si podendo levar a problemas de segurança nomeadamente o descarrilamento do comboio.

Evidentemente que estas tensões ao afectar a geometria da via férrea, nas zonas de transição, os assentamentos experimentados tenderão a ser progressivos e com o tempo aumentar o seu desenvolvimento devido aos efeitos dinâmicos e solicitações cíclicas induzidas pelos comboios, bem como os efeitos da temperatura.

Como já se concluiu, existem diversos factores responsáveis pelo início da alteração da geometria em zonas de transição. Sintetizando, os principais factores, associados a estas transições, podem resumir-se aos seguintes casos (ERRI, 1999):

- Diferença de rigidez entre o aterro e a ponte;
- Tipo de via sobre a ponte;
- Rigidez à flexão da ponte;
- Número de comboios sobre a ponte;
- Efeitos da temperatura na ponte;
- Existência, ou não, de cunhas de transição.

No que concerne à diferença de rigidez, na zona de transição, facilmente se conclui que quando se realiza a construção de uma linha férrea sobre uma ponte esta adquire maior rigidez quando comparada a um trecho de via sobre o aterro, o que nas mesmas condições de aplicação de carga, o aterro irá sofrer maior deformação.

Este fenómeno irá provocar cargas dinâmicas que tendem a incrementar o assentamento das primeiras travessas junto ao encontro da ponte. A partir de então, nesta zona, aquando da passagem do comboio ocorre a deterioração da geometria da via férrea por assentamento ou mesmo quebra das partículas do balastro e consequentemente o decréscimo da elasticidade incrementando deste modo as cargas dinâmicas.

No que se refere ao tipo de via férrea sobre a ponte é de salientar que existem duas formas de ser instalada, a via directamente aplicada ou com balastro. Estas duas soluções possuem comportamentos diferentes no que diz respeito aos efeitos térmicos, bem como da elasticidade da via. Assim, numa via sem balastro, os efeitos térmicos serão mais gravosos, pois a ponte irá sofrer uma maior expansão, portanto maiores tensões de compressão se desenvolverão nos carris junto às transições. Quanto à rigidez, na situação de via sem balastro sobre a ponte, estamos perante uma via com maior rigidez quando comparada a uma que utilize balastro, desta forma, os efeitos dinâmicos na transição serão mais acentuados, pois a diferença de rigidez nesta zona é maior.

A rigidez à flexão da ponte é um factor importante no sentido que uma menor rigidez da ponte irá provocar uma maior rotação dos extremos dos vãos, o que deste modo irá provocar movimentos da via e uma consequente degradação precoce da geometria junto à transição. Esta situação será tanto mais gravosa quanto maior o número de comboios a circular sobre a ponte, pois nesta situação estamos perante maiores cargas, logo maiores deformações dos vãos, naturalmente maiores rotações das suas extremidades.

Relativamente às cunhas de transição, estas são na maioria a solução adoptada para se produzir uma variação gradual da rigidez da via a fim de evitar as variações abruptas de rigidez que se verificam nas zonas de transição aterro-ponte. Com a implementação desta solução é possível controlar os esforços dinâmicos e por sua vez atenuar a degradação da geometria da via férrea.

2.3.2. PROBLEMAS RELATIVOS À PONTE

No decorrer deste subcapítulo, devido aos problemas íntimos da ligação ponte e aterro na geometria da via, já foram abordados alguns problemas relativos às pontes. No entanto, dadas as diferentes características das pontes, torna-se indispensável referir quais os problemas que afectam o bom comportamento da transição. Deste modo, os principais problemas resumem-se (ERRI, 1999):

- Fundação e geometria do encontro da ponte;
- Movimentos da ponte;
- Colocação de aparelhos de dilatação;
- Drenagem junto ao encontro;
- Inexistência de soluções para variação gradual de rigidez.

Muitas vezes a geometria do encontro da ponte não possibilita uma adequada retenção das partículas constituintes das diversas camadas, essencialmente do balastro, da via férrea. Nestas situações, a degradação da geometria é directamente influenciada com a perda de material, agravando significativamente o comportamento da transição, reflectindo-se em grandes assentamentos na via. De referir ainda que as fundações podem apresentar assentamentos demasiados elevados contribuindo igualmente para o agravamento dos efeitos negativos no comportamento da transição.

A geometria da via junto à transição é grandemente afectada pelos movimentos experimentados pelas pontes. Devido à baixa resistência dos encontros das pontes aos deslocamentos horizontais, as sucessivas rotações do tabuleiro da ponte, bem como os efeitos da temperatura, conduzem a repetidos deslocamentos horizontais provocando assim a degradação da geometria da via nesta zona (Fig. 2.12).

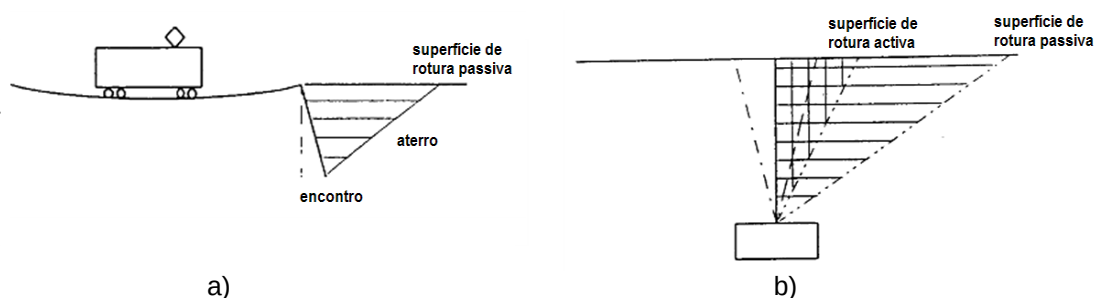


Fig. 2.12 – Movimentos na transição da via férrea provocados pela ponte: a) Devido à rotação do extremo do tabuleiro; b) Devido à variação de comprimento da ponte quando submetida aos efeitos da temperatura e ainda pelos esforços de aceleração e frenagem do comboio (ERRI, 1999)

De modo a controlar os efeitos da rotação do tabuleiro da ponte, usualmente procede-se à colocação de dispositivos em neoprene, entre o tabuleiro e o encontro, de modo a possibilitar uma rotação desligada a fim de atenuar os movimentos na transição. Quanto aos efeitos da temperatura, normalmente utilizam-se dispositivos de expansão de modo que a ponte tenha uma expansão controlada, no entanto, estes dispositivos têm efeitos negativos, tal como agravar os efeitos dinâmicos.

No que concerne à drenagem junto aos encontros das pontes, é de salientar o facto de que em muitas pontes antigas este é um problema frequente que pode resultar em problemas graves para a transição, nomeadamente excessivas deformações dos solos de fundação devido ao seu amolecimento.

2.3.3. PROBLEMAS RELATIVOS À GEOTECNIA

O dimensionamento do traçado em vias ferroviárias é escolhido de modo a obter quanto possível um balanço entre a quantidade de materiais provenientes da escavação e os necessários para o aterro. Possibilitando assim atenuar os custos associados ao movimento de terras, isto é, de locais de empréstimo para a obra ou da obra para os locais de depósito.

Embora esta abordagem seja apelativa ao nível económico, poderá revelar-se problemática, pois implica a utilização de materiais insatisfatórios, que podem tornar-se instáveis e provocar grandes assentamentos ou mesmo deslizamentos, o que a longo tempo requer uma permanente e cuidada manutenção da via com avultados custos de manutenção.

Portanto, é vital que durante a realização das terraplanagens se proceda a uma adequada selecção dos materiais a utilizar nos aterros e ter em atenção como estes materiais devem ser colocados e compactados de modo a obter um bom comportamento a longo prazo. Esta atitude torna-se cada vez mais importante no sentido de que a alta velocidade implica maiores exigências no desempenho, isto é um maior rigor geométrico.

Os problemas geotécnicos em zonas de transição diferem consoante o tipo de obra de arte, sendo normalmente mais frequentes em zonas de transição de pontes antigas, acarretando neste caso, uma necessidade de manutenção mais regular. Embora nos últimos anos se tenha presenciado a um notável avanço da tecnologia no ramo da geotecnia, ainda é frequente ocorrer problemas de índole geotécnica, mesmo em transições recentes.

Os problemas relativos às pontes existentes normalmente são mais severos do que os resultantes de construções recentes. Estes acontecimentos sucedem-se pois os aterros outrora eram construídos sobre solos sem qualquer tipo de tratamento, estando deste modo submetidos a grandes assentamentos devidos à consolidação dos solos. Verificando-se assim, elevados assentamentos diferenciais que seriam tanto mais gravosos quanto melhor fosse a fundação dos encontros das pontes. Um outro factor que directamente contribui para o incremento dos assentamentos diferenciais, que se verificam em pontes já existentes, é a inadequada compactação dos solos com que se praticava na época, resultante da utilização de frouxas máquinas de compactação inclusive um inadequado controlo de compactação.

No que concerne às obras de transições recentes é usual implementar uma transição com rigidez vertical variável (Fig. 2.13), estas obras apresentam um rigoroso controlo de execução e um cuidado minucioso na adopção dos materiais utilizados, possibilitando assim assentamentos diferenciais muito reduzidos. No entanto, uma inadequada compactação ou mesmo uma ineficaz drenagem podem levar ao aparecimento de sérios problemas com consequente agravamento da geometria da via férrea, requerendo deste modo trabalhos de manutenção excessivos.

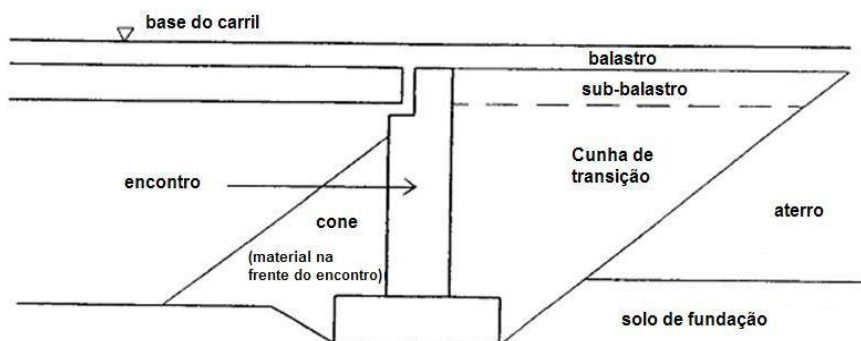


Fig. 2.13 – Esquema de uma zona de transição aterro - ponte (adaptado de ERRI, 1999)

A Figura 2.13 apresenta um esquema representativo da zona de transição, com recurso a uma cunha de transição, onde é possível visualizar os principais componentes do sistema de interacção. Este tipo de solução, usualmente aplicada, permite uma variação gradual da rigidez vertical da via possibilitando deste modo atenuar os esforços dinâmicos contribuindo favoravelmente para o decréscimo dos assentamentos diferenciais da via.

2.3.3.1. Assentamentos

Os assentamentos que se verificam na zona de transição são a principal causa de deterioração da geometria da via férrea nesta zona. A génese destes assentamentos é diversa, estes podem ser devidos aos assentamentos do solo de fundação, dos materiais constituintes da cunha de transição, ou mesmo devido ao assentamento do sub-balastro e inclusive a sua degradação.

Relativamente aos assentamentos ao nível da fundação, é de referir que estes assentamentos tendem a incrementar no tempo devidos aos efeitos dinâmicos e à própria consolidação do terreno natural. Como é usual dar mais atenção às fundações da ponte do que ao aterro e acrescentando a hipótese de que não se procedeu a um tratamento do terreno natural, nestas condições verificar-se-á níveis excessivos de deformação da fundação em aterro, com consequentes assentamentos diferenciais elevados à superfície o que implica uma maior manutenção da via férrea.

Os assentamentos que se verificam na cunha de transição na sua maioria estão associados a uma ineficiente compactação dos solos. É usual verificar-se junto ao encontro da ponte um incremento dos assentamentos, este facto resulta da dificuldade de compactação com que diversas máquinas não conseguem atingir determinadas áreas para realizar uma adequada compactação. A tendência actual para a utilização de materiais mais adequados e um controlo de compactação mais apertado permite deste modo atenuar cada vez mais os assentamentos que se verificam nas zonas de transição.

De referir ainda que o próprio balastro irá sofrer um assentamento se for inadequadamente compactado após um processo de manutenção da via férrea. Esta situação ocorre com frequência pois o balastro antigo, que se encontra mais compactado devido à circulação do tráfego ferroviário, irá sofrer menor deformação do que o que foi colocado recentemente, provocando deste modo assentamentos diferenciais na transição.

2.3.3.2. Assentamentos devido à deterioração do balastro

As zonas de transição, dada a sua natureza propícia a abruptas variações de rigidez vertical, é oportuna a formação de esforços de índole dinâmica e cíclica. Estes esforços possuem uma contribuição muito grande para a degradação das partículas constituintes do balastro, pelo que facilmente se compreende que quanto maiores forem os esforços dinâmicos maior será a taxa de degradação do balastro o que por sua vez incrementará, com o tempo, os assentamentos nesta zona.

As propriedades mecânicas das partículas do balastro possuem uma contribuição fundamental para uma boa resistência ao desgaste, que favorecerá a diminuição da fracturação das partículas resultando em menores assentamentos.

2.3.3.3. Deslizamento do aterro e do balastro

O deslize das camadas constituintes da via férrea é um problema particular das vias férreas antigas. Estas vias normalmente foram construídas com materiais locais e declives demasiado elevados, pelo

que em condições excepcionais de maiores cargas por eixo, bem como o aumento da velocidade de circulação, poderão induzir deslizamentos nas camadas da via férrea. Nas zonas de transição aterro-ponte, devido à influência dos efeitos dinâmicos e cíclicos, ocorre com maior frequência deslizamentos do aterro, com algumas proporções, provocando assentamentos consideráveis na via (ERRI, 1999).

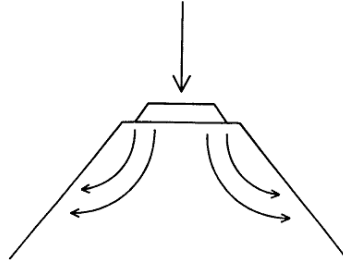


Fig. 2.14 – Esquema do deslizamento das camadas constituintes da via férrea (ERRI, 1999)

De referir ainda que a temperatura possui um papel importante no comportamento das diversas camadas da via férrea, ou seja, o efeito do gelo/degelo ao provocar uma variação de volume dos materiais constituintes das diversas camadas da via férrea poderá provocar a instabilidade das camadas com um consequente deslizamento das mesmas. É de notar que este efeito é particular de zonas que experimentem temperaturas baixas a fim de possibilitar a congelação dos solos.

2.3.3.4. Problemas ao nível da fundação

A fundação é particularmente importante para assegurar a qualidade da via necessária a fim de garantir adequadas condições de segurança e conforto durante a circulação dos comboios. No entanto, os esforços desenvolvidos, para atingir adequados níveis de conforto, estão centrados na superestrutura e muitas vezes é ignorado o facto de que a alteração da geometria da via é grandemente afectada pelos problemas que se desenvolvem ao nível da fundação (ERRI, 1999).

Os diversos problemas ao nível da fundação desenvolvem-se em diferentes formas nas novas vias e nas vias existentes. Quanto às novas vias, o dimensionamento da fundação destas é feito em função das solicitações esperadas por eixo bem como do tipo de travessa aplicada e espessura das diversas camadas constituintes da via.

Por outro lado, nas vias existentes, estamos diante uma situação completamente diferente. Estas vias perante um aumento de cargas por eixo e de velocidades de circulação irão experimentar um aumento significativo das tensões ao nível da fundação. Deste modo irá ocorrer a deformação precoce da fundação o que conduzirá a uma alteração da geometria da via, implicando deste modo uma manutenção frequente da via férrea. É de referir que a reabilitação poderá ser realizada quer ao nível da fundação quer através do aumento da espessura da camada de balastro, beneficiando assim a degradação em profundidade das solicitações atenuando deste modo as solicitações transmitidas ao solo natural.

Assim, a fundação deverá cumprir as seguintes funções (Profillidis, 1995):

- Possibilitar uma circulação adequada e cómoda;
- Suportar adequadamente as solicitações;
- Minimizar a frequência de manutenção.

Estas funções podem ser alcançadas através:

- Limitação dos assentamentos do solo natural e seu processo de consolidação;
- Garantir uma fundação estável quer às solicitações provenientes dos comboios quer às estáticas provenientes das camadas subjacentes;
- Atenuar a deterioração da fundação durante a sua vida útil.

Como já referido, a fundação de uma via férrea está submetida a solicitações estáticas, provenientes das camadas subjacentes, e também às sobrecargas induzidas pela circulação dos comboios, e é responsável pela transmissão das solicitações ao terreno natural. No caso de transições em pontes antigas, esta camada normalmente sofre maiores problemas devido a uma ineficiente drenagem dos solos.

No que diz respeito às solicitações dinâmicas e cíclicas produzidas aquando da passagem dos comboios, existem dois tipos de problemas comuns na fundação. Os problemas devidos às roturas por corte progressivo na fundação, Figura 2.15, e a formação de bolsadas de balastro na fundação de solos moles como mostra na Figura 2.16.

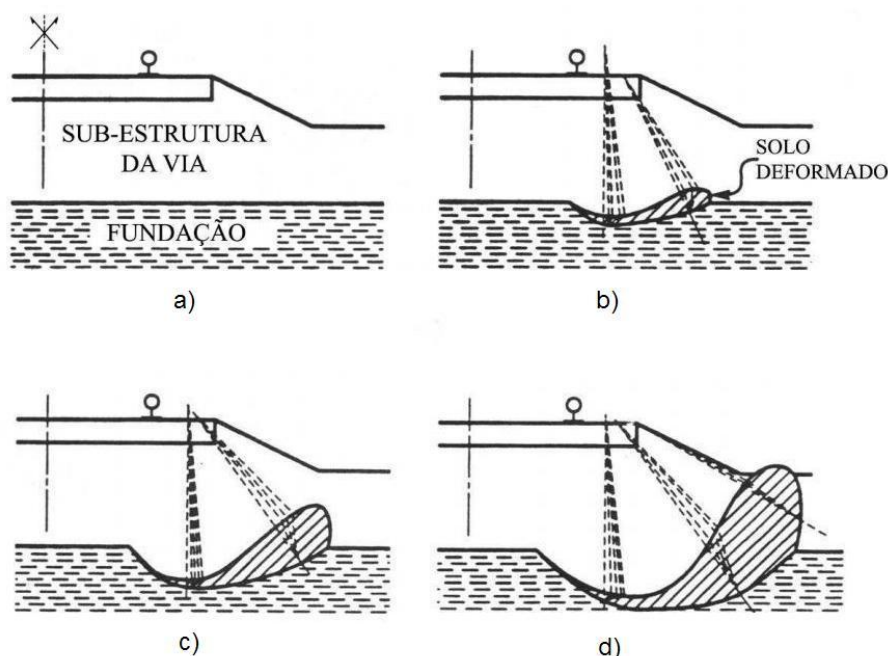


Fig. 2.15 – Desenvolvimento da rotura por corte progressivo na fundação: a) fundação estável; b) estabelecimento da instabilidade; c) crescimento da instabilidade; d) manifestação superficial da instabilidade (Fortunato, 2006)

As repetidas sobrecargas causam a compactação localizada na fundação, com consequente deformação do solo, tornando-se inevitável a génese de uma instabilidade que tende a incrementar afectando deste modo a geometria da via férrea. No caso de o solo de fundação apresentar uma deformação plástica excessiva, na presença de solos moles, as sucessivas sobrecargas induzirão no solo de fundação sucessivas bolsadas com balastro, que com o tempo tendem a concentrar água, incrementando deste modo o estado hídrico do solo, e consequentemente a diminuição da sua resistência mecânica.

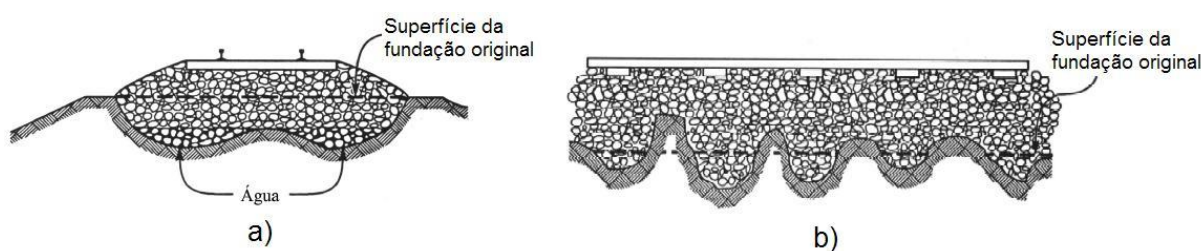


Fig. 2.16 – Desenvolvimento de bolsadas na fundação de solos moles: a) perfil transversal; b) perfil longitudinal (Fortunato, 2006).

2.3.3.5. Problemas devidos às condições hidrológicas

Outro parâmetro fundamental para determinar o bom comportamento de uma via férrea, sobretudo a qualidade de uma fundação, são as condições hidrológicas. A água é um factor que directamente influencia o bom comportamento dos materiais constituintes da fundação, deste modo, trata-se de um factor prejudicial para a estabilidade da via férrea. Tanto em escavações como em aterros, ao longo da via, a água deve ser adequadamente canalizada através do recurso a sistemas de drenagem a fim de possibilitar a sua extracção e evitar a sua acumulação, caso contrário, o solo da estrutura de terraplanagens tornar-se-á progressivamente mole com uma consequente diminuição da capacidade de carga, o que dará lugar a grandes deformações ou mesmo resultar em deslizamentos.

Portanto, o sistema de drenagem é um elemento fundamental que não deverá ser omitido, inclusive junto aos encontros de uma ponte. Neste último caso, o sistema de drenagem deverá ainda impedir a génese de pressões hidrostáticas no tardo do encontro. Quando não existe ou o sistema de drenagem é ineficiente, poderá acarretar, para além dos referidos, diversos problemas nomeadamente a erosão do solo (devido ao arraste das partículas finas), amolecimento, variações de volume e algumas vezes congelação (ERRI, 1999).

A capacidade de drenagem de pontes antigas revela-se de maior preocupação, pois os sistemas de drenagem quando existem muitas vezes apresentam-se inadequados.

Actualmente existe uma preocupação acrescida em dotar as vias férreas de boas condições de drenagem, quer através da implementação de dispositivos longitudinais quer transversais junto aos encontros. Os dispositivos de drenagem têm como função receber e drenar (RFF, 2007):

- Águas da chuva que cai sobre a plataforma;
- Águas provenientes dos taludes e bacias hidrográficas;
- E, eventualmente águas subterrâneas.

Os dois primeiros casos são tratados usando dispositivos de drenagem longitudinal correntemente aplicados junto aos limites laterais da via e a pouca profundidade (Fig. 2.17). Já o terceiro caso, pelo contrário, exige que estes dispositivos possuam uma certa profundidade a fim de conseguirem recolher as águas subterrâneas.

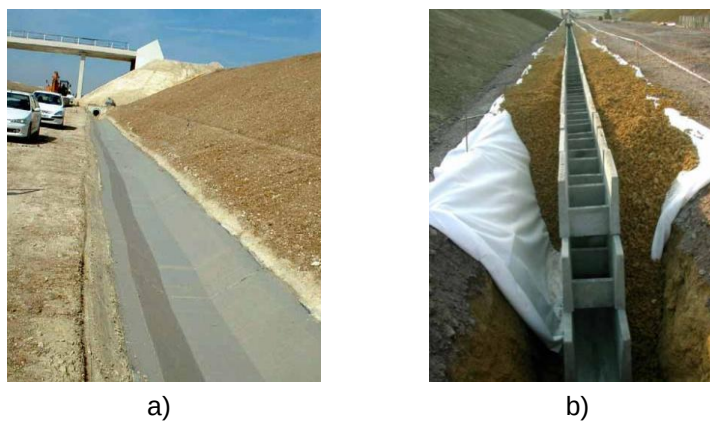


Fig. 2.17 – Dispositivos de drenagem longitudinal aplicados em zonas de escavação: a) valeta com fundo revestido; b) vala realizada com blocos pré-fabricados (RFF, 2007)

Junto aos encontros das pontes, normalmente o sistema de drenagem é constituído por membranas drenantes protegidas por material granular que são devidamente colocadas no tardo do encontro a fim de encaminhar a água para um dreno. Este dreno, transversal, é usualmente colocado junto à fundação do encontro e possui como principal função encaminhar as águas para os dispositivos de drenagem longitudinal.

3

NORMAS E RECOMENDAÇÕES NO DIMENSIONAMENTO DE ZONAS DE TRANSIÇÃO

3.1. INTRODUÇÃO

As vias férreas são construções imponentes, dado o seu grande desenvolvimento, a sua execução envolve a construção de diversas obras de arte, escavações e aterros de grande complexidade que devem possuir um comportamento uniforme entre si a fim de garantirem adequadas condições de circulação, tanto ao nível do conforto dos passageiros como da segurança estrutural.

Desde o início da construção das vias férreas que os engenheiros encontraram dificuldades sérias na sua realização, reflectindo-se em constantes trabalhos de manutenção que afectavam grandemente a exploração das linhas. O superar destas dificuldades permitiu adquirir, ao longo do tempo, uma certa experiência que em conjunto com o avanço da tecnologia possibilitou suprimir diversos problemas.

No entanto, dada a necessidade de novas exigências, essencialmente na alta velocidade, novos problemas surgiram, nomeadamente os de índole dinâmica, e desde a implementação da alta velocidade, sérios problemas ainda não possuem uma solução específica. Contudo, a partir da cooperação entre diversas entidades, tem-se conseguido alcançar determinadas normas e recomendações a fim de os conseguir atenuar.

Nos últimos anos, diversas organizações internacionais, com especial referência para a UIC (Union Internationale des Chemins de Fer), têm desenvolvido esforços para promover a cooperação entre as empresas ferroviárias a fim de possibilitar elaborar regras, prescrições e recomendações com vista a facilitar a cooperação técnica internacional, no sentido de obter um desenvolvimento do transporte ferroviário ao nível internacional.

De referir que no âmbito deste trabalho apenas será realizado uma breve exposição de algumas normas e recomendações adoptadas, centralizadas nas zonas de transição aterro-ponte, e posteriormente será apresentado um vasto leque de soluções e seus materiais, adoptados por alguns países europeus que possuem implementado linhas de alta velocidade.

3.2. NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À VIA

Estas normas possuem alguma dificuldade em serem formuladas, pois são dependentes das velocidades de circulação praticadas, bem como do tipo de comboios utilizados, pelo que normalmente cada companhia ferroviária formula e adopta as suas normas a fim de se adaptarem às suas próprias características intrínsecas.

No caso de baixas velocidades de circulação o descarrilamento é a principal condição de segurança, enquanto para as altas velocidades de circulação, estamos perante um patamar de velocidades que induzem esforços dinâmicos consideráveis, pelo que as forças de interacção entre a roda e o carril, bem como os efeitos de fadiga são as maiores preocupações ao nível da segurança (ERRI, 1999).

O comportamento do sistema via-ponte terá de ser o mais próximo possível do comportamento do sistema via-solo, e qualquer transição entre estes dois sistemas deverá ser gradual e uniforme de modo a que a perturbação num destes sistemas, induzida pela circulação dos comboios, seja atenuada a fim de evitar o desenvolvimento de efeitos dinâmicos elevados. Esta é a razão pela qual a maioria das pontes está provida de uma camada de balastro, de modo a obter uma via com características muito próximas em ambos os lados da transição.

O recurso a juntas de dilatação junto às extremidades do tabuleiro da ponte deverá ser evitado o quanto possível e dar preferência ao uso de carris contínuos soldados. Estes carris são preferíveis por possibilitarem a atenuação dos efeitos dinâmicos que se fazem sentir nas zonas de transição.

No caso de adoptar carris contínuos soldados, deverá tomar-se especial cuidado com a resistência lateral do balastro junto aos encontros da ponte, em ambos os lados, de modo a evitar a degradação da geometria da via férrea aquando das variações de comprimento dos próprios carris ou mesmo da obra de arte. Quando se procede à introdução de juntas é recomendado serem introduzidas a uma distância não inferior de 2,5 m em relação aos encontros da ponte, no lado do aterro, ou quando se trata de uma ponte com vários vãos, colocar a pelo menos uma distância de 2,5 m em relação aos pilares da ponte (ERRI, 1999).

É de extrema importância assegurar a continuidade da via, na zona de transição, de modo a evitar o desenvolvimento de esforços dinâmicos perante as condições de circulação pretendidas. O uso de uma via balastrada sobre a ponte é um dos meios mais efectivos para garantir a uniformidade da transição. A camada de balastro pode ser complementada, se necessário, por uma camada de material resiliente entre o balastro e o tabuleiro da ponte com a finalidade de reduzir a rigidez vertical sobre a ponte e por sua vez torná-la semelhante à que se encontra no aterro adjacente ao encontro.

Nas zonas de transição, devem ser tomadas precauções que previnam o rolamento das partículas constituintes do balastro, como tal, no dimensionamento dos encontros das pontes devem ser aplicados meios de retenção do balastro de modo a evitar uma consequente degradação da geometria da via férrea nesta zona.

Especial atenção deverá ser tida quando estamos perante vãos de grande desenvolvimento (>100 m), muito susceptíveis aos efeitos da dilatação, e na presença de juntas de dilatação, pois nestas condições os problemas de movimentos na camada de balastro agravam-se (ERRI, 1999).

3.3. NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À PONTE

3.3.1. LIMITE DA DEFORMAÇÃO VERTICAL E HORIZONTAL DO TABULEIRO

A deformação vertical do tabuleiro de uma ponte deverá ser limitada a fim de garantir níveis adequados de conforto que são atribuídos em função da aceleração vertical teórica. A norma EN1991-2 (2003) impõe limites à aceleração vertical de 1 m/s^2 e 2 m/s^2 correspondendo a níveis de conforto “muito bom” e “aceitável” respectivamente.

Neste regulamento, para os valores estabelecidos para as acelerações verticais foram tidas em conta apenas as considerações que dizem respeito ao veículo. Pelo que as consequências decorrentes dos efeitos dinâmicos, aquando da passagem nas transições, não foram tidas em consideração na formulação destes limites de aceleração vertical.

Os valores de deformação verticais permissíveis são recomendados na EN 1991-2: Eurocódigo 1, parte 2 para valores de conforto aceitáveis, isto é, para uma aceleração vertical de 1 m/s^2 .

No que concerne à deformação horizontal da extremidade do tabuleiro, esta deve ser minimizada de modo que não se desenvolvam raios de curvatura demasiado baixos e deste modo inviabilizar a existência de variações angulares excessivamente elevadas.

3.3.2. LIMITE DA ROTAÇÃO DOS EXTREMOS DO TABULEIRO

A rotação das extremidades do tabuleiro de uma ponte está intimamente ligada à deformação vertical. Este tipo de rotação, provocado pela circulação dos veículos sobre a ponte, é responsável pelo agravamento da degradação da geometria da via férrea junto às transições, principalmente, o aparecimento de descontinuidades na via férrea com agravamento progressivo dos efeitos dinâmicos. Como tal, é de extrema importância a definição de valores limites para a rotação, como estabelecidos na EN 1991-2, a fim de possibilitar atenuar os efeitos prejudiciais que se fazem sentir nestas transições (Fig. 3.1).



Fig. 3.1 – Esquema representativo da rotação dos extremos do tabuleiro: corresponde à transição aterro-ponte; corresponde à transição entre dois vãos consecutivos (ERRI, 1999)

3.3.3. LIMITES PADRÃO PARA OUTROS TIPOS DE DEFORMAÇÃO

As descontinuidades súbitas de rigidez vertical que se verificam na transição entre a extremidade do tabuleiro da ponte e o aterro adjacente à ponte, provocam efeitos dinâmicos na via férrea e na aceleração do veículo, pelo que é importante a análise de parâmetros como a aceleração vertical do tabuleiro bem como a sua torção.

Em condições de alta velocidade, neste caso para velocidades superiores ou iguais a 200 km/h, ou em condições em que a frequência natural da ponte não se encontre dentro dos limites apresentados na Figura 3.2, a aceleração vertical do tabuleiro deverá ser verificada.

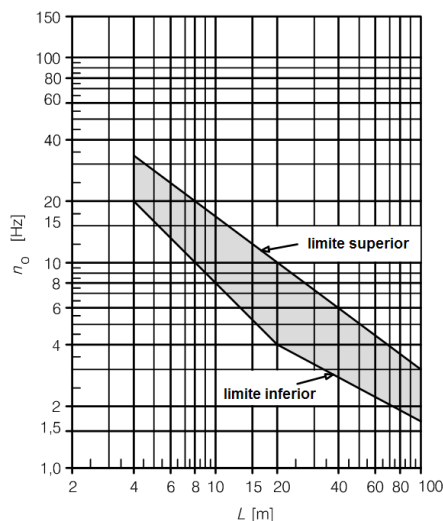


Fig. 3.2 – Limites de frequência natural da estrutura em função do comprimento (adaptado de EN 1991-2, 2003)

3.3.4. DIMENSIONAMENTO E CONSTRUÇÃO DE PONTES FERROVIÁRIAS

3.3.4.1. Solução estrutural da ponte

As solicitações impostas pelo tráfego ferroviário representam cerca de dois terços das solicitações que actuam numa ponte ferroviária (ERRI, 1999). Estas solicitações apresentam uma natureza transitória, dinâmica e cíclica. As forças verticais e os assentamentos são usualmente acompanhados por forças horizontais que por sua vez induzem movimentos laterais na via férrea. Todas estas solicitações e movimentos devem ser acomodados pela estrutura da ponte sem que esta sofra uma deformação excessiva.

Um dos aspectos relativo à estrutura integral da ponte que mais afecta o assentamento diferencial na transição, corresponde ao tipo de apoio usado no extremo do vão da ponte. Para além deste aspecto, a profundidade da fundação, a geometria do encontro ou mesmo a presença de uma laje de transição são aspectos que também influenciam o comportamento da transição no que se refere aos assentamentos que se verificam na zona de transição.

Quando as pontes não possuem juntas de dilatação, entre os vãos ou entre o vão e o aterro, verificar-se-á em condições térmicas desfavoráveis que o tabuleiro irá sofrer uma variação de comprimento. Nestas condições, quando perante uma dilatação, o aterro adjacente ao encontro da ponte será comprimido provocando deste modo um aumento das tensões no aterro. Por outro lado, perante uma contracção, verifica-se que abre uma brecha no aterro, adjacente ao encontro, o que pode provocar um desnível à superfície com uma consequente perda de material da via nesta zona.

3.3.4.2. Tipo de fundação

O tipo de fundação a adoptar pode consistir em fundações profundas ou fundações superficiais. Desta forma, o tipo de fundação dependerá do tipo de solo onde se realizará a fundação, do tipo de ponte a utilizar e se cruza ou não uma linha de água.

No que concerne ao tipo de solo, a fundação dependerá da capacidade de suporte que o solo apresenta. Assim, a adopção de um determinado tipo de fundação, usualmente com estacas, deverá ser adequada de modo a evitar assentamentos excessivos.

3.3.4.3. Tipo de encontro da ponte

Um dimensionamento adequado do encontro da ponte é fundamental para o bom comportamento da transição aterro-ponte, pois este possibilita suportar as pressões de terra exercidas no tardo de este, assim como as solicitações impostas pela ponte e as provenientes do tráfego ferroviário e ainda proporcionar a retenção dos materiais constituintes das diversas camadas da via férrea nesta zona.

No que concerne às fundações do encontro, a situação ideal, será colocar estas sobre a rocha firme, no entanto, este requisito muitas vezes não é viável, pelo que é necessário fixar uma cota para a base da fundação. Aquando do cálculo da capacidade de carga da fundação, é de ter em conta que, não deve ser considerado no cálculo os muros-ala. Esta condição subsiste devido ao facto de que, a longo prazo, os processos de degradação da geometria da via poderão agravar o comportamento da transição e consequentemente a capacidade de carga da via. Por este motivo, é usual proceder à protecção do encontro e respectivo aterro na zona de transição (ERRI, 1999).

De referir ainda que uma inadequada geometria do encontro, na zona de transição, possibilitará uma precoce deterioração da via, essencialmente devido aos movimentos do material, constituinte das diversas camadas da via, incitado pelos diversos tipos de perturbação que se desenvolvem nesta zona. Deste modo, o dimensionamento da geometria do encontro deverá ser adequado às condições topográficas a fim de assegurar uma adequada retenção dos diversos materiais constituintes da via férrea.

Por último interessa focar que a adopção de um determinado tipo de encontro está condicionada pelo tipo de fundação a adoptar bem como pela respectiva ligação entre a ponte e o encontro. É de realçar que o processo de compactação do solo bem como o processo construtivo, na zona de transição, está grandemente afectada pela geometria do encontro, pelo que este factor deverá ser tido em conta dependendo das exigências a que se pretende adquirir.

3.4. NORMAS E RECOMENDAÇÕES RELATIVAS À GEOTECNIA

Como já referido as zonas de transição são zonas problemáticas por diversas naturezas. Apesar das dificuldades e restrições que este tipo de construção apresenta, os avanços da tecnologia na área da geotecnia, possibilitaram obter soluções que permitem dar resposta a alguns problemas.

A construção e respectiva geometria do aterro na proximidade das pontes reflectem uma considerável diferença entre as construções recentes e as construções antigas. Outra diferença facilmente identificável corresponde ao tipo de material usado nos aterros. Outrora, eram utilizados materiais para este propósito sem considerar quaisquer cuidados na selecção das respectivas características mecânicas, e em alguns casos eram mesmo utilizados solos coesivos sem qualquer tratamento. Nestes casos, com o decorrer do tempo, os solos sofreram consolidação e sob as solicitações do tráfego ferroviário, verificaram-se elevados assentamentos diferenciais.

Actualmente, face às exigências mais restritivas, é dada especial atenção à construção dos novos aterros, nomeadamente através de uma adequada selecção dos diversos materiais constituintes do aterro e do controlo adequado do processo construtivo. Os materiais predominantemente adoptados para o aterro são materiais com comportamento friccional e usualmente procede-se a um tratamento destes solos na proximidade da estrutura a fim de dotar estes materiais de melhores características geomecânicas e garantir uma variação de rigidez vertical gradual. De referir ainda que a geometria do aterro possui um considerável efeito no comportamento deste sob solicitações estáticas, dinâmicas e cíclicas.

3.4.1. VIAS FÉRREAS RECENTEMENTE CONSTRUÍDAS

De acordo com o ERRI (1999), as vias férreas recentemente construídas normalmente possuem uma largura do topo do aterro que varia entre os 6,0 e os 7,0 m para uma via férrea simples. Quanto à inclinação do talude do aterro, esta é função do tipo de material utilizado, mas em geral, é adoptada uma inclinação de 1:1,5. A inclinação do talude poderá tomar valores maiores se no aterro adoptarmos materiais tratados ou alternativamente quando se adopta um sistema de protecção do talude, quer através da utilização de material pétreo, betão ou mesmo a aplicação de geossintéticos (Fig. 3.3).

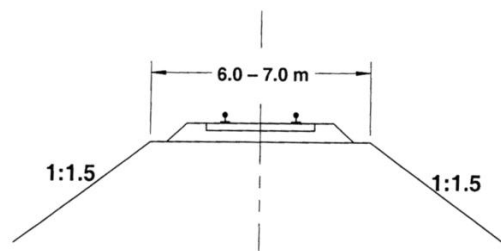


Fig. 3.3 – Perfil típico de um aterro recentemente construído numa transição (ERRI, 1999)

Actualmente todas as novas pontes ferroviárias possuem os seus encontros rematados lateralmente por elementos estruturais, muros - ala, de modo a prover um suporte adequado ao material constituinte do aterro junto à ponte (ERRI, 1999). Os muros - ala usualmente são construídos com uma orientação de 45° em relação à via férrea e quando existem condicionamentos relativos ao espaço estes passam a ter uma orientação paralela à via férrea, tal como demonstra a Figura 3.4.

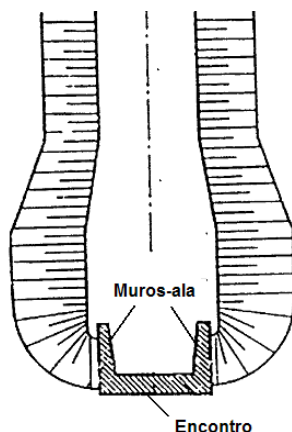


Fig. 3.4 – Planta típica de um encontro com muros - ala paralelos à via férrea (adaptado de ERRI, 1999)

3.4.2. VIAS FÉRREAS ANTIGAS

Relativamente às vias férreas antigas, verifica-se que estas normalmente possuem uma largura do topo do aterro mais estreita em relação às vias férreas recentes. A largura da parte superior do aterro, correspondente à largura medida na base do balastro varia entre os 4,8 e os 6,0 m para o caso de vias férreas simples, especialmente quando estamos na presença de pontes de pequeno vão. Quanto aos taludes do aterro, estes são muito mais inclinados em relação às novas vias e podem mesmo atingir o valor do ângulo de atrito do solo usado na construção do aterro. A inclinação normalmente encontra-se numa gama de valores entre 1:1,5 e 1:1,2 (Fig. 3.5).

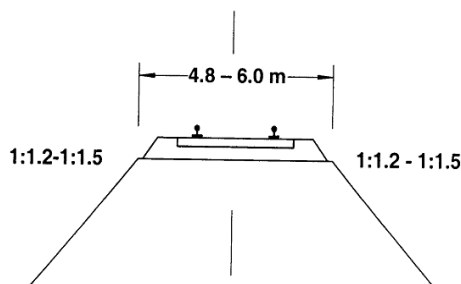


Fig. 3.5 – Perfil típico de um aterro na vizinhança de uma ponte antiga (ERRI, 1999)

A maioria das pontes antigas não possuem muros - ala construídos, apenas contêm blocos de pedra de modo a garantir a protecção da base do aterro, junto à ponte, da erosão generalizada. Quando existem os muros - ala, na sua generalidade, possuem diversos tipos de geometria.

3.4.3. ASPECTOS RELATIVOS À FUNDAÇÃO

Os solos utilizados na fundação possuem um efeito directo no funcionamento de todos os sistemas constituintes da via férrea inclusive no encontro da ponte, pelo que a sua concepção e construção deve ser muito controlada. A fundação é constituída pelo aterro e pelo leito, em ambos são utilizados materiais friccionais adequadamente compactados. O aterro normalmente encontra-se sobre o terreno natural, no entanto, quando o terreno natural apresenta uma inadequada capacidade de suporte este deverá ser submetido a técnicas de tratamento ou de reforço.

No que concerne a regulamentação relacionada com o dimensionamento e realização dos trabalhos de terraplanagens, que se desenvolvem durante a construção da fundação, é largamente baseada em técnicas desenvolvidas com base nos trabalhos realizados em vias rodoviárias e ferroviárias, pelo que não há um consenso geral, dado que a regulamentação difere de país para país. No entanto existem instrumentos de elevado crédito, como por exemplo, a Ficha 719R (UIC, 2008).

De modo a estabelecer uma classificação específica dos solos, através de diferentes classes, sendo cada uma constituída por solos com comportamento semelhante que justifique o mesmo método de aplicação, a Ficha 719R (UIC, 2008) classifica o solo, a utilizar nas plataformas ferroviárias, em quatro categorias:

- QS0 – solos inadequados;
- QS1 – solos medíocres;
- QS2 – solos medianos;
- QS3 – solos bons.

Esta classificação possui como critérios o tipo de solo, o seu estado hídrico e as condições hidrogeológicas e hidrológicas do local. Os solos pertencentes à categoria QS0 apresentam-se na sua generalidade com uma percentagem elevada de matéria orgânica e partículas finas pelo que devem ser substituídos ou submetidos a rigorosos processos de melhoramento ao nível da estabilização ou reforço. Quanto aos solos da categoria QS1, estes na sua maioria podem ser utilizados quando sujeitos a uma adequada drenagem ou quando submetidos a processos de tratamento.

3.4.4. MATERIAIS E CONSTRUÇÃO DOS ATERROS

Outrora, as vias férreas eram construídas apresentando um perfil muito próximo do terreno natural. Nestas circunstâncias e acrescentando o facto de que os conhecimentos no âmbito da Geotecnia e da Mecânica dos Solos estarem ainda pouco desenvolvidos, em geral, a via apresentava-se ao longo do seu desenvolvimento muito heterogénea e com uma infra-estrutura de fraca qualidade. Nestas condições propícias ao desenvolvimento de diversos problemas, estas vias estão submetidas a intervenções de reabilitação e conservação, com alguma frequência, de modo a restituir adequadas condições de circulação.

Muitas vias, especialmente as antigas, foram construídas a partir de materiais locais e muitos destes solos eram completamente inadequados, ignorando o seu estado hídrico e mesmo os processos de compactação durante a sua utilização. Por sua vez, a compactação dos solos apresentava um nível muito baixo, e devia-se muito aos ineficientes meios de compactação que existiam. Outro factor a

acrescentar, que directamente influencia o comportamento da via, são os declives dos aterros praticados, estes apresentavam-se muito acentuados e o topo do aterro demasiado estreito.

Actualmente, de modo a fundamentar a implementação de uma determinada solução técnica para satisfazer as novas exigências, é indispensável proceder a uma caracterização geotécnica e geológica apropriada através da realização de ensaios no campo e complementados com ensaios laboratoriais. A interpretação dos resultados obtidos deve ser feita de forma adequada ao estado limite em consideração.

Em geral, o aterro das novas vias ferroviárias, é construído com materiais seleccionados a partir dos locais de escavação, e quando estes materiais são de qualidade insuficiente, a sua utilização ainda poderá ser efectuada mediante um processo de melhoramento do solo dependendo da categoria de via férrea onde se pretende aplicar os materiais.

Para além de uma adequada selecção dos materiais constituintes do aterro, é fundamental proceder a uma correcta compactação do solo de modo a proporcionar adequadas condições de estabilidade e restringir a infiltração de água no aterro. Nesta matéria, existem diversas recomendações que salientam aspectos particulares de uma obra de terraplenagens, nomeadamente os seus procedimentos e técnicas de controlo, de salientar o Guide Technique (LCPC-SETRA, 1994) como um instrumento de grande relevância.

Quanto às características físicas e mecânicas da camada de leito é usual impor valores mínimos para a compacidade dos materiais e para o módulo de deformabilidade ao nível da plataforma das terraplenagens. De acordo com a Ficha 719R (UIC, 2008) o valor mínimo do módulo de deformabilidade, medido no segundo ciclo de carga do ensaio de carga estática com placa (E_{v2}), é de 80 MN/m^2 . Quanto ao grau de compactação exigido, ao nível da plataforma de terraplenagens, é $\rho_d \geq 100\%$ ou $\rho_d \geq 95\%$ do peso volúmico seco máximo determinado a partir do Ensaio Proctor Normal ou Ensaio Proctor Modificado, respectivamente.

No que concerne ao controlo do aterro, com base na Ficha 719R (UIC, 2008), este deve possuir um módulo de deformabilidade $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ para o caso em que são utilizados solos finos e $E_{v2} \geq 60 \text{ MN/m}^2$ quando são utilizadas solos granulares. O grau de compactação exigido é de $\rho_d \geq 95\%$ do peso volúmico seco máximo determinado a partir do ensaio de compactação de referência. Neste caso o ensaio de referência poderá ser o Ensaio Proctor Normal ou o Modificado, a escolha por um destes ensaios depende do tipo de linha, altura do aterro e respectivo país.

3.5. SOLUÇÕES ADOPTADAS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO

As zonas de transição pela sua natureza apresentam uma variação de rigidez acentuada, por este motivo, é de extrema importância adoptar determinadas soluções de modo a atenuar os esforços de índole dinâmica que se desenvolvem nestas zonas durante a passagem dos comboios.

De entre as várias transições que podem existir ao longo de uma via férrea, a mais problemática corresponde à transição entre o aterro e a ponte. Estas zonas requerem uma especial atenção durante a sua construção, nomeadamente nos materiais seleccionados, técnicas de compactação e sistema de drenagem utilizado. O tamanho das partículas normalmente é limitado a 100 mm, dependendo da sua localização na estrutura, e o material deverá ser da classe QS3, como especificado na Ficha 719R (UIC, 2008), de modo a evitar assentamentos excessivos. Por sua vez a compactação deverá ser realizada por camadas de pequena espessura e os encontros da ponte deverão ser dimensionados de modo a resistir aos esforços de compactação.

O sistema de drenagem possui um contributo fundamental no comportamento da transição. Este sistema deverá garantir a ausência de pressões hidrostáticas, que se geram no encontro da ponte, evitar a erosão do material bem como o seu amolecimento de modo a impedir a diminuição da capacidade de carga. De referir ainda que a existência de água e na presença de condições atmosféricas favoráveis ao congelamento, o solo irá sofrer variações de volume com consequente agravamento da geometria da via. Os sistemas de drenagem, colocados junto ao encontro da ponte, podem ser de diversa natureza, utilizando materiais seleccionados ou mesmo a aplicação de geossintéticos.

Na generalidade, o método mais usual de concretizar as transições, entre o aterro e a ponte, corresponde à utilização de blocos técnicos. Estes são constituídos por uma cunha de material tratado colocado na subestrutura da via férrea junto ao encontro da ponte e, imediatamente à frente, por um aterro de solo granular bem compactado. Para além desta solução, também é possível atenuar os efeitos dinâmicos através da utilização de uma via em laje de betão, adopção de camadas betuminosas ou mesmo o reforço dos solos na transição com recurso a geossintéticos.

No entanto, a experiência tem demonstrado que a resolução do problema passa pela adopção das soluções referidas anteriormente combinadas com alguns dos seguintes procedimentos (Paixão e Fortunato, 2009):

- Adopção de carris interiores fixos às travessas;
- Utilização de travessas maiores, mais pesadas e menos espaçadas na transição;
- Adopção de elementos de maior elasticidade e ajustáveis;
- Compactação e aglutinação do balastro utilizando ligantes aplicados por injeção.

A finalidade de adoptar carris interiores, numa determinada transição, consiste no facto de que a sua utilização irá favorecer o aumento da rigidez do conjunto (Fig. 3.7 a). Quanto à utilização de travessas de maiores dimensões e espaçamentos inferiores (Fig. 3.6), estas permitem uma melhor distribuição das solicitações provenientes das rodas dos comboios, assim, não se verifica uma concentração de cargas tão acentuada no balastro.

No que se refere à adopção de elementos de maior elasticidade, estes possibilitam absorver as acções dinâmicas e reduzir a propensão à deterioração e consequentemente os custos associados à manutenção. Existem actualmente diversas soluções de aplicação de elementos de resiliência, que podem ser aplicados sob o carril, sob a travessa, ou mesmo na base do sub-balastro. Na Figura 3.7 b é apresentado uma solução de elementos resilientes aplicado sob a travessa.

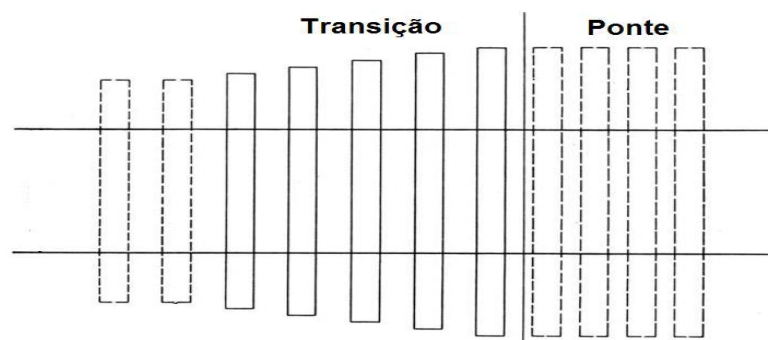


Fig. 3.6 – Travessas de aproximação (FTA, 2006)

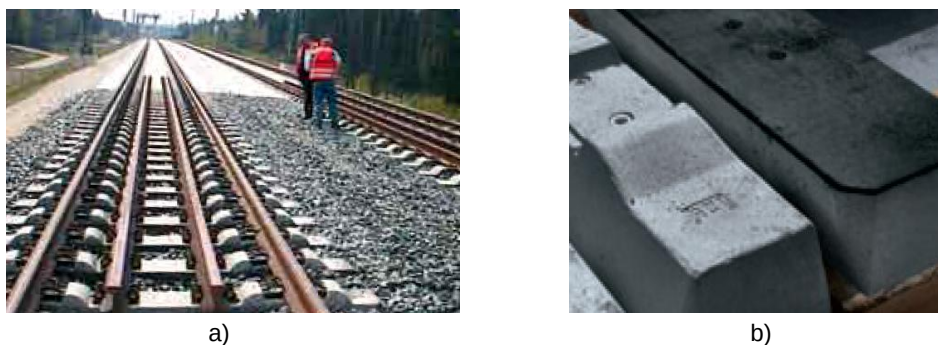


Fig. 3.7 – Algumas soluções possíveis de adoptar numa transição: a) Utilização de carris interiores numa transição entre via em laje e via sobre balastro; b) Utilização de elementos resilientes sob a travessa (Rail.One, 2010)

Desde o nascimento da alta velocidade, têm-se assistido a uma evolução constante destas vias, quer através das novas tecnologias implementadas, quer pela experiência adquirida com a execução destas. Por este motivo, têm-se generalizado técnicas construtivas e recomendações que se tornam correntes de um determinado país.

Dada a dificuldade de resolução dos problemas relacionados com as transições entre o aterro e a ponte ou viaduto, têm-se assistido a uma evolução significativa no dimensionamento das cunhas de transição que inclui um processo de homogeneização do projecto nestas zonas. Na maioria dos países europeus, assiste-se a uma generalização de certas características de dimensionamento, especialmente (López Pita *et al.*, 2008):

- Comprimento mínimo da transição de 20 m;
- Utilização de materiais granulares tratados com cimento colocados no tardo do encontro;
- Disposição de camadas ou membranas drenantes colocadas no tardo dos muros e encontro da ponte;
- Tratamento das camadas de forma com cimento.

As regras que regem o comprimento das zonas de transição, bem como as áreas correspondentes às cunhas de transição estão grandemente afectadas pela altura do aterro, pelo que nestes casos será estipulado um determinado declive para a cunha de transição. O declive da cunha em muitos casos possui um valor de 1/1, mas outros valores podem ser adoptados, pois o declive está dependente do dimensionamento particular que se aplica à transição.

São aplicadas regulamentações especiais, ao nível dos materiais utilizados e geometria da cunha, quando numa transição são empregues lajes em betão. Neste caso o comprimento da zona de transição está limitado e corresponde ao comprimento da laje de transição.

De modo a compreender melhor as características de dimensionamento nas zonas de transição, adoptadas em alguns países europeus, será efectuado nos próximos subcapítulos uma breve apresentação, com ênfase para a geometria das cunhas e respectivos materiais adoptados na sua constituição.

3.5.1. ESPANHA (ADIF)

Em Espanha, a realização das transições entre o aterro e as obras de arte, nomeadamente as pontes e viadutos, é concretizada a partir da utilização de cunhas de materiais granulares adequadamente compactados. Uma cunha de material granular tratado com cimento (MT) é colocada a tardo do encontro e após esta um aterro de solo granular (MG) submetidos a um rigoroso controlo de compactação (Fig. 3.8). O dimensionamento das transições deve possuir carácter individual para cada ponte ferroviária inclusive o sistema de drenagem transversal aplicado, tendo em conta o perfil real do terreno adjacente ao encontro.

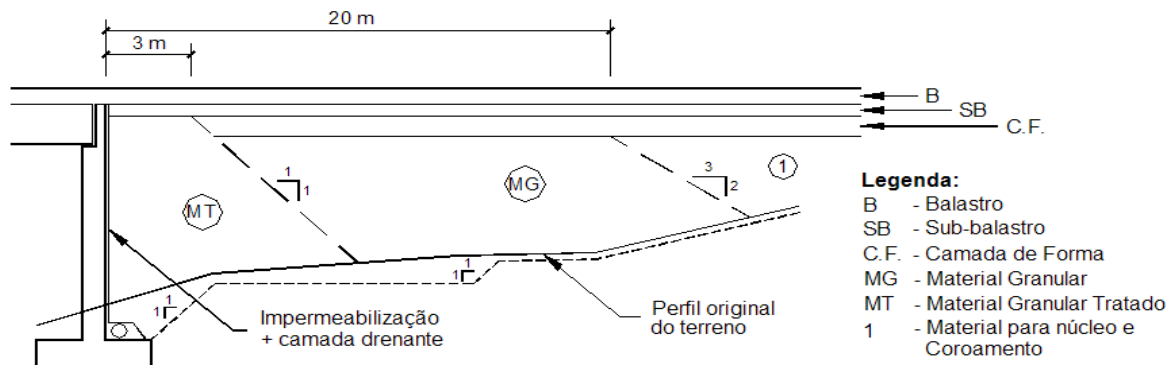


Fig. 3.8 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte (adaptado de ADIF, 2006)

A partir da Figura 3.8 é possível visualizar os critérios a serem utilizados para definir as cunhas de transição entre o aterro e a ponte. A cunha de material granular tratado (MT), adjacente à estrutura, deverá ser construída, de preferência, antes do aterro de solo granular adjacente (MG). Quanto à inclinação aplicadas, no caso da cunha de material tratado, esta será de 1:1 enquanto para o material granular adjacente, deverá ser adoptado uma inclinação de 2:3. Ainda relativamente ao perfil original do terreno, é de salientar, que deverá ser realizado um adequado saneamento deste e se necessário proceder ao seu melhoramento, a inclinação a dotar nestas pequenas inclinações do terreno deverá ser de 1:1.

De acordo com as recomendações da ADIF, sempre que na presença deste tipo de transição, o projectista deverá procurar que sobre o tabuleiro a espessura do balastro seja no mínimo de 0,40 m e máximo de 0,50 m. Na parte correspondente ao aterro, a camada de balastro, deverá possuir uma espessura de 0,35 m enquanto a camada de sub-balastro deverá conter uma espessura de 0,30 m.

Deverá ser colocado no tardo do encontro membranas de impermeabilização e ainda uma camada drenante de modo a facilitar o encaminhamento da água para o sistema de drenagem. Por sua vez, o colector de drenagem deverá ser colocado junto à base do encontro e garantir adequadas condições de drenagem.

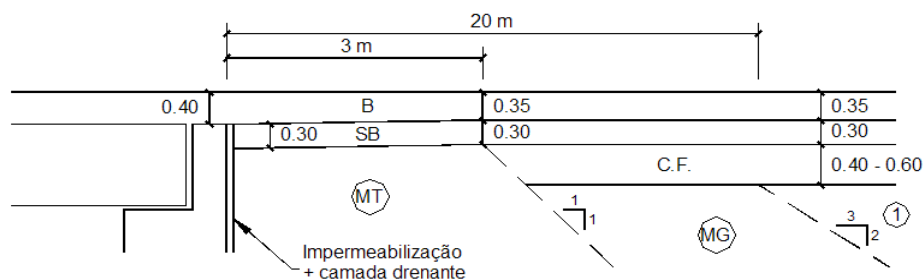


Fig. 3.9 – Pormenor da solução da transição (adaptado de ADIF, 2006)

O comprimento mínimo a adoptar na cunha de material tratado deverá possuir um valor de 3,0 m a contar desde a face tardo do encontro da ponte. Quanto à cunha de material não tratado, este comprimento deverá estender-se até pelo menos 20,0 m a contar desde a face tardo do encontro.

Ainda deverá ser implementado uma camada de forma com uma espessura de pelo menos 0,40 m e um limite máximo de 0,60 m, esta é interrompida quando coincide com a cunha de material tratado.

Na presença de solos moles é necessário proceder à consolidação do terreno natural, através de métodos adequados, tais como o método da pré-carga ou a introdução de drenos verticais. Nesta situação a fundação do encontro geralmente é construída ainda antes da consolidação do terreno natural, no entanto, a cunha de transição deverá ser construída após a consolidação de modo a reduzir os assentamentos que se verificam junto ao encontro da ponte (Fig. 3.10).

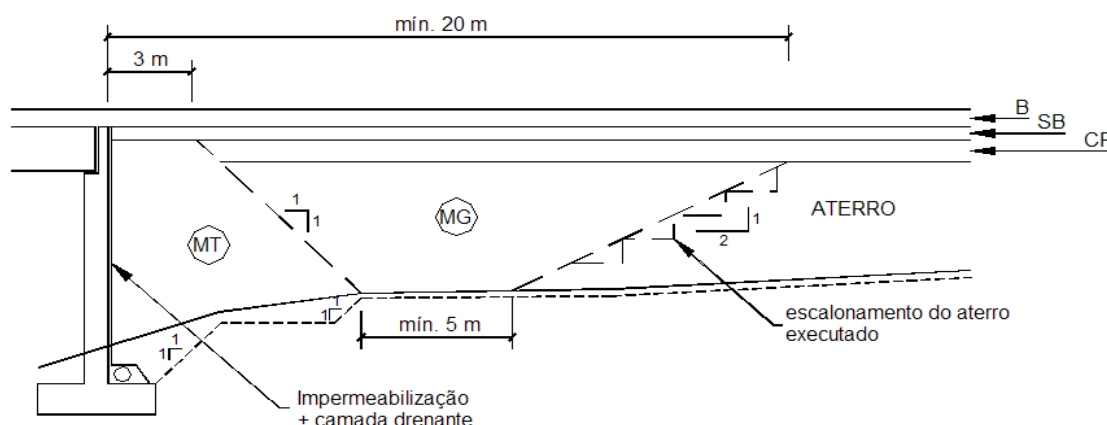


Fig. 3.10 – Solução para transições entre aterro e ponte na presença de solos moles (adaptado de ADIF, 2006)

Na presença de solos moles, deverá ser adoptada a solução apresentada na Figura 3.10. Esta solução difere da anterior essencialmente no seu processo construtivo que acarreta uma alteração da geometria do aterro com material granular (MG). Por sua vez, a construção do aterro deverá possuir um escalonamento, cuja inclinação deverá ser de 1:2 e direcção contrária à apresentada pela cunha de material tratado. Assim, a geometria do aterro com solo granular assemelha-se a um trapézio, cuja base menor deverá possuir um desenvolvimento mínimo de 5,0 m.

3.5.2. FRANÇA (SNCF)

De modo a concretizar a transição entre o aterro e a ponte, na França, adopta-se os “blocos técnicos” (BT). Estes blocos técnicos, à semelhança do que acontece em Espanha, são constituídos por cunhas de material tratado com cimento (G.T.) e material granular não tratado (G.N.T.).

Estas cunhas, por sua vez, têm de assegurar uma variação de rigidez gradual ao longo da transição entre o aterro metodicamente compactado (R.M.C.) e a ponte ferroviária. Assim, é garantido um controlo eficiente dos assentamentos diferenciais e qualidade da via, o que se percute numa redução dos trabalhos de manutenção.

Os materiais constituintes dos blocos técnicos e os processos de compactação são escolhidos em função das dificuldades de compactação, nomeadamente (SNCF, 2002):

- Facilidade de implementação e obtenção da taxa de compacidade exigida;
- Não deterioração da obra de arte.

As características geométricas e de constituição dos blocos técnicos dependem de diversos factores, nomeadamente da natureza do atravessamento, do tipo de obra de arte e ainda do planeamento da obra. Dependendo do tipo de obra de arte, o bloco técnico deverá desenvolver-se no lado do aterro, junto ao encontro da ponte, e também no lado oposto necessitando neste lado de um revestimento constituído por betão projectado ou por um betão pouco armado, ou ainda recoberto com lajes pré-fabricadas ou pedras.

O declive do bloco técnico, que se encontra no lado da obra de arte, possui sempre um valor de $3/2$, enquanto no lado do aterro, este é dependente do processo construtivo. Desta forma, sempre que o bloco técnico é construído antes do aterro deverá ser adoptado um declive de $3/2$ (Fig. 3.11).

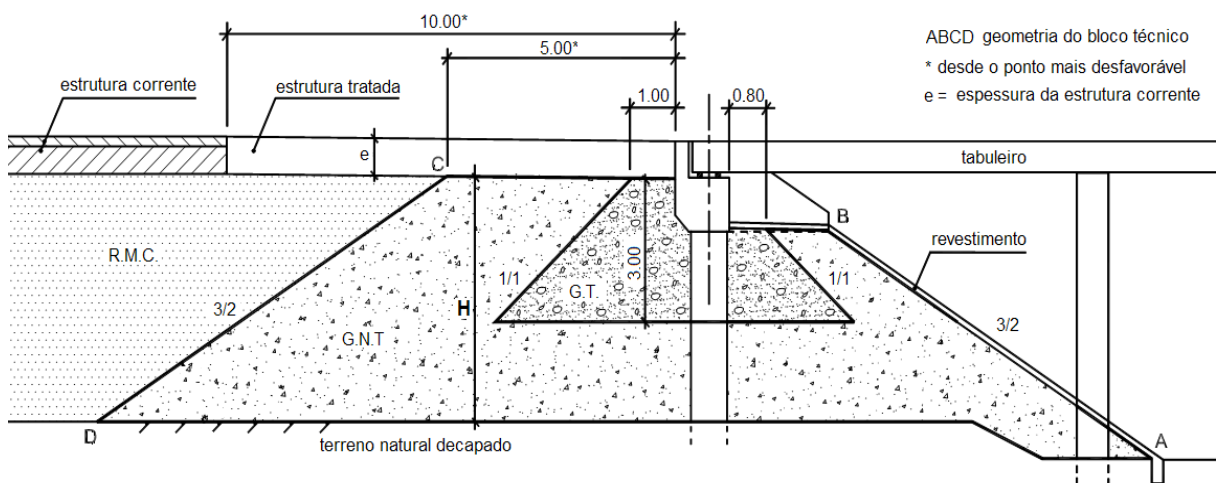


Fig. 3.11 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte quando $4,0 \leq H \leq 10,0$ m e aterro construído após o bloco técnico (adaptado de SNCF, 2002)

Tal como apresentado na Figura 3.11, a altura da cunha de material tratado, deverá ser sempre de 3,0 m, mesmo quando $H < 3,0$ m (Fig. 3.12). No entanto, existe uma excepção, esta ocorre quando $3,0 \leq H \leq 4,0$ m, neste caso, a cunha de material tratado deverá possuir a altura H .

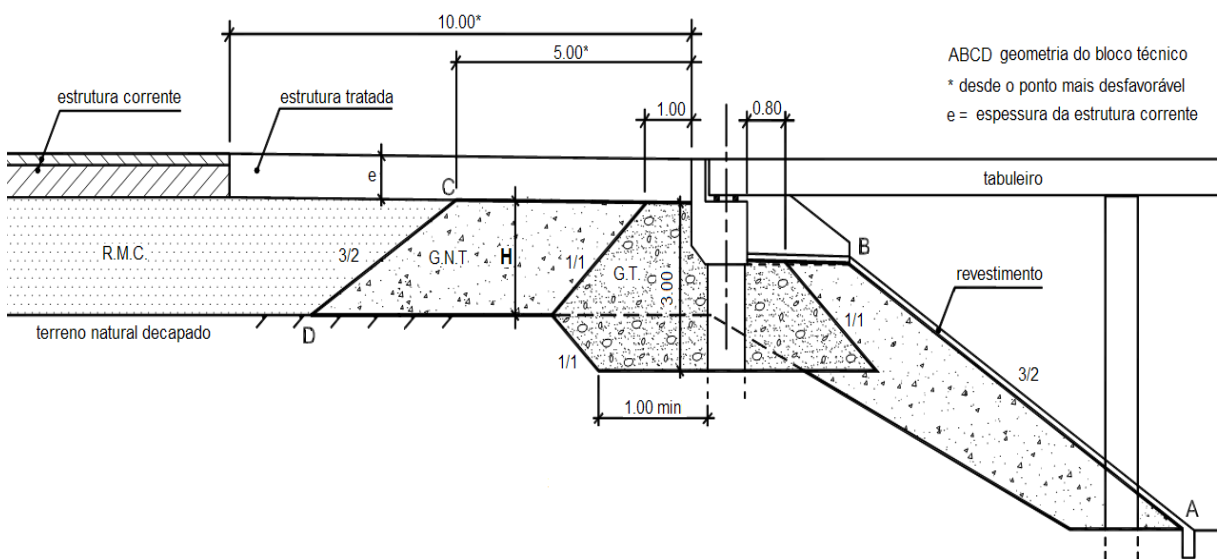


Fig. 3.12 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte quando $H < 3,0$ m e aterro construído após o bloco técnico (adaptado de SNCF, 2002)

Na presença de um aterro de grande altura, isto é $H > 10,0$ m, deverá ser utilizada uma camada de material seleccionado e metodicamente compactado na base do bloco técnico, como apresentado na Figura 3.13. Ainda na mesma figura, é possível verificar que o declive apresentado pelo bloco técnico, no lado do aterro, é contrário ao referido anteriormente, isto deve-se ao facto de que o aterro é construído primeiro do que o bloco técnico. Por sua vez o declive deverá ser tal que garanta uma distância mínima de 3,0 m entre o aterro e a base da cunha de material tratado (ponto mais próximo do aterro) e ainda deverá ser garantida uma distância de 3,0 m na base do bloco técnico entre o encontro da ponte e o aterro.

No lado do aterro, o bloco técnico deverá possuir em todos os casos um comprimento de 5,0 m a contar desde a face tardoiz do encontro da ponte. Por sua vez, a cunha de material tratado deverá possuir um comprimento de 1,0 m no lado do aterro e 0,80 m no lado da obra de arte, a contar desde a face do encontro. Os declives a utilizar na cunha de material tratado deverão ser sempre iguais a 1/1.

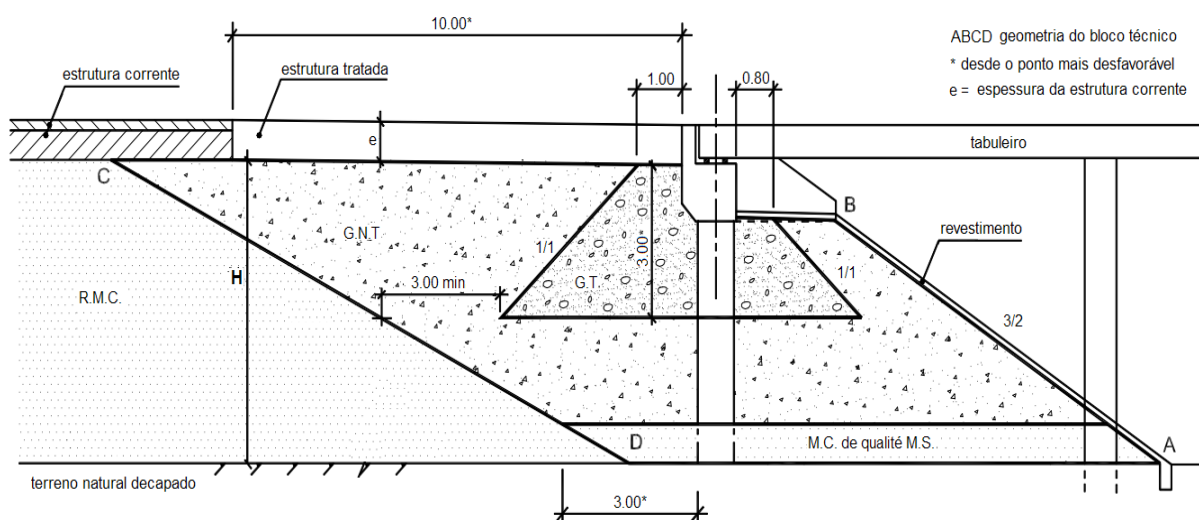


Fig. 3.13 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte quando $H > 10,0$ m e aterro construído após o bloco técnico (adaptado de SNCF, 2002)

De referir que a transição entre a ponte e o aterro só estará completa quando for adoptada uma estrutura, com material tratado, assente sobre o bloco técnico com um desenvolvimento de 10,0 m, a partir da face do encontro, e espessura igual à soma das espessuras da camada de sub-balastro e de forma.

No que concerne aos materiais seleccionados (M.S.), estes devem responder às prescrições seguintes (SNCF, 2002):

- Ter uma granulometria O/D com $D < 100$ mm obtida por separação eventual na extracção;
- Poderem ser compactados, junto ao encontro, com uma qualidade de compactação q3, definida no Guide Technique (LCPC-SETRA, 1994).

De acordo com o Guide Technique, a qualidade de compactação q3 é um objectivo usualmente requerido para os leitos de pavimento e deverá apresentar como referência uma massa volúmica seca média em toda a espessura da camada compactada, ρ_{dm} , superior a 98,5% da massa volúmica seca obtida no Proctor Normal e ainda uma massa volúmica seca no fundo da camada, ρ_{dfc} , de 96% da massa volúmica seca obtida no mesmo ensaio.

Os materiais com as prescrições referidas anteriormente são utilizados na base dos blocos técnicos de grande altura (superior a 10,0 m) e também podem ser utilizados em substituição do material G.N.T. para os blocos técnicos de obras enterradas.

Os materiais utilizados no bloco técnico correspondem a um grave tratado (G.T.) ou a um grave não tratado (G.N.T.). De referir que um grave corresponde a um material constituído por inertes britados, sem finos plásticos e com uma granulometria ajustada. No caso do grave tratado, a dimensão máxima das partículas é de 31,5 mm e deverá ser utilizada uma dosagem igual a 3% de cimento em peso do material seco após tratamento.

O sistema de drenagem, junto ao encontro da ponte, deverá garantir a evacuação da água para o exterior do bloco técnico, para tal, são implementadas camadas ou membranas drenantes no tardo dos muros e encontro da ponte de modo a conduzir a água para um dreno.

3.5.3. ITÁLIA (RFI)

Em Itália, como nos países já referidos, são utilizados os blocos técnicos nas transições entre o aterro e a ponte. No entanto, a via balastrada clássica é ligeiramente alterada isto porque as novas linhas ferroviárias são construídas com uma camada de sub-balastro de mistura betuminosa sob o balastro, e uma espessura de 0,12 m, tanto em aterros como em escavações, a fim de distribuir melhor as solicitações e proteger o solo no aterro de infiltrações de água.

De acordo com a Ficha 719R (UIC, 2008) os materiais betuminosos podem ser utilizados para formar uma camada de cerca de 0,05 a 0,15 m de espessura sobre uma camada de cascalho ou areia com uma espessura entre 0,3 a 0,5 m. Pode ser necessário dimensionar a camada de cascalho ou areia para controlar as águas subterrâneas e a capilaridade, ou mesmo para protecção contra o gelo.

Para além do controlo da infiltração de água, uma camada betuminosa irá dotar a via de outras capacidades, nomeadamente ao nível da traficabilidade aquando dos trabalhos de construção e ainda a atenuação das vibrações geradas durante a circulação dos comboios.

De referir ainda que a especificação geral para a utilização de misturas betuminosas para fins de engenharia civil é indicada na norma EN 13101-1.

Na Figura 3.14 é apresentada a solução adoptada em Itália para as vias férreas de alta velocidade. Esta solução apresenta uma camada de balastro e sob esta uma camada de sub-balastro de mistura betuminosa (A). Ainda sob a camada betuminosa é adoptada uma camada de solo granular (B), cascalho ou areia, rigorosamente compactado com uma espessura mínima de 0,30 m. O grau de compactação exigido para esta camada é de $p_d \geq 98\%$ do peso volúmico seco máximo determinado a partir do ensaio de compactação Proctor Modificado. É ainda exigido um módulo de deformabilidade superior ou igual a 80 MPa.

O bloco técnico, à semelhança das soluções adoptadas pelos países referidos anteriormente, é constituído por uma cunha de material tratado com cimento (E), compactado por camadas de espessura igual a 0,20m, colocada junto ao encontro e apresentando um declive de 1/1 e ainda por uma cunha de material granular rigorosamente compactado (F) e declive de 2/1. Este material granular (F) deverá ser compactado por camadas com espessura máxima igual a 0,30 m e ainda deverá apresentar para cada camada o mesmo grau de compactação e módulo de deformabilidade do que a camada de solo granular (B).

A cunha de material tratado (E) é limitada a uma altura de 3,0 m, excepto se o valor de $H \leq 4,0\text{m}$ pois neste caso a altura da cunha de material tratado terá a mesma altura do aterro, isto é, $H = H_r$. Assim,

conclui-se que a camada de material granular solto (G) sob a base da cunha de material tratado só existirá se $H > 4.0$ m.

No que concerne ao aterro (C), este deverá apresentar um grau de compactação igual a $\rho_d \geq 95\%$ do peso volúmico seco máximo determinado a partir do ensaio de compactação Proctor Modificado e um módulo de deformabilidade superior ou igual a 40 MPa.

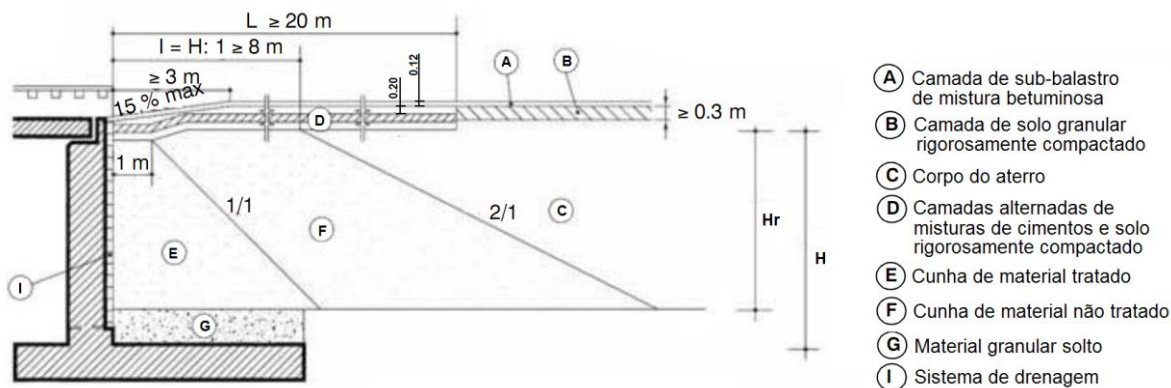


Fig. 3.14 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte, RFI (adaptado de UIC 719R, 2008)

Em comparação com as soluções para transições já referidas, esta solução apresenta um desenvolvimento superior mínimo das cunhas bem inferior, medido a partir da face do encontro. Neste caso a cunha de material tratado com cimento possui um comprimento de 1,0 m enquanto a cunha de material granular compactado deverá estender-se até um desenvolvimento mínimo de 8,0 m.

Esta solução, para além da camada betuminosa, apresenta outra particularidade, que é referente à utilização de (D) rigorosamente compactado, numa extensão mínima de 20,0 m a contar a partir da face do encontro.

3.5.4. ALEMANHA (DB)

A solução adoptada na Alemanha, para as transições entre aterro e ponte é apresentada na Figura 3.15. À semelhança das soluções anteriores, o bloco técnico é constituído por uma cunha de material tratado com cimento (dosagens entre 2,5 e 3,0% de cimento) e o grau de compactação exigido durante a construção desta cunha é de $\rho_d \geq 98\%$ do peso volúmico seco máximo determinado a partir do ensaio de compactação Proctor Normal, de acordo com a especificação ZTVE-StB 94 (1997).

No que concerne à constituição da cunha de material não tratado, a norma alemã DIN 18196, apenas aceita a utilização de materiais granulares (GW, GI, SW, SI) adequadamente compactados, com um grau de compactação de $\rho_d \geq 100\%$ para velocidades superiores ou iguais a 250 km/h.

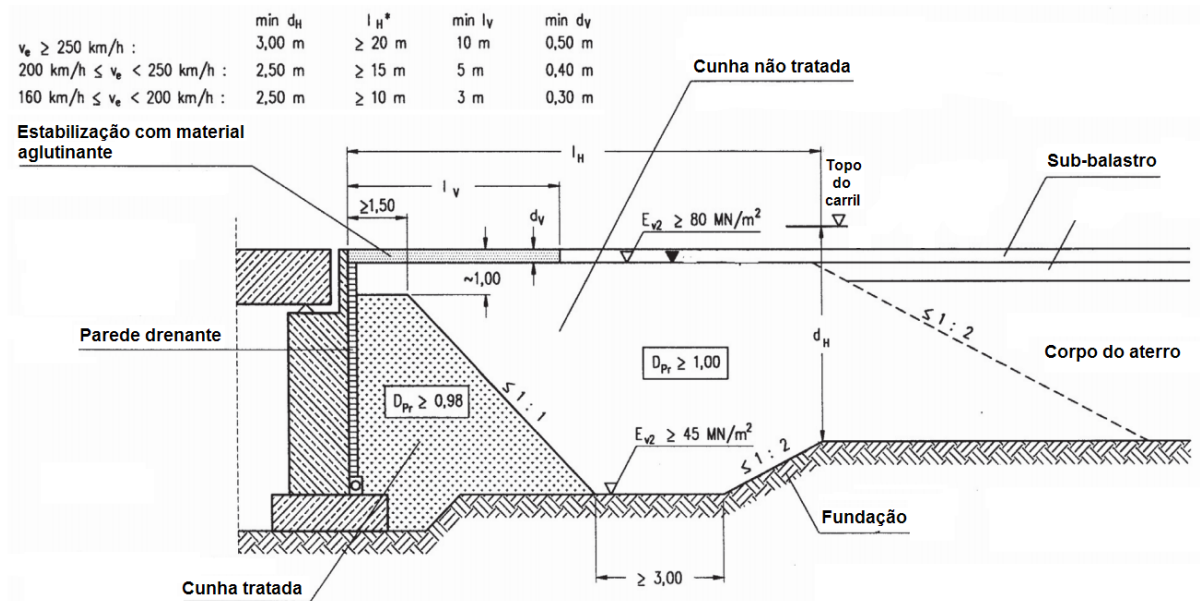


Fig. 3.15 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte, DB (adaptado de UIC 719R, 2008)

Quanto à geometria, a cunha de material tratado deverá possuir um desenvolvimento mínimo de 1,5 m no topo e uma inclinação nunca superior a 1:1. De referir ainda que sobre esta cunha existe cerca de 1,0 m de espessura de material idêntico ao material utilizado na cunha de material não tratado. Segundo as especificações alemãs, o bloco técnico deverá possuir um desenvolvimento mínimo, l_H , de aproximadamente 4 vezes superior à altura da obra de arte ou aterro e com um mínimo de 20,0 m e a inclinação da cunha de material não tratado não deverá exceder 1:2 (ERRI, 1999).

A geometria do bloco técnico, especialmente as suas dimensões, está dependente das velocidades de circulação. Estas dimensões são maiores para os casos em que se pretende velocidades iguais ou superiores a 250 km/h.

O módulo de deformabilidade deverá aumentar progressivamente à medida que se aproxima da superfície, assim, ao nível da fundação deverá ser garantido um módulo de deformabilidade $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ enquanto no topo do bloco técnico este deverá ser $E_{v2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$ e no topo da camada de sub-balastro o módulo de deformabilidade mínimo é de 120 MN/m^2 .

Esta solução, adotada na Alemanha, à semelhança da solução praticada em Itália, apresenta sobre o bloco técnico uma camada de estabilização com material aglutinante, que possui um desenvolvimento mínimo, l_v , de 10,0 m e a sua espessura, d_v , deverá ser no mínimo de 0,50 m (para $V \geq 250$ km/h).

Quanto à drenagem, deverá ser colocado um dreno, junto ao encontro da ponte, no topo do bloco técnico ou na fundação devidamente protegido com geotêxtil ou por uma camada de solo granular.

Quando perante determinadas situações problemáticas, nas zonas de transição entre o aterro e a ponte, as normas alemãs fazem referência ao uso de uma via em laje de betão. Um exemplo de uma transição com via em laje é apresentado na Figura 3.16.

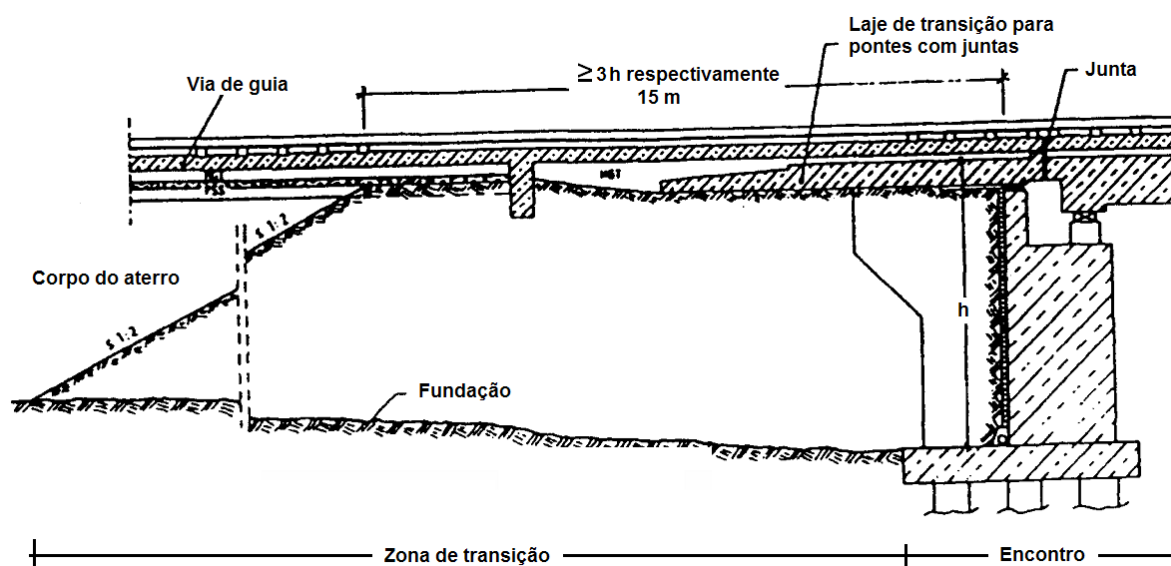


Fig. 3.16 – Exemplo de uma solução adoptando via em laje entre aterro e ponte (ERRI, 1999)

De um modo geral, a via em laje tem ocorrido com maior incidência em túneis, viadutos e pontes. No entanto, na Alemanha, tem-se generalizado o uso desta tipologia pois mantém um bom comportamento e assim não necessita de grandes trabalhos de manutenção.

Embora exista uma via em laje na transição do aterro para a ponte, é recomendado a construção de uma cunha de material tratado, idêntica à solução presente na Figura 3.15, colocada no tardo do encontro da ponte. Os materiais existentes na transição ainda deverão ser submetidos a um rigoroso controlo de compactação de acordo com as especificações em vigor.

3.5.5. OUTROS ASPECTOS RELEVANTES EM TRANSIÇÕES

A maioria dos países europeus utilizam nas suas vias balastradas camadas constituídas por materiais granulares, areia ou cascalho, mas muitas vezes, de modo a garantir maior rigidez à via na transição é necessário recorrer ao uso de materiais tratados com cimento em vez das tradicionais camadas.

Uma alternativa a estas camadas granulares são as camadas betuminosas. As primeiras linhas de alta velocidade em que foram colocadas este tipo de material foram no Japão e na Itália verificando-se bons resultados ao nível do comportamento global da via (Fig. 3.17). Alguns testes estão a ser realizados na França e na Finlândia com camadas de sub-balastro de mistura betuminosas e uma espessura de 0,15 m.

A Figura 3.17 mostra a configuração estrutural das vias ferroviárias balastradas Japonesa e Italiana em comparação com a configuração clássica de uma via balastrada. A via ferroviária Italiana apresenta uma espessura de 0,12 m na camada de sub-balastro de mistura betuminosa assente sobre uma camada de solo rigorosamente compactado que deverá garantir um módulo de deformabilidade de 80 MPa. No que concerne à via ferroviária Japonesa, esta possui uma camada betuminosa com uma espessura igual a 0,05 m assente sobre uma camada de solo granular. Esta camada granular possui uma espessura mínima de 0,15 m (para qualidade da fundação boa) e poderá variar acima dos 0,60 m (Teixeira, 2006).

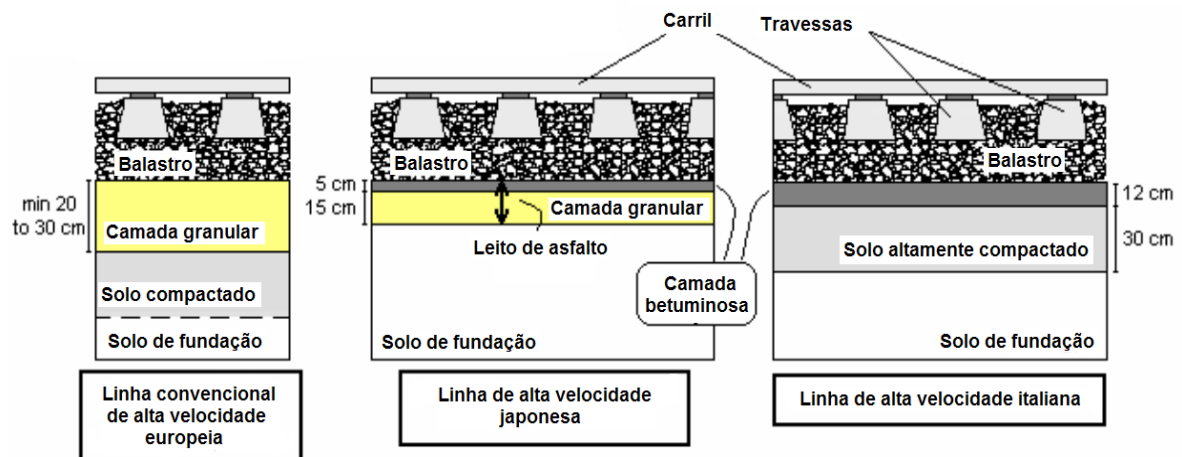


Fig. 3.17 – Perfil longitudinal típico de vias balastradas de alta velocidade (adaptado de Teixeira, 2006)

Actualmente a utilização de geossintéticos em obras de Engenharia Civil já é prática corrente e na construção das vias férreas não é excepção. Os geossintéticos apresentam inúmeras vantagens, de salientar a rapidez de aplicação, reforço dos solos, ambientais e mesmo económicas. Um exemplo de uma transição entre aterro e ponte com recurso a geossintéticos, utilizada na República Checa (ČD), é apresentado na Figura 3.18.

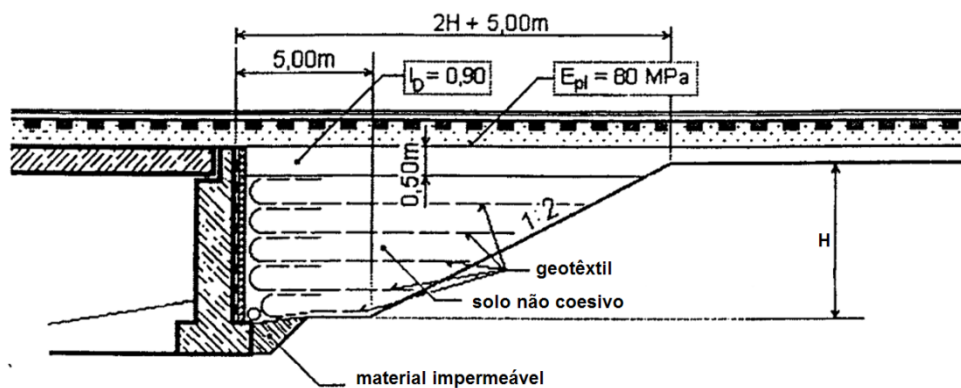


Fig. 3.18 – Solução adoptada para transições entre aterro e ponte com recurso a geossintéticos, ČD (ERRI, 1999)

A utilização dos geossintéticos é feita através do seu embutimento nas diversas camadas constituintes da infra-estrutura de modo a melhorar a capacidade de carga. As geogrelhas possuem como função o reforço dos solos e os geotêxteis possuem diversas funções nomeadamente separar, filtrar e reforçar os solos e ainda possuem função drenante. Assim, a utilização destes materiais possibilita reduzir a espessura das camadas constituintes da via férrea.

4

INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

4.1. INTRODUÇÃO

As zonas de transição entre aterro e obra de arte, especialmente pontes e viadutos, por envolverem súbitas mudanças de rigidez constituem pontos críticos em que se podem desenvolver amplificações dinâmicas que serão tanto mais gravosas quanto maiores as velocidades de circulação e cargas por eixo. Os esforços dinâmicos são os responsáveis, em grande parte, pelos assentamentos diferenciais que ocorrem na transição, entre outros problemas, já discutidos no Capítulo 2.

De modo a dar resposta a estes problemas têm sido desenvolvidos diversos estudos com o intento de compreender o comportamento das zonas de transição. Paralelamente têm sido estudadas inovações tecnológicas para as vias férreas, que diferem nos materiais utilizados e métodos construtivos, a fim de possibilitarem resolver os problemas que se devolvem nas transições. Assim, este Capítulo possui como propósito fundamental a apresentação de alguns trabalhos de investigação desenvolvidos nesta temática.

4.2. RIGIDEZ VERTICAL NUMA VIA FÉRREA

A rigidez vertical de uma via férrea desempenha um papel fundamental no comportamento da via, pelo que directamente influencia a quantidade de trabalhos de manutenção que uma via estará submetida. De referir ainda que a rigidez é um factor preponderante no que se refere à energia dissipada durante a passagem dos comboios, pelo que têm-se desenvolvido projectos que tentam otimizar os custos de manutenção e os custos de energia dissipada em função da rigidez vertical da via.

Um estudo de grande relevância foi realizado por López Pita *et al.* (2004) em que propôs um intervalo ideal da rigidez vertical de modo a minimizar os custos referidos anteriormente. Neste estudo foi efectuado uma análise de algumas possibilidades de limitar a deterioração das vias férreas de alta velocidade e, portanto, o custo de sua manutenção, com referência para o papel desempenhado pela rigidez vertical da via e das palmilhas utilizadas sob o carril.

Neste contexto, vai ser realizado uma revisão de trabalhos anteriores, que possibilitaram retirar algumas conclusões provisórias relativas à variação de rigidez numa via férrea. Para favorecer a compreensão dos trabalhos expostos serão ainda apresentados alguns conceitos:

- Módulo da via (N/mm^2) – representa o quociente entre a carga uniformemente distribuída no carril e a deformação elástica vertical no carril;

- Coeficiente de reacção da via ou rigidez vertical da via (N/mm) – representa o quociente entre a carga por travessa e a deformação elástica vertical no carril;
- Coeficiente de balastro (N/mm³) – representa o quociente entre a rigidez vertical da via e a superfície de apoio da travessa.

Sauvage e Fortin (1982), apresentaram alguns estudos teóricos e experimentais que comprovaram que uma rigidez vertical da via demasiado pequena conduziria a uma maior dissipação de energia na via para altas velocidades de circulação (Fig. 4.1 a). Os resultados obtidos por estes autores sugerem que existe um intervalo de rigidez vertical da via óptimo.

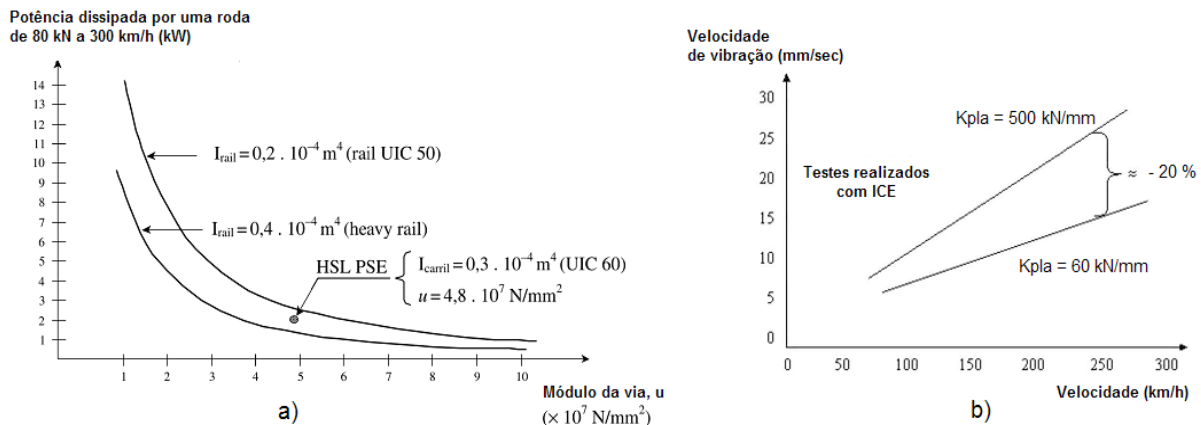


Fig. 4.1 – a) Influência da rigidez da via na energia dissipada pelo comboio (López *et al.*, 2004); b) Influência da elasticidade das palmilhas, sob o carril, na vibração das partículas de balastro (López *et al.*, 2004)

Tendo em conta que a circulação dos comboios induz vibrações, por vezes significativas, na superestrutura da via, especialmente na camada de balastro, é de extrema importância a redução destas vibrações de modo a prevenir a deterioração progressiva do material constituinte da camada de balastro.

Como tal, na década de 90, a companhia ferroviária alemã realizou diversas investigações, e de modo a tentar obter uma resposta para este problema adoptou palmilhas com uma rigidez vertical reduzida (cerca de 1/5 da rigidez convencional das palmilhas). As medições efectuadas evidenciaram uma redução significativa na velocidade de vibração das partículas da camada de balastro aquando da passagem dos comboios. Este mesmo facto foi evidenciado por Lopés Pita em 2001 (Fig. 4.1 b).

Atendendo ao referido, López Pita *et al.* (2004), referem que a redução da rigidez vertical da via irá desempenhar um papel importante na redução da deterioração da geometria da via, por duas razões:

- Através da limitação das forças dinâmicas verticais exercidas sobre a via pelas massas não suspensas dos comboios;
- E, através da redução da velocidade de vibração das partículas do balastro especialmente através do uso de palmilhas de alta elasticidade sob o carril.

No entanto, os mesmos autores referem que uma menor rigidez vertical da via levará a uma maior dissipação de energia para altas velocidades de circulação e, conseqüentemente, maior deformação da via, logo custos operacionais mais elevados. Por este motivo é necessário encontrar um valor óptimo da rigidez do ponto de vista de dois aspectos diferentes: primeiro, o aumento do custo da energia causado por uma via excessivamente flexível e, por outro lado, o aumento do custo de manutenção da qualidade geométrica de uma via com alta rigidez vertical.

Quanto à influência da rigidez vertical sobre a deterioração da própria via e, por conseguinte, os custos de manutenção, é possível concluir:

- A análise do efeito da rigidez vertical da via sobre as sobrecargas verticais no carril pode ser individualizada. Isto porque, de acordo com Prud'Homme (1982), a carga por roda actuando sobre o carril pode ser obtida através da fórmula:

(4.1)

Onde Q_N (kN) é a carga estática por roda e ΔQ_a (kN) é a sobrecarga dinâmica;

- A influência destas sobrecargas sobre a deterioração da via é avaliada por meio das leis de evolução da deterioração da sua qualidade geométrica.

Neste último contexto, ao longo das últimas décadas, a partir dos resultados obtidos, foi possível confirmar a existência da seguinte relação:

(4.2)

Esta relação foi aprovada pelo Comité D-117 (1983) quando demonstrou a relação directa existente entre o assentamento e os defeitos da via, pelo que a equação (4.2) poderá ser usada para representar o efeito das cargas, por roda, sobre a deterioração da geometria da via.

De referir que o valor do expoente a , referido na equação (4.2), é proposto por diversos autores, e de entre esses valores parece ser razoável adoptar um valor entre 1 e 2 para a análise da deterioração da geometria da via (López Pita *et al.*, 2004).

Os mesmos autores defendem que existe uma relação directa entre o grau de deterioração da qualidade geométrica da via e os respectivos custos de manutenção que ocorrem, esta relação aceita como sendo razoavelmente válida, segue uma lei com evolução idêntica à apresentada na Figura 4.2.

Assim, para ser possível quantificar esta evolução em termos económicos, uma das possíveis abordagens consiste em aplicar os custos de manutenção associados a uma via férrea com uma rigidez vertical conhecida. Assim, é possível extrapolar os custos de manutenção a outras vias férreas com diferentes valores de rigidez vertical.

Neste contexto a linha de alta velocidade entre Paris e Lyon foi escolhida pelos autores pois oferece um excelente ponto de referência. Isto porque a rigidez vertical desta via é conhecida, com o valor de 80 kN/mm (publicada por Alias e Prud'Homme, 1981) e ainda são conhecidos os custos de manutenção da geometria da via, publicados pela SNCF (2007) cujo valor médio anual era cerca de 2400 €/km de via. A partir da análise destes resultados foi possível obter o gráfico apresentado na Figura 4.2.

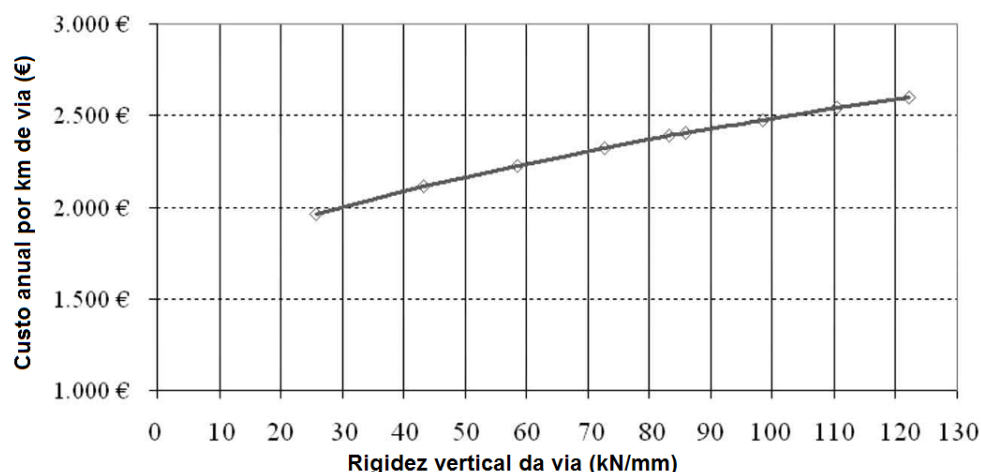


Fig. 4.2 – Influência da rigidez vertical da via nos custos de manutenção, linha férrea de alta velocidade Paris – Lyon (López Pita *et al.*, 2004)

Em função dos resultados obtidos por Sauvage e Fortin indicados na Figura 4.1 a), e para ser capaz de avaliar a magnitude da energia dissipada numa via de alta velocidade com um carril UIC 60, os resultados publicados por estes autores foram posteriormente interpolados por López Pita *et al.* (2004) e são apresentados na Figura 4.3. Desta forma, considerando um comboio a uma velocidade constante de 300 km/h, é possível fazer uma avaliação simplificada da energia dissipada ($E_i = P_i \times \Delta t$) por quilómetro numa roda de 8,15 t (correspondente aos comboios TGV).

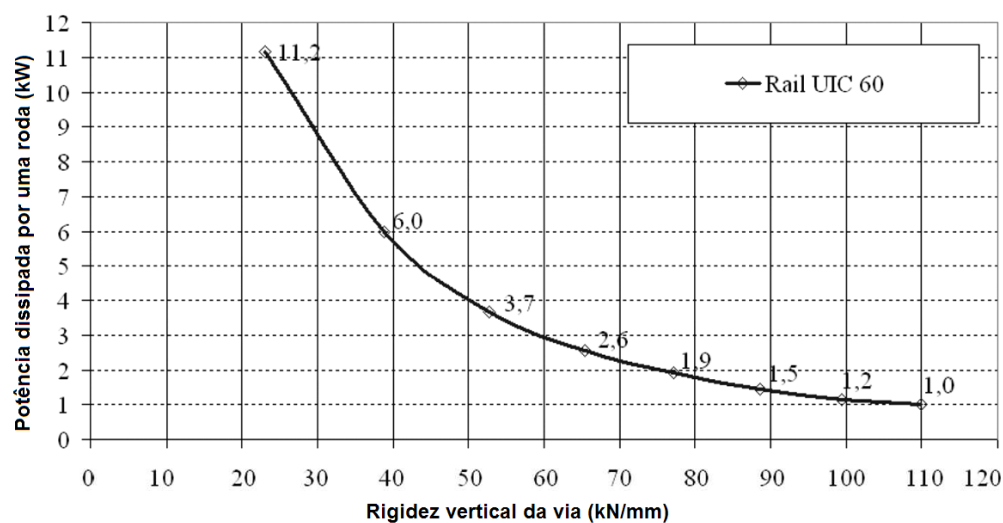


Fig. 4.3 – Valores aproximados da influência da rigidez vertical da via na dissipação da potência para uma velocidade de 300km/h, para um carril UIC 60 (Lopéz Pita *et al.*, 2004)

Os mesmos autores a partir da evolução dos custos de manutenção versus rigidez vertical da linha de alta velocidade entre Paris e Lyon procederam a uma estimacão do custo anual da energia dissipada na linha de alta velocidade espanhola entre Madrid e Sevilha (considerando apenas transporte de passageiros, com uma frequência de 23 comboios AVE – massa igual a 421,5 t – por dia em cada sentido). Considerando um custo para a energia, em Espanha, igual a 0,064 €/kWh, os autores obtiveram o gráfico presente na Figura 4.4.

De acordo com as considerações feitas anteriormente tanto em relação à influência da rigidez vertical da via em controlar os custos de manutenção da geometria bem como aos custos derivados da energia dissipada, é possível definir um intervalo ideal de rigidez vertical na via de modo a reduzir os custos totais.

Assim, López Pita *et al.* (2004), conjugaram ambas as previsões e obtiveram o gráfico presente na Figura 4.5. A partir desta figura é possível visualizar o intervalo de rigidez vertical óptima numa via, este situa-se entre 70 e 80 kN/mm. Segundo os mesmos autores, este intervalo é baseado em determinadas hipóteses, em particular as seguintes:

- Custo considerado para a energia;
- A rigidez vertical tomada como referência;
- Custo de manutenção da geometria da via considerado.

Os mesmos autores salientam ainda que a investigação levada a cabo não tinha a intenção de encontrar um valor definitivo, mas sim fornecer uma aproximação devidamente fundamentada em relação aos valores desejáveis para a rigidez vertical da via em linhas de alta velocidade.

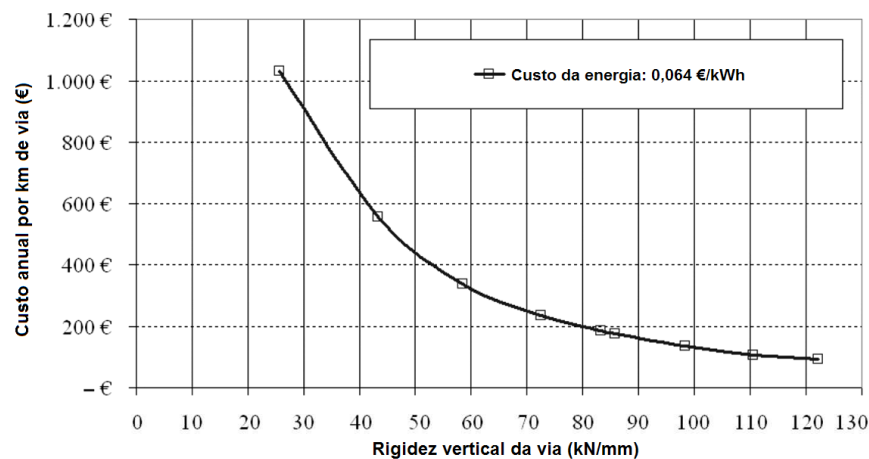


Fig. 4.4 – Estimativa do custo anual da energia dissipada por quilómetro numa via férrea de alta velocidade espanhola (López Pita *et al.*, 2004)

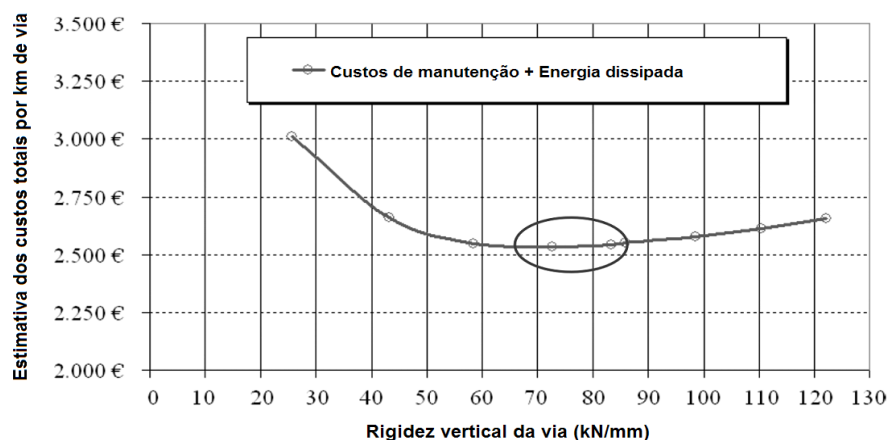


Fig. 4.5 – Relação entre os custos (manutenção e energia dissipada) e a rigidez vertical (López Pita *et al.*, 2004)

A partir da Figura 4.5, facilmente se percebe o porquê de evitar utilizar vias com muito pequena rigidez vertical. Este facto deve-se essencialmente às grandes deformações combinadas com grande dissipação de energia a que a via estará submetida a elevadas velocidades de circulação, logo, acarretará maiores custos de manutenção. Uma variação de rigidez para valores inferiores, ao intervalo óptimo, induz maiores custos por quilómetro de via do que quando comparada a uma mesma variação de rigidez para valores superiores ao intervalo óptimo.

A introdução de elementos resilientes na via balastrada tem sido prática corrente de modo a controlar a variação de rigidez da via. A colocação destes elementos, é geralmente feita, entre o carril e a travessa, possibilitando deste modo controlar os efeitos dinâmicos causados pela circulação dos comboios, reduzindo eficazmente a velocidade de vibração das partículas da camada de balastro.

Recorde-se que nas primeiras vias férreas alemãs de alta velocidade (Hannover – Würzburg e Mannheim – Estugarda) foram utilizadas palmilhas sob o carril com uma rigidez elevada (500 kN/mm). No entanto, para a via férrea entre Hannover e Berlim foi adoptado outro modelo de palmilhas mais flexível, com uma rigidez vertical de aproximadamente 60 kN/mm. Ainda nesta via, na vizinhança da cidade de Stendal, foram adoptadas palmilhas de elevada elasticidade, com rigidez vertical de 27 kN/mm.

De referir ainda que as vias férreas francesas convencionais apresentam uma rigidez vertical muito inferior quando comparada às utilizadas na Alemanha para o mesmo tipo de via. No que concerne às vias férreas de alta velocidade (Paris – Lyon), as palmilhas apresentam uma rigidez igual a 90 kN/mm. Em Espanha, na linha de alta velocidade entre Madrid e Sevilha, as palmilhas utilizadas apresentam uma rigidez elevada (entre 400 e 500 kN/mm), no entanto, na linha férrea entre Madrid e Barcelona já foram utilizadas palmilhas com uma rigidez muito inferior (100 kN/mm).

A partir das referências anteriores, podemos concluir que existe uma grande variedade de critérios adoptados pelas principais empresas ferroviárias europeias no que diz respeito à rigidez vertical das palmilhas instaladas nas suas linhas de alta velocidade (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Rigidez vertical de algumas vias férreas de alta velocidade (adaptado de Lopéz Pita et al., 2004)

Tipo de linha férrea		Rigidez Vertical (kN/mm)		
		Palmilhas	Balastro – Plataforma	Total
Linha convencional	França	150	46 – 107	35,2 – 62,4
	Alemanha	500	99,7	82,6
Linha de Alta Velocidade	Paris - Lyon	90	46 – 107	30,4 – 48,8
	Hannover - Würzburg	500	99,7	82,6
	Mannheim - Estugarda			
	Hannover- Berlim	60	99,7	37,3
	(Cidade de Stendal)	27	99,7	22,8
	Madrid - Sevilha	400 - 500		
	Madrid - Barcelona	100		

A adopção de um determinado valor de rigidez, nas palmilhas, irá ter uma influência considerável sobre a rigidez total da via férrea. Note-se que o inverso da rigidez vertical da via é igual à soma dos inversos dos coeficientes de reacção dos diferentes componentes

Por este motivo, em França, realizaram-se diversos estudos de modo a avaliar a influência da rigidez das palmilhas utilizadas em linhas convencionais e de alta velocidade (Tabela 4.1). Os valores mostram que a rigidez vertical do sistema balastro – plataforma toma valores entre 46 e 107 kN/mm, e uma maior elasticidade das palmilhas utilizadas nas linhas de alta velocidade acarretou um efeito favorável sobre o valor total da rigidez vertical (de acordo com López Pita *et al.*, cerca de 20 por cento menor do que nas linhas convencionais).

No caso da Alemanha, os valores de rigidez vertical para o sistema balastro – plataforma são obtidos a partir da multiplicação do coeficiente de balastro ($C=0,35 \text{ N/mm}^3$) pela área da base da travessa, obtendo-se os valores presentes na Tabela 4.1. Após realizar um estudo análogo ao realizado pelos franceses, foi possível obter a rigidez vertical total de 82.6 kN/mm para as vias convencionais (inclusive a linha de alta velocidade Hannover – Würzburg) e para a linha de alta velocidade Hannover- Berlim um valor de 37,3 kN/mm.

Facilmente se denota as grandes diferenças entre as rigidezes das palmilhas nas linhas francesas e alemãs, o que levam a variações significativas na rigidez global da via. Por este motivo, os autores López Pita *et al.* (2004) decidiram definir o valor desejável da rigidez vertical das palmilhas, para as vias de alta velocidade (Fig. 4.6).

Finalmente, de acordo com os estudos realizados pelos autores, considerando um valor de aproximadamente 98 kN/mm para a rigidez do sistema balastro-plataforma, e ainda que o valor desejado para a rigidez vertical da via rondará os 75 kN/mm (Fig 4.5), conclui-se que a rigidez das palmilhas deverá rondar os 30 a 50 kN/mm

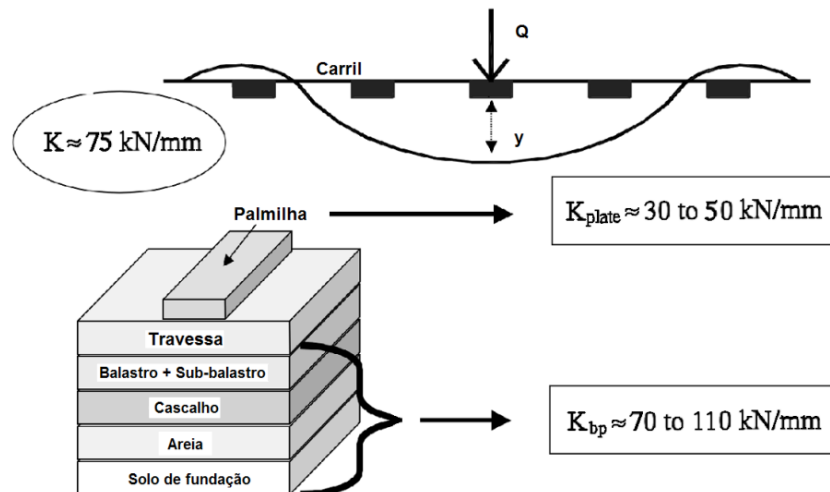


Fig. 4.6 – Rigidez óptima de uma via férrea de alta velocidade (López Pita *et al.*, 2004)

Dada a baixa rigidez óptima das palmilhas, interessa destacar o seu efeito benéfico na redução do nível de vibrações geradas no balastro, tal como já foi discutido tendo com base a Figura 4.1 b).

4.3. EFEITOS DINÂMICOS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO

Como já referido, a variação de rigidez vertical de uma via férrea irá fomentar a génese de sobrecargas dinâmicas e variações importantes na força de contacto roda-carril aquando da passagem do comboio. Estes efeitos contraproducentes serão tanto mais rigorosos quanto maior for a variação de rigidez entre o aterro e a obra de arte, bem como maiores velocidades de circulação e cargas por eixo.

Ao estudar os fenómenos dinâmicos, nas zonas de transição, diversos autores realizaram investigações com o propósito de entender as variáveis condicionantes e possibilitar encontrar soluções de modo a evitar as amplificações dos efeitos dinâmicos resultantes das variações de rigidez numa via férrea.

Salienta-se o trabalho desenvolvido por Calçada (1995), que procedeu à análise dos efeitos dinâmicos numa zona de transição, nomeadamente na ponte ferroviária da Riada, localizada na Linha do Norte. De modo a simular o complexo modelo de interacção entre comboio e a via férrea, o autor recorreu a um programa de elementos finitos.

Assim, para reproduzir adequadamente o comportamento do comboio e a sua interacção com a via férrea recorreu-se ao modelo de locomotiva, proposto por Keymuelen (1987), apresentado na Figura 4.7.

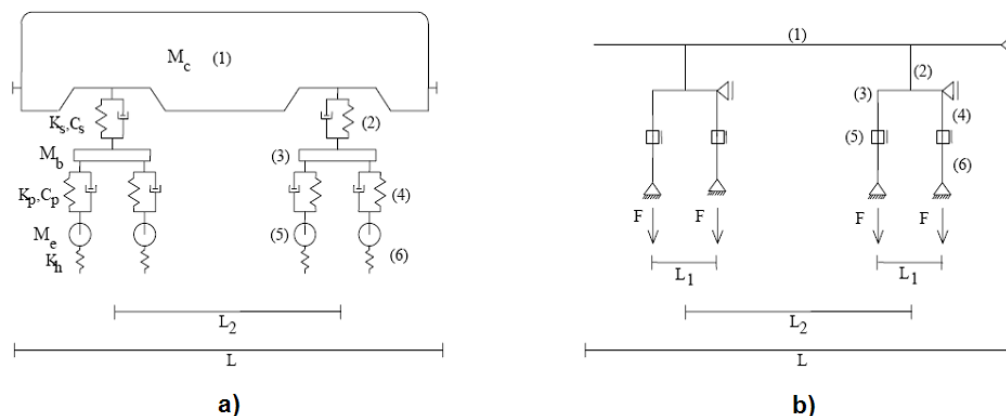


Fig. 4.7 – Locomotiva adoptada: a) modelo dinâmico; b) modelo recorrendo a elementos de barra (Calçada, 1995)

Note-se que o modelo de locomotiva é constituído por diversos elementos. Neste caso o corpo rígido de massa M_c (1) simula a caixa da locomotiva e as suspensões secundárias (2) são simuladas por conjuntos mola – amortecedor, de rigidez K_s e amortecimento C_s . Os bogies (3) são simulados através de corpos rígidos de massa conhecida e as suspensões primárias (4) são idênticas às suspensões secundárias (excepto os valores K_p e C_p). Quanto às rodas, são simuladas através de elementos de massa M_e e o contacto roda-carril por molas de rigidez K_h .

A zona de transição estudada é apresentada na Figura 4.8. Na mesma figura está presente os diversos elementos constituintes da via férrea em estudo.

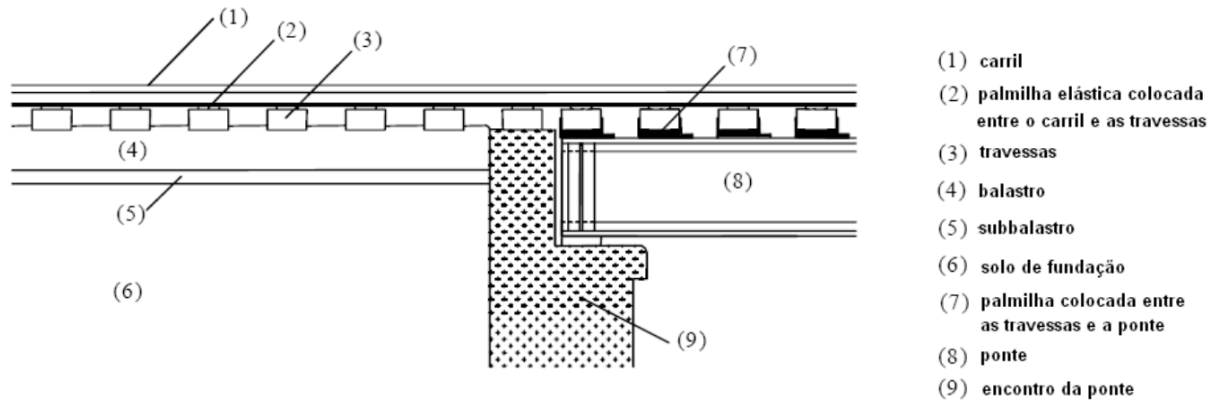


Fig. 4.8 – Perfil longitudinal da zona de transição, Ponte da Riada (Calçada, 1995)

Atente-se que na transição, sobre o encontro da ponte, não existem palmilhas elásticas colocadas entre a travessa e a estrutura, deste modo a travessa existente assenta directamente sobre o encontro da ponte. Em toda a secção existem palmilhas elásticas colocadas entre o carril e a travessa e ainda sob a ponte é colocado outro elemento elástico entre a travessa e a ponte.

Na Figura 4.9 a) é apresentado o modelo dinâmico correspondente à transição apresentada na Figura 4.8 e ainda na Figura 4.9 b) é apresentado o mesmo modelo com recurso a elementos de viga. Como podemos verificar, foi utilizado um elemento de viga contínua com rigidez à flexão $(EI)_c$ e massa m_c a simular o carril, quanto às palmilhas, foram utilizados molas de rigidez K_{ct} ou K_{tp} e amortecimento c_{ct} ou c_{tp} de modo a simular as palmilhas entre o carril e a travessa ou as palmilhas entre a travessa e a ponte, respectivamente. Nas travessas foram utilizados elementos de massa M_t e a ponte foi simulada como um elemento de viga contínua com rigidez à flexão $(EI)_p$, massa m_p e coeficiente de amortecimento ξ .

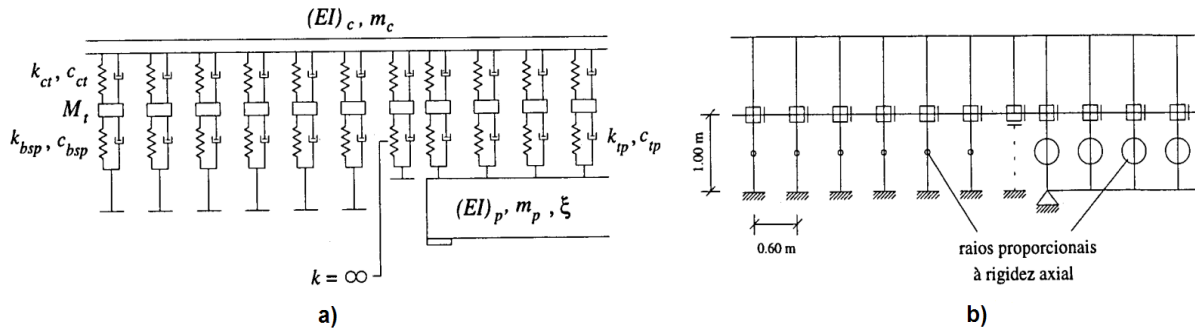


Fig. 4.9 – Zona de transição: a) modelo dinâmico; b) modelo adoptando elementos de viga (Calçada, 1995)

Verifica-se que foi utilizada uma rigidez infinita para a travessa assente directamente sob o encontro da ponte de modo a possibilitar simular a pequena deformabilidade que ocorre naquela região.

Além da transição do aterro para a ponte apresentada na Figura 4.9 b), Situação 1, procedeu-se à análise de mais duas situações. De salientar que a Situação 1 corresponde a uma transição cuja rigidez varia abruptamente. Na segunda situação, foi admitido uma rigidez constante e com um valor intermédio, esta rigidez foi aplicada aos elementos situados debaixo das quatro travessas que antecedem a ponte. Quanto à terceira situação, foi admitido uma variação de rigidez linear (Fig. 4.10).

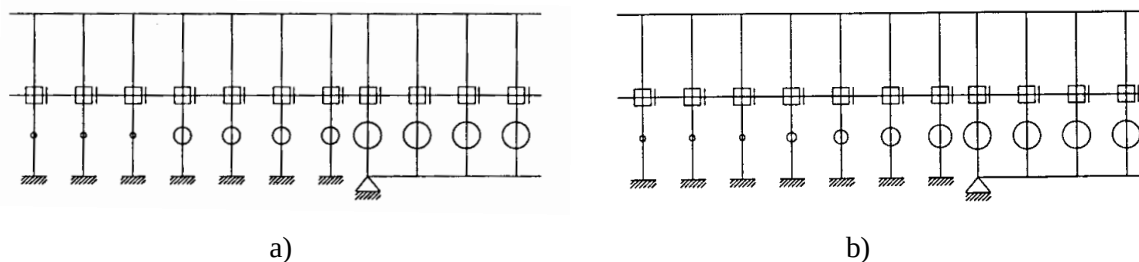


Fig. 4.10 – Análise da variação de rigidez na transição: a) com rigidez intermédia e constante; b) com variação de rigidez linear (Calçada, 1995)

Em ambas as situações, segunda e terceira, o autor procedeu à eliminação do apoio correspondente à travessa que assenta directamente sob o encontro da ponte.

A rigidez vertical da via férrea, na zona de transição, foi determinada por inversão do deslocamento do carril sob uma solicitação vertical unitária descendente. As três situações são apresentadas na Figura 4.11. Note-se que a posição zero corresponde ao extremo esquerdo do tabuleiro da ponte, pelo que, a posição -0.60 m corresponde à travessa assente directamente sob o encontro da ponte. A rigidez vertical em plena via é igual a $128,2 \times 10^6$ N/m.

Facilmente se denota a variação de rigidez abrupta na situação 1 enquanto nas restantes situações a sua variação de rigidez é mais suave. Como seria de esperar, na primeira situação a rigidez máxima ocorre sobre a travessa colocada directamente sobre o encontro da ponte e possui um valor de cerca de 9 vezes superior à rigidez obtida em plena via férrea (Calçada, 1995).

Quanto à segunda e terceira situação, a rigidez máxima ocorre sobre o apoio da ponte, com valores de rigidez igual a $511,4 \times 10^6$ N/m e $527,0 \times 10^6$ N/m respectivamente. Estes valores são aproximadamente 4 vezes superior à rigidez obtida em plena via férrea.

Na zona da ponte, verifica-se que ambas as situações possuem rigidezes semelhantes e tende a aproximar-se ao valor da rigidez em plena via férrea.

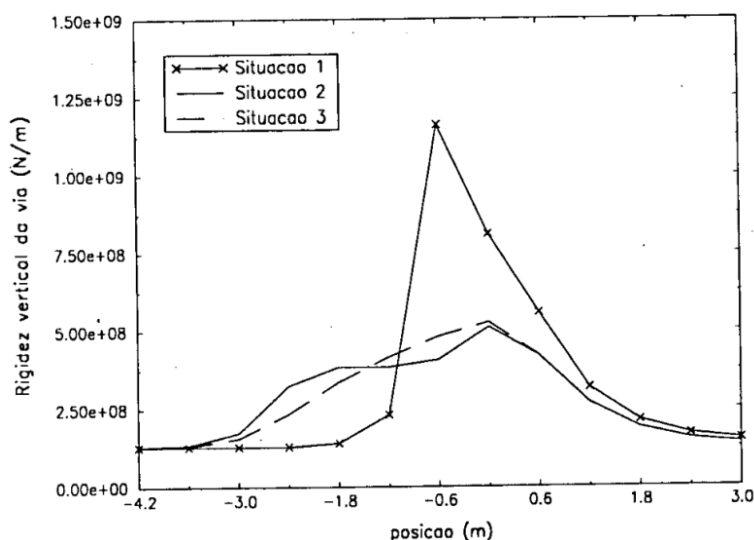


Fig. 4.11 – Rigidez vertical da via, na transição, para as situações em estudo (Calçada, 1995)

Numa fase posterior, o autor procedeu à análise da componente dinâmica da força de interacção, F_{dyn} , entre a primeira roda da locomotiva e o carril, para cada uma das situações descritas anteriormente e para as velocidades de circulação igual a 30 m/s, 70 m/s e 110 m/s. Os resultados obtidos são apresentados nas Figura 4.12 a 4.14, note-se que as linhas a tracejado correspondem aos limites do tabuleiro da ponte.

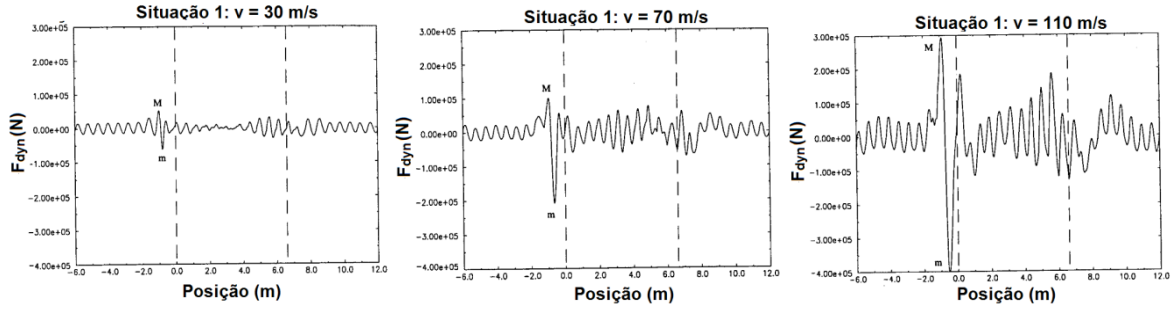


Fig. 4.12 – Componente dinâmica da força de interacção para a situação 1: $v = 30$ m/s, $v = 70$ m/s e $v = 110$ m/s respectivamente (Calçada, 1995)

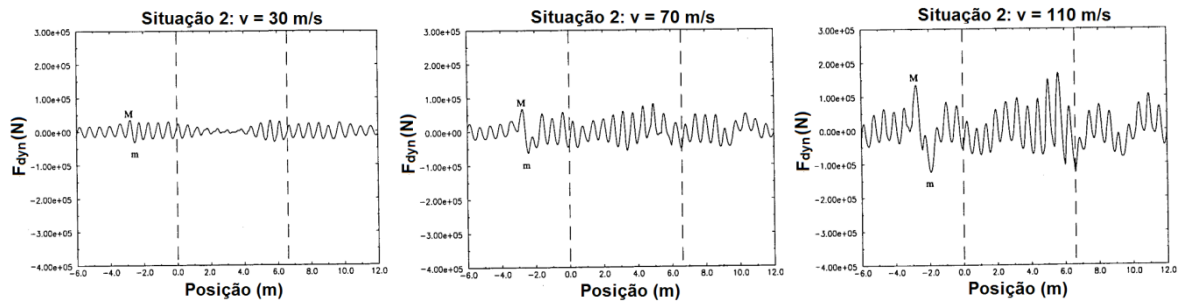


Fig. 4.13 – Componente dinâmica da força de interacção para a situação 2: $v = 30$ m/s, $v = 70$ m/s e $v = 110$ m/s respectivamente (Calçada, 1995)

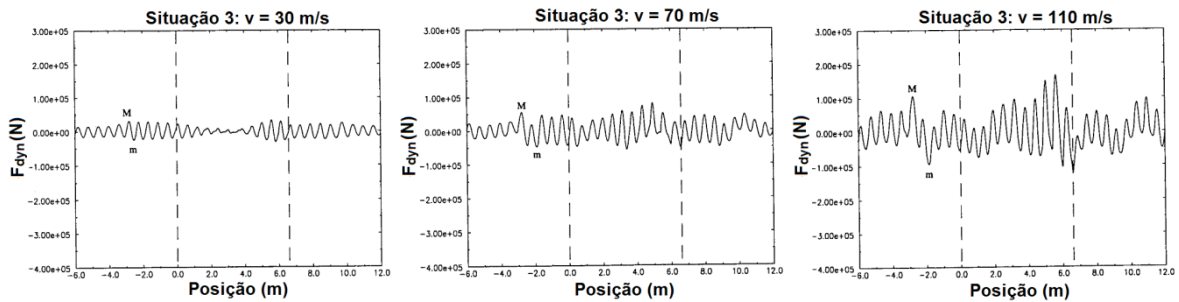


Fig. 4.14 – Componente dinâmica da força de interacção para a situação 3: $v = 30$ m/s, $v = 70$ m/s e $v = 110$ m/s respectivamente (Calçada, 1995)

Da análise das Figuras 4.12 a 4.14, facilmente se conclui que o aumento da velocidade de circulação irá incrementar as forças de interacção.

Saliente-se o facto de que na Situação 1, as componentes máximas da força de interacção dinâmica (M) ocorrem a cerca de um metro do limite do tabuleiro da ponte e a força de interacção atinge um mínimo (m) precisamente quando a roda passa sobre o encontro da ponte. Ainda é possível verificar que os valores máximos e mínimos registados na transição aterro para ponte são muito superiores aos registados entre a transição ponte e aterro.

Já na Situação 2 e 3, os máximos e mínimos da força de interacção ocorrem na transição aterro-ponte, a uma distância aproximada de 2,70 m do limite esquerdo do tabuleiro. Quanto aos valores das forças de interacção, estes são bem inferiores quando comparados à Situação 1.

Por último, Calçada (1995) finaliza o seu trabalho com a análise das amplificações dinâmicas, positivas e negativas, das forças de interacção na transição aterro-ponte. Desta forma, de modo a traduzir as amplificações dinâmicas, o autor procedeu, para cada uma das situações analisadas e para cada uma das velocidades de circulação, ao cômputo dos seguintes coeficientes:

$$\frac{F_{dyn,M}}{F_{sta}} \quad (4.7)$$

$$\frac{F_{dyn,m}}{F_{sta}} \quad (4.8)$$

em que $F_{dyn,M}$ e $F_{dyn,m}$ representam os valores máximo e mínimo das componentes dinâmicas da força de interacção entre a roda e o carril.

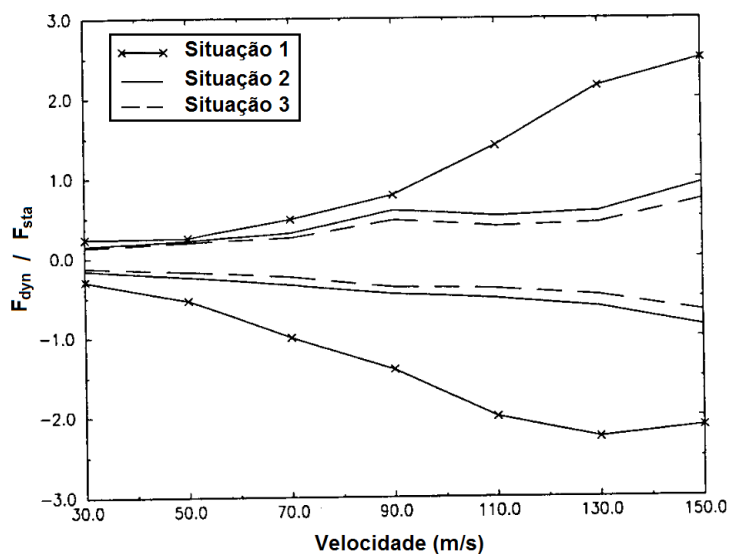


Fig. 4.15 – Amplificações dinâmicas máximas e mínimas da força de interacção (Calçada, 1995)

Após análise da Figura 4.15, verifica-se que a Situação 1 possui as amplificações dinâmicas, positivas e negativas, maiores enquanto as outras duas situações possuem valores muito próximos. Note-se que para ambas as situações, até velocidades da ordem dos 90 m/s, as amplificações dinâmicas máximas são muito próximas, verificando-se que a partir do limiar desta velocidade, para a Situação 1, dá-se um incremento muito significativo.

No que se refere às amplificações dinâmicas mínimas da força de interacção, a Situação 1 possui uma maior discrepância em relação às outras duas, enquanto as Situações 2 e 3 apresentam-se muito próximas.

A partir da mesma figura ainda é possível concluir que na Situação 1, para a velocidade de 70 m/s, verifica-se que a componente dinâmica da força de interacção anula a componente estática, isto é, — -1, tratando-se do limite de estabilidade do contacto entre a roda e o carril, pelo que a partir desta velocidade se verificará a perda de contacto. Quanto às outras duas situações, verifica-se que a perda de contacto não ocorre até ao limite de velocidade de 150 m/s.

Em suma, este trabalho fundamentou a necessidade de utilizar uma variação de rigidez da via, na transição, de modo a não se desenvolverem amplificações dinâmicas capazes de provocar a instabilidade do contacto roda-carril.

4.3.1. VARIAÇÃO DA FORÇA DE INTERACÇÃO RODA – CARRIL

As variações de rigidez da via férrea são propícias ao desenvolvimento de forças de interacção roda – carril. Contudo, como já foi discutido, existem outras fontes de desenvolvimento de forças de interacção, nestas englobam a incorporação de dispositivos na via (como por exemplo, juntas dilatação) ou mesmo devido aos assentamentos das travessas (travessas flutuantes).

A variação da força de interacção roda – carril dá origem à deterioração da via, tal como assentamentos diferenciais, como resultado da deformação permanente do balastro e infra-estrutura. Os assentamentos são causados pelas repetidas sobrecargas e a sua grandeza vai depender da qualidade e comportamento da via e também da fluência dos materiais.

É de salientar o trabalho desenvolvido por Dahlberg *et al.* (2006). Neste trabalho, os autores discutem como a zona de transição entre as duas partes da via, com rigidez diferente, podem ser concebidas de modo a reduzir a variação da força de interacção roda – carril, e por conseguinte minimizar a deterioração da via. Os métodos de dimensionamento, de modo a reduzir as forças de interacção, propostos pelos autores actuam ao nível da rigidez do balastro e do solo de fundação, e ainda recorrendo à utilização de palmilhas elásticas colocadas entre as travessas e o balastro (USP - Under Sleeper Pads).

Para o estudo, os autores utilizaram na sua simulação numérica uma roda, a circular à velocidade de 90 m/s, e metade de um eixo (100 kN), e um comprimento de via que abrange 45 travessas igualmente espaçadas de 0.60 m. O carril utilizado foi o UIC 60 e ainda sob ele existem palmilhas elásticas. Os estudos foram realizados para as transições entre zona rígida e zona flexível e vice-versa.

A primeira parte do estudo consistiu na optimização do balastro e solo de fundação. Este estudo foi realizado para uma transição de rigidez total da via de 45 kN/mm, numa extremidade ($E=30$ MPa, primeiras 15 travessas), para a outra extremidade com 90 kN/mm ($E=100$ MPa, últimas 15 travessas). Na zona de transição, onde se encontram as 15 travessas intermédias, foi adoptado 5 conjuntos de travessas com rigidez variável (cada conjunto com 3 travessas de igual rigidez) de modo a optimizar a respectiva rigidez.

A partir da Figura 4.16 é possível visualizar a rigidez ideal da zona de transição, para ambas os sentidos de circulação. Constata-se que na transição entre a zona rígida e a zona flexível, a variação de rigidez deve ser suave nos extremos enquanto na parte central poderá ser efectuada uma mudança de rigidez mais rápida (Fig. 4.16 a). No caso de efectuar a transição a partir da zona flexível, nota-se que a variação de rigidez poderá ser aproximadamente linear (Fig. 4.16 b).

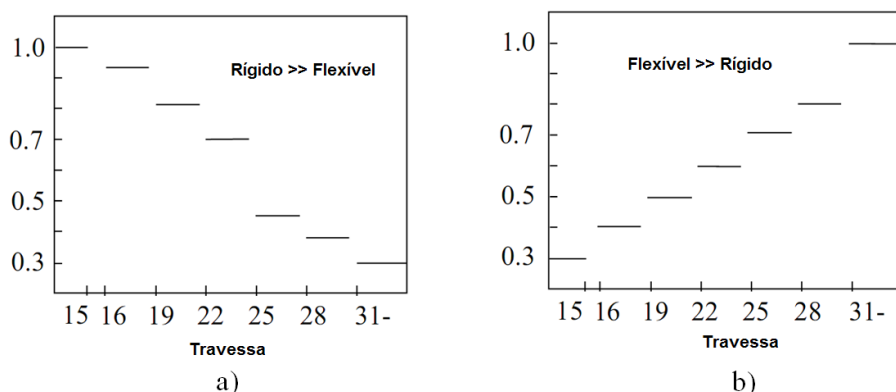


Fig. 4.16 – Optimização da rigidez do conjunto balastro – solo de fundação (adaptado de Dahlberg *et al.*, 2006)

A análise das forças de interacção roda – carril, para ambas os sentidos de circulação, é apresentada na Figura 4.16. Esta foi feita considerando três casos, o primeiro, sem efectuar a optimização da rigidez, o segundo para o caso em que já se procedeu à optimização e, o último caso, adoptando uma transição cuja rigidez tem uma variação linear (para a situação em que se procede à transição da zona rígida para a zona flexível). A análise da transição entre a zona flexível e a zona rígida foi idêntica à anterior, diferindo apenas no terceiro caso, pois foi adoptada a solução optimizada para o caso em se procede à transição da zona rígida para a zona flexível (“Curva de transição S”).

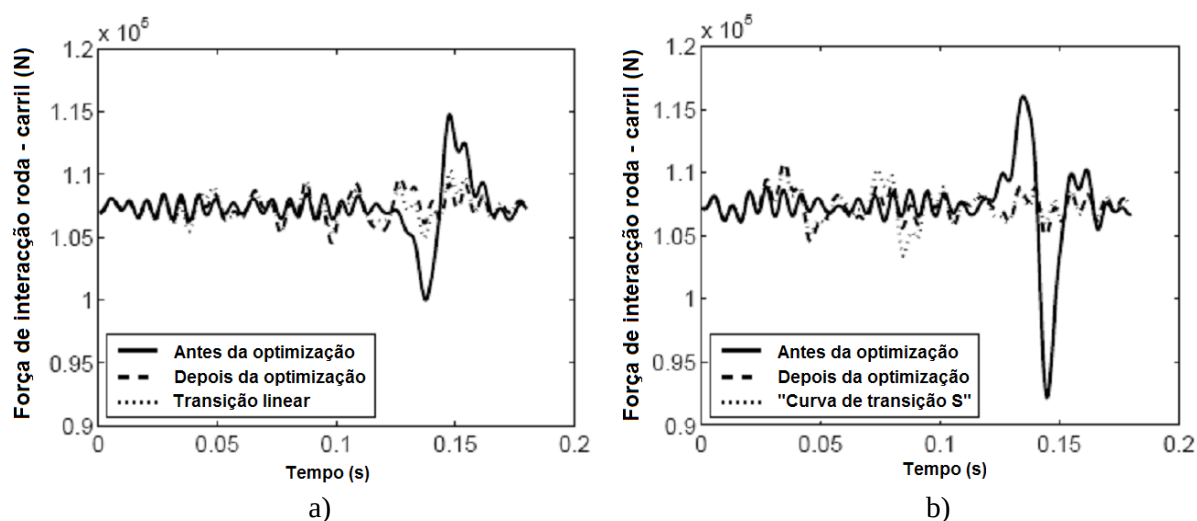


Fig. 4.17 – Forças de interacção roda – carril antes e depois da optimização: a) Transição da zona rígida para flexível; b) Transição da zona flexível para rígida (adaptado de Dahlberg *et al.*, 2006)

A partir da Figura 4.17, verifica-se que a grande amplitude da força de interacção roda – carril ocorre quando não há uma zona de transição, e quando existe optimização, apenas pequenas variações da força de interacção roda – carril ocorrem.

A segunda parte do estudo consistiu na optimização da rigidez das palmilhas colocadas sob as travessas. Para este estudo, foi considerada uma via com um comprimento que abrange 30 travessas. Ao longo das primeiras 10 travessas, encontra-se a zona flexível ($E=30$ MPa) e a via não possui palmilhas sob as travessas e as restantes 20 travessas estão localizadas numa zona rígida

($E=100$ MPa). Apenas as 10 travessas centrais possuem palmilhas sob as travessas com uma espessura igual a 20 mm.

Para reduzir o número de variáveis de optimização, os autores consideraram na análise grupos de duas palmilhas com a mesma rigidez, de modo a obter cinco variáveis de optimização. O módulo de distorção das palmilhas foi considerado como parâmetro de optimização, e possuía como limite inferior $G=10$ MPa. O critério de optimização aplicado foi a minimização da variação das forças de interacção roda – carril. Os valores óptimos do módulo de distorção das palmilhas são apresentados na Figura 4.18.

Da análise da Figura 4.18 a), conclui-se que as duas primeiras palmilhas (na zona rígida) devem ter uma rigidez muito pequena, enquanto as restantes possuem elevada rigidez. Nota-se que entre a 3ª e a 8ª palmilhas, estas possuem uma rigidez ligeiramente inferior quando comparada às últimas duas palmilhas.

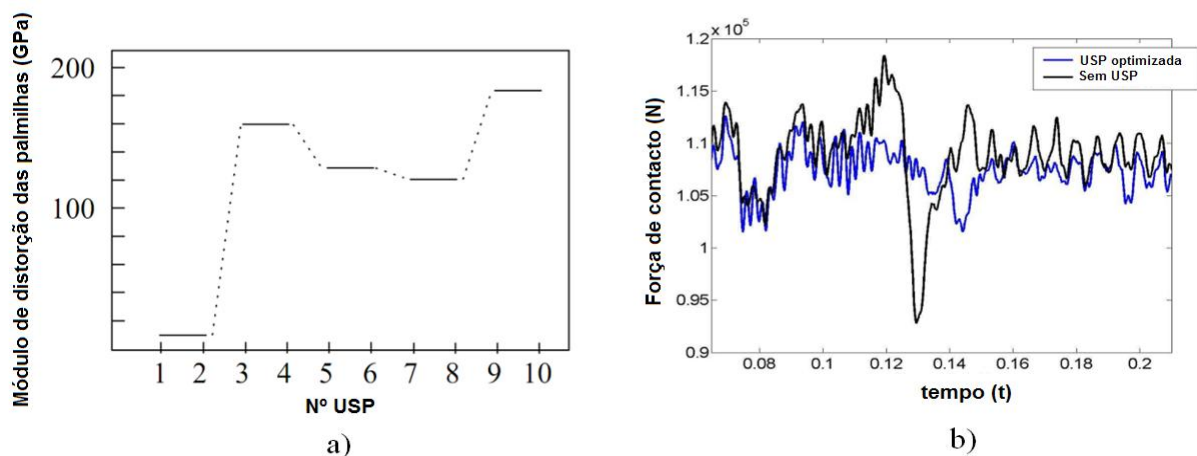


Fig. 4.18 – a) Optimização da rigidez das palmilhas sob as travessas; b) Força de interacção para a solução optimizada e para a solução sem palmilhas sob as travessas (adaptado de Dahlberg *et al.*, 2006)

Na Figura 4.18 b) são apresentadas as forças de interacção entre a roda e o carril. Podemos verificar que no caso de adopção de palmilhas com rigidez óptima obtém-se bons resultados, isto é, existe uma variação pequena nas forças de interacção. Já o contrário ocorre, se não existirem palmilhas sob as travessas, constata-se que existem grandes irregularidades, principalmente quando se dá a transição no instante $t = 0,12$ s, na qual se dá a mudança de rigidez na via, de flexível para rígida.

Assim, conclui-se que a adopção de palmilhas elásticas sob as travessas contribui eficazmente para o controlo dos efeitos dinâmicos, pois na presença destas palmilhas, as variações nas forças de interacção são muito pequenas.

De modo a finalizar este subcapítulo será ainda apresentado o trabalho desenvolvido por Alves Ribeiro *et al.* (2008b). Este trabalho, teve como objectivo o estudo dos efeitos dinâmicos em zonas propícias a variações bruscas da rigidez vertical da via, motivadas pela fundação desta sobre solos com módulos de deformabilidade distintos.

A modelação do sistema solo-via-comboio foi efectuada no programa comercial ANSYS® e a interacção dinâmica entre a via e o comboio foi realizada através da adopção de um algoritmo de análise não linear de contacto existente no programa referido.

As análises dinâmicas foram realizadas para diversos cenários de variação de rigidez da via, estes diferem uns dos outros na razão dos módulos de deformabilidade dos solos de fundação (E_2/E_1).

Foram realizadas análises para as razões E_2/E_1 iguais a 5, 10 e 20 considerando a circulação do comboio ICE2 para as velocidades de 300 e 350 km/h (Fig. 4.19).

Nas Figuras 4.20 e 4.21 são apresentados os resultados obtidos para a força de interação dinâmica roda-carril (primeiro e segundo eixos) para os três cenários de variação de rigidez.

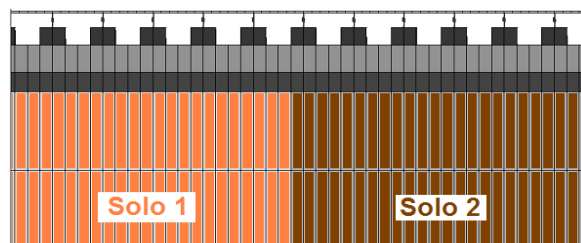


Fig. 4.19 – Pormenor do modelo plano na zona de transição (adaptado de Alves Ribeiro *et al.*, 2008)

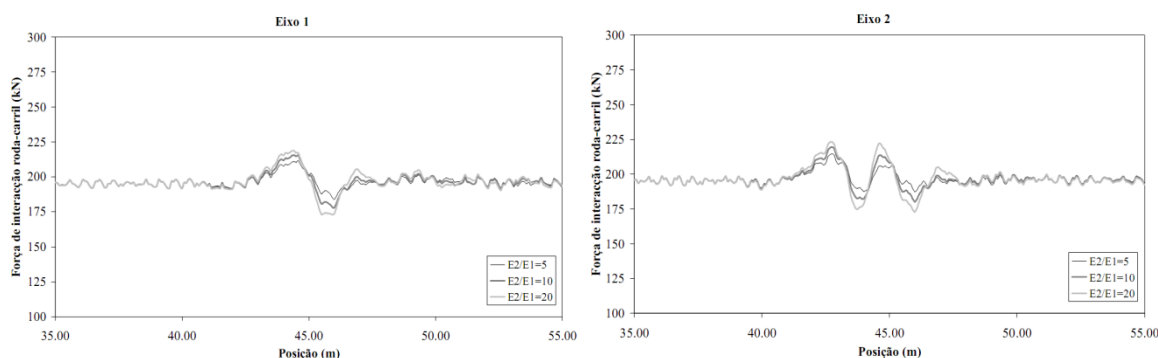


Fig. 4.20 – Força de interação roda-carril para os 1º e 2º eixos do comboio ICE2, circulando à velocidade de 300 km/h (Alves Ribeiro *et al.*, 2008)

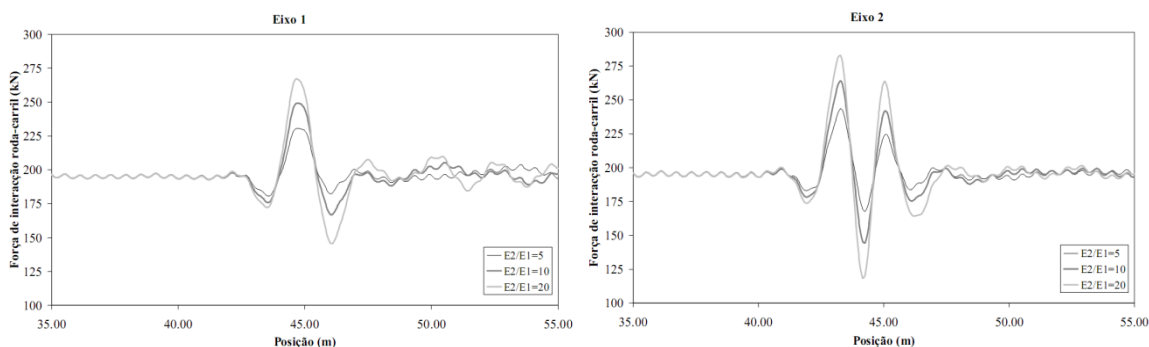


Fig. 4.21 – Força de interação roda-carril para os 1º e 2º eixos do comboio ICE2, circulando à velocidade de 350 km/h (Alves Ribeiro *et al.*, 2008)

A partir da observação das figuras conclui-se que o aumento da razão dos módulos de deformabilidade dos solos de fundação provoca um aumento significativo das variações da força de interação roda-carril. Esta mesma conclusão pode ser retirada quando comparamos em termos de velocidade de circulação. Note-se que as variações da força de interação tendem a ser maiores para o segundo eixo.

4.4. ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO

A experiência adquirida, ao longo do tempo, com as vias férreas balastradas tradicionais permitiu alertar para a relação directa entre os assentamentos de uma via e a sua perda de qualidade geométrica, e por sua vez as necessidades de manutenção. Note-se que em diversas investigações ficou bem patente que a variação de rigidez ao longo da via é um factor preponderante para a aceleração da deterioração da sua geometria.

Selig e Waters (1994) concluíram que mesmo em condições óptimas de uma fundação (como no caso das linhas de alta velocidade) os assentamentos experimentados pela camada de balastro representam geralmente cerca de 50% a 70% dos assentamentos totais. Assim, de acordo com a lei experimental, o assentamento total numa via pode ser dado por:

(4.9)

em que S_b representa o assentamento na camada de balastro (mm), S_{sb} o assentamento na camada de sub-balastro. Tendo em conta que:

(4.10)

(4.11)

(4.12)

onde h_b e h_{sb} representam a espessura das camadas de balastro e sub-balastro, respectivamente, e T o tráfego acumulado.

Como podemos verificar, nas equações (4.10) e (4.11), o assentamento nas camadas de balastro e de sub-balastro é directamente proporcional à espessura da respectiva camada, conclui-se então que o aumento da espessura destas camadas conduzirá a um aumento dos assentamentos totais.

No entanto, Teixeira (2006) refere que este raciocínio aplica-se principalmente no período de vida inicial da via, pois após este período e na presença de uma via de boa qualidade, o assentamento irá concentrar-se essencialmente na superfície do balastro.

De acordo com Li e Davis (2005), os assentamentos que ocorrem nas transições, especialmente as transições entre aterro e ponte, podem ser atribuídos aos seguintes factores:

- Uma variação abrupta de rigidez vertical numa via causa uma perturbação nas forças de interacção roda-carril, devido à alteração de elevação, provocada pela deformação da via durante a passagem do comboio. Esta deformação irá provocar uma aceleração vertical no comboio, pelo que gera um aumento das cargas dinâmicas. Este mecanismo poderá auto-perpetuar à medida que os assentamentos diferenciais aumentam com consequente aumento das sobrecargas dinâmicas;
- Mesmo quando os efeitos dinâmicos são pequenos, a via balastrada no lado do aterro irá sofrer maiores assentamentos do que a via balastrada sobre a estrutura, deste modo, forma-se um assentamento diferencial à superfície na transição (“dip”). Este fenómeno

será tanto mais relevante quanto melhor for a qualidade da fundação do encontro da ponte. Assim, quando estamos perante uma fundação profunda (por exemplo, com estacas), o assentamento do encontro será praticamente desprezável;

- Os assentamentos na via, do lado do aterro, podem ser altamente variáveis devido a problemas geotécnicos que podem afectar o bom comportamento da fundação, tais como, a existência de solos de baixa resistência sob a fundação, compactação inadequada, má drenagem e erosão.

De modo a estudar os assentamentos nas transições, Li e Davis (2005), procederam à medição em campo dos assentamentos para quatro estruturas de transição distintas, sendo estas:

- Transição composta por uma camada de betuminoso compactado (HMA), espessura de 20 cm e extensão de 30 m;
- Transição com cunha estabilizada com cimento, altura de 2,0 m, comprimento igual a 3,0 m e uma inclinação de 2:1;
- Transição tradicional, com uma camada de 0,50 m de balastro e sub-balastro sobre o solo de fundação compactado;
- Transição composta por uma camada de reforço com Geocell sob o balastro, espessura de 0,20 m e extensão de 30 m.

Na Figura 4.22 é apresentada uma comparação de resultados das medições obtidas para o assentamento médio de quatro zonas distintas. A partir da análise da figura conclui-se que as vias nas zonas de transição estão sujeitas a sofrer maiores assentamentos médios do que as vias sobre as pontes e as vias fora da influência das transições. De referir ainda que o assentamento sobre a ponte é cerca de um terço do assentamento verificado nas zonas de transição.

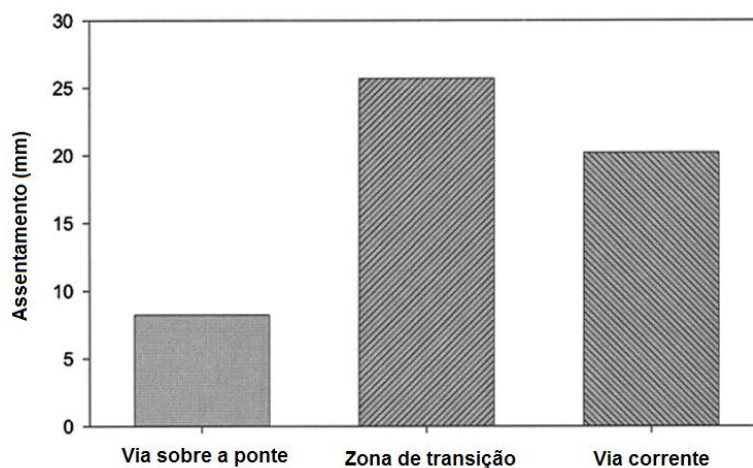


Fig. 4.22 – Assentamentos médios nas diferentes zonas da via (Li *et al.*, 2005)

Na Figura 4.23 é possível verificar o assentamento obtido nas quatro zonas estudadas. Note-se que os assentamentos sobre a ponte não são apresentados, correspondendo apenas às zonas de transição.

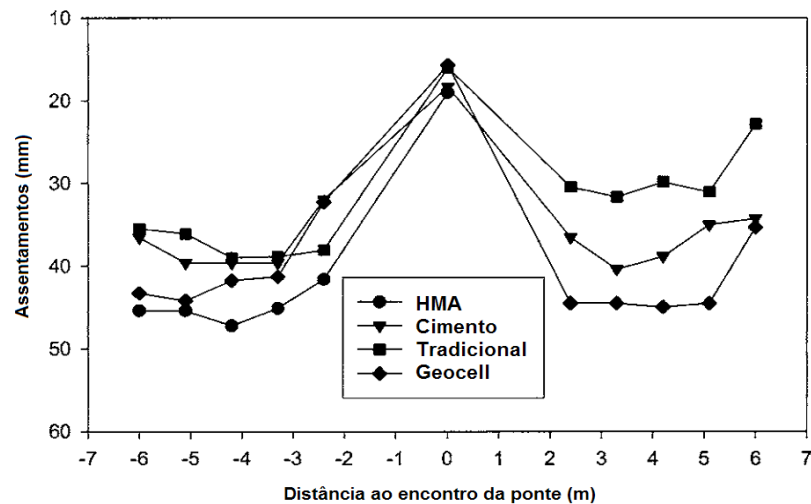


Fig. 4.23 – Assentamentos obtidos nas zonas de transição analisadas (Li *et al.*, 2005)

Facilmente se percebe que adoção de qualquer uma das soluções não conduziu a melhoramentos significativos no comportamento da via, quando comparados à solução tradicional. Assim, os autores concluíram que a degradação maioritária da geometria da via foi obtida por assentamentos nas camadas de balastro e sub-balastro e não por assentamentos no solo de fundação.

De modo a avaliar a influência da rigidez dos solos de fundação, Alves Ribeiro *et al.*, (2009) procederam à análise dinâmica do sistema de comboio-via-solo, para o caso da passagem de um comboio ICE2, através de uma transição repentina de rigidez, induzida nas razões de rigidez dos módulos de deformabilidade dos solos de fundação igual a 5, 10 e 20. Para o desenvolvimento do modelo, os autores utilizaram o programa LS-DYNA.

Na Figura 4.24 é apresentado o deslocamento experimentado pela primeira roda do bogie, para a passagem do comboio a 300 km/h, considerando os três cenários para a transição de rigidez.

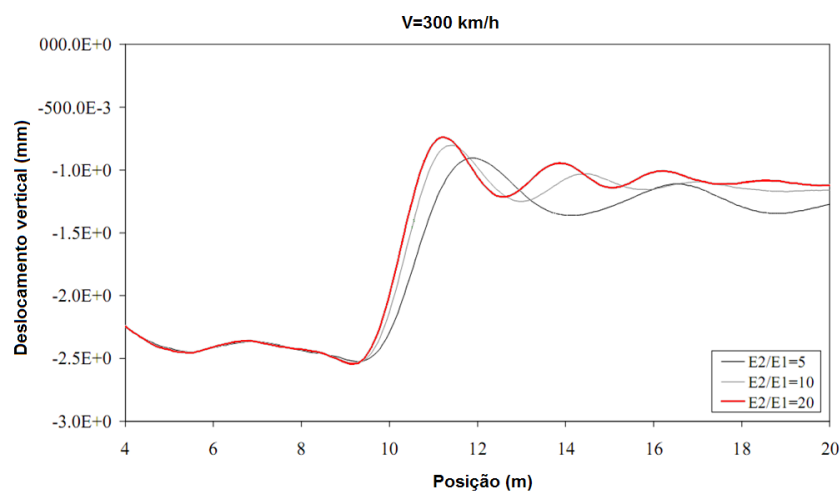


Fig. 4.24 – Assentamentos para a primeira roda do comboio (Alves Ribeiro *et al.*, 2009)

Da análise da Figura 4.24, importa referir que a variação da rigidez da fundação, segundo este modelo, tem pouca influência nos deslocamentos.

5

ANÁLISE DINÂMICA E MODELAÇÃO DAS SOLUÇÕES DE TRANSIÇÃO ATERRO-ESTRUTURA

5.1. INTRODUÇÃO

Ao longo de uma via férrea é frequente existirem variações de rigidez vertical, especialmente em transições entre aterro e obras de arte, pelo que a passagem dos comboios induzirá efeitos de natureza dinâmica que poderão assumir valores significativos, particularmente em vias férreas de alta velocidade.

De modo a ser possível realizar uma análise o mais realista do comportamento dinâmico de uma transição entre aterro e a ponte, será necessário considerar o comportamento do comboio, da via e a interacção entre ambos. Assim, para este estudo é necessário envolver as características dinâmicas do comboio e a respectiva interacção entre ambos, cujos princípios fundamentais são apresentados ao longo do desenvolvimento deste capítulo.

Neste trabalho, a análise dinâmica do sistema de comboio-via-solo é efectuada para o caso da passagem de um comboio ICE2 (Inter City Express), utilizando-se para o efeito um modelo de elementos finitos 2D desenvolvido no programa comercial ANSYS®. A interacção dinâmica entre a via e o comboio foi considerada através de um algoritmo de análise não linear de contacto disponível neste programa.

5.2. ANÁLISE DINÂMICA

Como já referido, para a análise dinâmica será utilizada a metodologia que recorre à modelação da interacção da via com o comboio. Embora este tipo de análise apresente uma tradução dos fenómenos mais credível, o seu grau de complexidade é grande, pelo que é necessário uma criteriosa selecção dos parâmetros a envolver. No entanto, torna-se vantajosa quando se pretende uma análise do comportamento do conjunto formado pela via e pelo próprio veículo, pelo que possibilita a obtenção directa de parâmetros tais como as forças de interacção roda-carril e a aceleração vertical.

5.2.1. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

A análise dinâmica com interacção entre comboio e via considera que estes dois sistemas são modelados como duas estruturas independentes. O cálculo de ambas as estruturas é iterativo e é efectuado em simultâneo ao longo do tempo.

A equação de equilíbrio dinâmico traduz o equilíbrio das forças em cada ponto e em cada instante de tempo, e o equilíbrio é conseguido através da seguinte equação:

(5.1)

em que $f(t)$ são as forças exteriores, $f_i(t)$ as forças de inércia, $f_c(t)$ as forças de amortecimento e $f_e(t)$ as forças elásticas. As forças de inércia são dadas por $M \ddot{u}$ em que M é a matriz de massa e $\ddot{u}$ é o vector das acelerações. As forças de amortecimento são dadas por $C \dot{u}$ e C é a matriz de amortecimento e $\dot{u}$ é o vector das velocidades. As forças elásticas são dadas pelo produto entre a matriz de rigidez da estrutura (K) e o vector deslocamento (u). Assim, a equação de equilíbrio definida em (5.1) pode ser reescrita:

(5.2)

As matrizes de massa, M , e de rigidez, K , são obtidas a partir do espalhamento dos coeficientes das matrizes dos vários elementos utilizados para a sua discretização.

A matriz de amortecimento adoptada neste trabalho foi a matriz de Rayleigh. Esta é definida como uma combinação linear das matrizes de massa e de rigidez:

(5.3)

em que α e β são as constantes de amortecimento de Rayleigh e o seguinte sistema de equações possibilita determinar estas constantes:

$$\begin{matrix} & \text{---} \\ & - \\ & \text{---} \end{matrix} \quad (5.4)$$

em que ω_m e ω_n são as frequências naturais no m -ésimo e n -ésimo modos de vibração, respectivamente e, α_m e α_n são os coeficientes de amortecimento correspondentes. Assim, α e β são dados por:

$$\alpha = \frac{\omega_m^2 \alpha_n - \omega_n^2 \alpha_m}{\omega_m^2 - \omega_n^2} \quad \beta = \frac{\omega_m^2 \omega_n^2 (\alpha_n - \alpha_m)}{\omega_m^2 - \omega_n^2} \quad (5.5)$$

De acordo com a equação (5.4) verifica-se que a relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência é traduzida pela curva (1) apresentada na Figura 5.1. Note-se que quando a matriz de

amortecimento é proporcional à massa, isto é, verifica-se que o coeficiente de amortecimento será inversamente proporcional à frequência (f), e é dado por:

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (5.6)$$

assim, neste caso estamos perante a curva (2), da Figura 5.1. Quando a matriz de amortecimento é proporcional à rigidez, o coeficiente de amortecimento é proporcional à frequência (curva (3) da Figura 5.1):

$$\xi = \frac{c}{2k} \omega_n \quad (5.7)$$

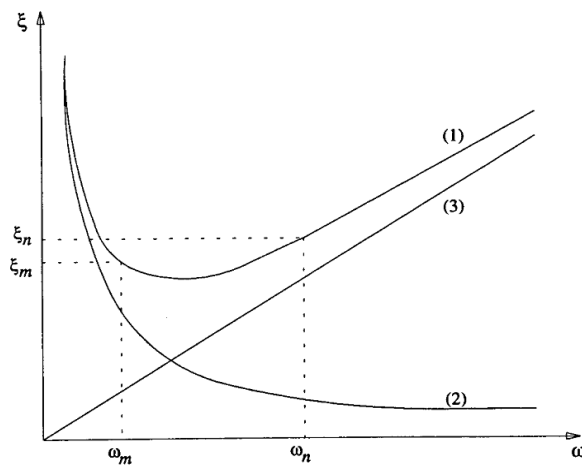


Fig. 5.1 – Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência natural para o amortecimento de Rayleigh (Calçada, 1995)

5.3. MODELAÇÃO DINÂMICA DO SISTEMA SOLO-VIA-COMBOIO

O estudo do comportamento dinâmico de uma via férrea requer a adopção de uma metodologia de análise que possibilite uma adequada interacção dos componentes veículo, superestrutura e fundação da via. Assim, para a interacção do comboio com a via será necessário a utilização de veículos capazes de reproduzir adequadamente o comportamento dinâmico.

5.3.1. MODELAÇÃO DO COMBOIO

Nas análises dinâmicas realizadas foi utilizado uma locomotiva do comboio ICE2, com uma carga de 195 kN por eixo. Pois diversos estudos realizados mostraram que pelo menos uma locomotiva deverá ser modelada de modo a possibilitar avaliar com precisão as forças de interacção entre a roda e o carril. E, quando se pretende uma avaliação do conforto dos passageiros, é também necessário modelar a caixa da locomotiva (Alves Ribeiro *et al.*, 2008b).

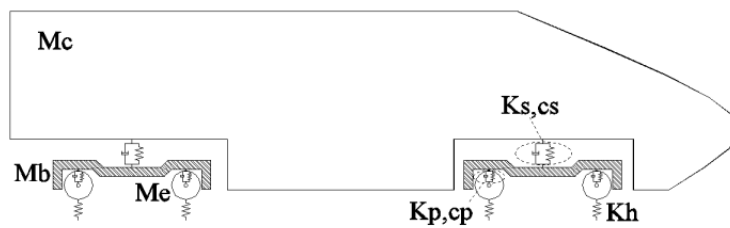


Fig. 5.2 – Modelo dinâmico da locomotiva do comboio ICE2 (Alves Ribeiro *et al.*, 2008b)

Na Figura 5.2 é representado o modelo dinâmico utilizado, este é constituído pelos seguintes elementos (Alves Ribeiro *et al.*, 2008b):

- Corpo rígido de massa M_C , a simular a caixa da locomotiva;
- Molas de rigidez K_S e amortecedores C_S a simular as suspensões secundárias;
- Corpos rígidos de massa M_b a simular os bogies;
- Molas de rigidez K_p e amortecedores C_p a simular as suspensões primárias;
- Massas M_e a simular os eixos e as rodas;
- Molas de rigidez K_h a simular a ligação roda-carril.

O modelo utilizado no programa ANSYS® é apresentado na Figura 5.3. Para a modelação dos elementos da caixa e bogies da locomotiva foram utilizados elementos de viga (BEAM3) com elevada rigidez à flexão e massa uniformemente distribuída. As suspensões, primárias e secundárias, e ainda a ligação roda carril foram simuladas recorrendo a elementos mola-amortecedor (COMBIN14). A massa dos sistemas eixo-rodas foi considerada através de massas concentradas nos respectivos nós (MASS21).

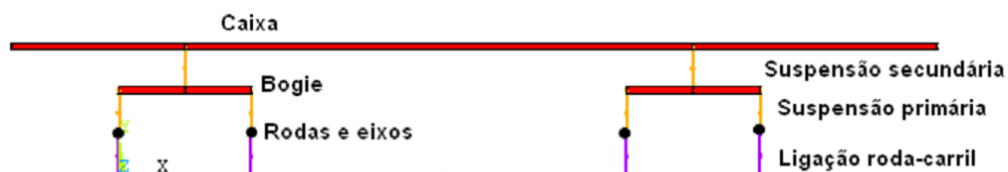


Fig. 5.3 – Modelo dinâmico da locomotiva ICE2 no programa ANSYS® (adaptado de Alves Ribeiro *et al.*, 2008b)

A geometria da locomotiva ICE2 é caracterizada pelas seguintes dimensões:

- Distância entre eixos, do mesmo bogie, igual a 3,0 m;
- Distância entre suspensões secundárias igual a 11,5 m;
- Comprimento total da caixa igual a 20,9 m.

As características adoptadas para o modelo da locomotiva ICE2, utilizados no programa ANSYS®, estão representados na Tabela 5.1. Estes valores foram obtidos a partir de Alves Ribeiro *et al.* (2008a).

Tabela 5.1 – Características utilizadas no modelo da locomotiva ICE2 (adaptado de Alves Ribeiro *et al.*, 2008a)

Elementos	Características		Utilizado no ANSYS®	
Massa	M _b	5600 kg	BEAM3	
	M _c	60,768 kg		
	M _e	2003 kg	MASS21	
Suspensões	Primária	C _p	1,08 x 10 ⁵ N.s/m	COMBIN14
		K _p	4,80 x 10 ⁶ N/m	
	Secundária	C _s	1,52 x 10 ⁵ N.s/m	COMBIN14
		K _s	1,76 x 10 ⁶ N/m	
Contacto roda-carril	K _h	1,94 x 10 ⁹ N/m	COMBIN14	

5.3.1.1. Interação entre roda e carril

A determinação da rigidez elástica do contacto entre a roda e o carril, K_h , foi determinada atendendo à teoria de Hertz (Calçada, 1995; Esveld, 2001). Segundo esta teoria, a área de contacto entre dois corpos elásticos, como roda e a cabeça do carril, é geralmente elipsoidal e a distribuição das tensões de contacto é do tipo semi-elíptica (Fig. 5.4).

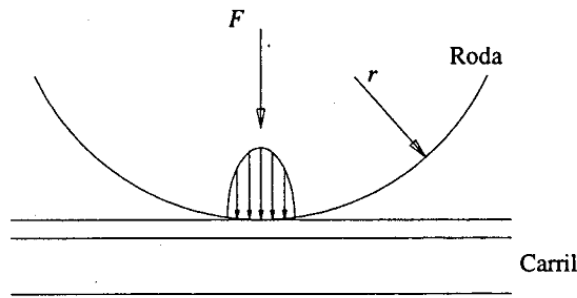


Fig. 5.4 – Distribuição das tensões de contacto entre a roda e o carril de acordo com a teoria de Hertz (Calçada, 1995)

A força de interação roda-carril, F , pode ser obtida a partir da relação:

$$(5.9)$$

em que y representa a deformação da zona de contacto e c_h é uma constante para ter em conta o raio da roda e o seu estado de uso. A determinação da rigidez elástica do contacto entre a roda e o carril, k_h , para cada nível de deformação é definida através da primeira derivada de F em ordem a y :

$$(5.10)$$

Combinando a expressão (5.9) com a expressão (5.10) obtém-se a expressão que permite determinar a rigidez elástica do contacto roda-carril:

$$- \quad (5.11)$$

Assim, o valor de k_h apresentado na Tabela 5.1 foi determinado a partir da equação (5.11), considerando F como sendo a força estática por eixo da locomotiva, neste caso com 195 kN. Quanto ao valor de c_h , foi considerado que estamos perante rodas novas, logo c_h igual a $10,5 \times 10^{10} \text{ N.m}^{-3/2}$ (Calçada, 1995). Nestas condições, a rigidez elástica do contacto entre a roda e o carril é igual a $1,94 \times 10^9 \text{ N/m}$.

Quanto à modelação da interacção entre o comboio e a via no programa ANSYS®, esta foi realizada através da utilização de um algoritmo de contacto disponível no programa (ver Figura 5.5). Neste trabalho foi considerado um contacto do tipo ponto-linha. Assim, os elementos de viga que modelam os carris foram definidos como linhas alvo (TARGE169) e as rodas do comboio como pontos que estabelecem o contacto (CONTA175). A validação da modelação da interacção dinâmica via-comboio com base neste algoritmo de contacto pode ser encontrada em Alves Ribeiro *et al.* (2008a). Como estamos perante uma análise não linear, devido à consideração do contacto entre sistemas, foi adoptado o método iterativo de Newton – Raphson.

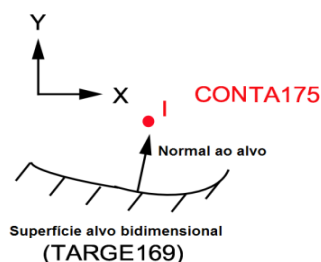


Fig. 5.5 – Esquema de funcionamento dos elementos de contacto (ANSYS, 2005)

5.3.2. MODELAÇÃO DA VIA

O modelo de referência da via utilizado possui um desenvolvimento igual a 89,6 m e é simétrico. No centro do modelo está localizada uma passagem inferior ($L_{v\grave{a}o} = 5,10 \text{ m}$). Assim, existem duas transições que ocorrem antes e após a obra de arte. Foi adoptado como referência a solução de transição gradual de rigidez utilizada pela ADIF, em Espanha (Capítulo 3).

Neste trabalho foi analisada uma linha férrea completa, isto é, dois carris UIC 60, por sua vez estes foram simulados como uma viga contínua discretizada em elementos de viga (BEAM3) com 0,10 m de comprimento e rigidez à flexão $(EI)_C$. Cada palmilha foi simulada a partir da utilização de elementos mola-amortecedor (COMBIN14) com valores de referência para a rigidez igual a $100 \times 10^6 \text{ N/m}$ (Pita e Teixeira, 2003) e amortecimento igual a 30 kN.s/m. As travessas utilizadas são do tipo monobloco de betão armado pré-esforçado, igualmente espaçadas de 0,60 m, com uma massa volúmica igual a 2203 kg/m^3 (foram utilizadas travessas com uma secção transversal trapezoidal, desenvolvimento igual a 2,60 m e uma massa igual a 315 kg). A base da travessa, com largura igual a 0,30 m, foi dividida em 2 elementos de 0,15 m de desenvolvimento, condicionando a discretização das camadas subjacentes.

Quanto às características do balastro e sub-balastro, foram adoptados módulos de deformabilidade iguais a 130 MPa em ambas as camadas e uma massa volúmica igual a 1529 kg/m^3 e 2090 kg/m^3 ,

respectivamente. De acordo com as recomendações ADIF, foi adoptado uma espessura para a camada de balastro igual a 0,35 m e 0,30 m para a camada de sub-balastro. Foram considerados elementos com largura igual a 0,15 m e altura igual a metade da espessura, da respectiva camada. No que concerne à camada de forma, foi adoptada para a camada uma altura igual a 0,40 m, a sua discretização foi idêntica às duas camadas sobrejacentes e o módulo de deformabilidade utilizado nesta camada foi igual a 90 MPa.

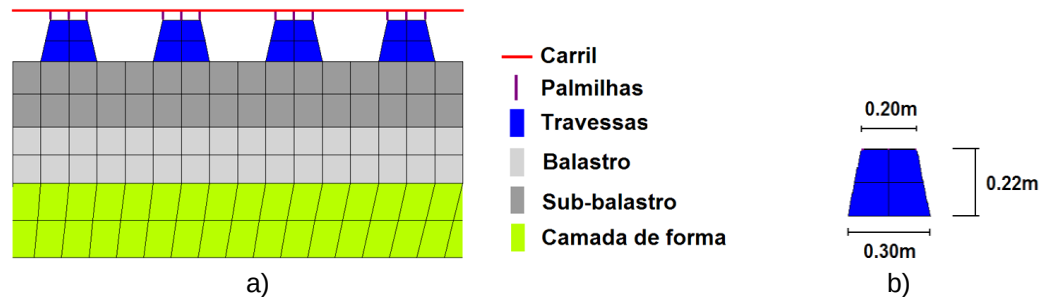


Fig. 5.6 – Pormenor da modelação da via: a) Carril, palmilhas e camadas de balastro, sub-balastro e de forma; b) Dimensões transversais adoptadas para as travessas

Na Figura 5.6 é apresentado um pormenor da modelação dos elementos carril, palmilhas, travessas, balastro, sub-balastro e camada de forma. Ainda na Tabela 5.2 são sintetizadas as características destes elementos bem como os elementos homólogos utilizados no programa ANSYS®.

Tabela 5.2 – Características da modelação da superestrutura, sub-balastro e camada de forma em estado plano de tensão

Elementos	Características	Utilizado no ANSYS®
Carril	▪ $E = 200 \text{ GPa}$ ▪ $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$ ▪ $A = 154 \text{ cm}^2$ ▪ $I = 61,1 \times 10^{-6} \text{ m}^4$	BEAM3
Palmilhas	▪ $K = 100 \times 10^6 \text{ N/m}^*$ ▪ $C = 30 \text{ kN.s/m}$	COMBIN14
Travessas	▪ $E = 25 \text{ GPa}$ ▪ $\nu = 0,20$ ▪ $\rho = 2203 \text{ kg/m}^3$	PLANE42
Balastro	▪ $E = 130 \text{ MPa}$ ▪ $\nu = 0,20$ ▪ $\rho = 1529 \text{ kg/m}^3$	PLANE42
Sub-balastro	▪ $E = 130 \text{ MPa}$ ▪ $\nu = 0,20$ ▪ $\rho = 2090 \text{ kg/m}^3$	PLANE42
Camada de forma	▪ $E = 90 \text{ MPa}$ ▪ $\nu = 0,30$ ▪ $\rho = 1850 \text{ kg/m}^3$	PLANE42

*Este valor será posteriormente alterado para outros cenários de análise

Na simulação das travessas, balastro, sub-balastro, elementos constituintes do aterro e bloco técnico, e ainda o terreno natural foram utilizados elementos de volume de quatro nós em estado plano de tensão (PLANE42).

A discretização do aterro e cunhas do bloco técnico ficaram condicionadas à discretização adoptada nas camadas sobrejacentes. Apenas foi possível impor a discretização vertical, e para o caso de referência foram adoptados elementos com uma altura igual a 0,40 m. Note-se que a passagem inferior possui uma altura igual a 5,10 m, no modelo de referência a altura da cunha tratada coincide com a base da fundação da passagem inferior, ou seja, a altura da cunha tratada é igual a 4,80 m (Fig. 5.7).

As características referentes à cunha de material tratado foram obtidas recorrendo a resultados de ensaios realizados no laboratório de Geotecnia da FEUP. Para uma dosagem de cimento igual a 3% obteve-se um módulo de deformabilidade igual a 4,8 GPa e uma massa volúmica igual a 2170 kg/m³. Para a cunha de material não tratado foi adoptado um módulo de deformabilidade igual a 120 MPa e uma massa volúmica igual a 2145 kg/m³.

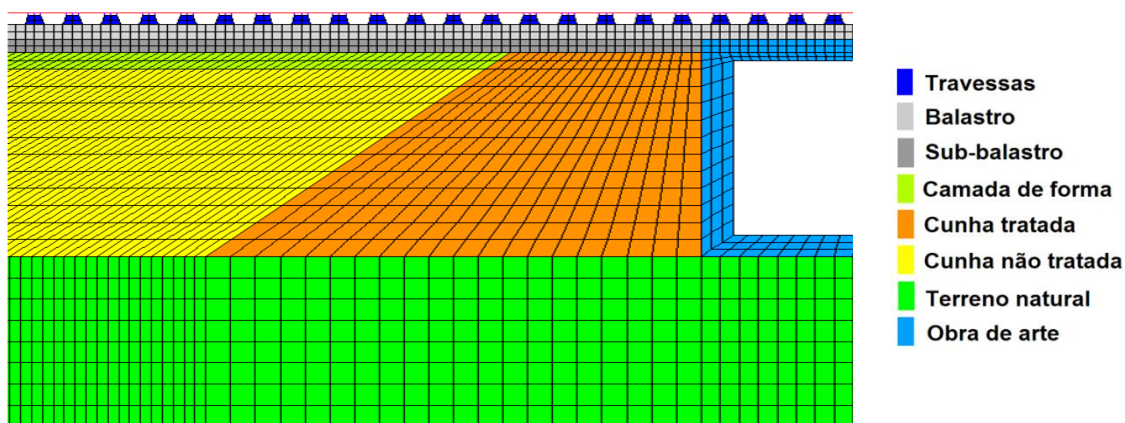


Fig. 5.7 – Pormenor da modelação da cunha tratada e passagem inferior

Relembrando, de acordo com as recomendações ADIF, a largura da parte superior da cunha tratada é igual a 3,0 m e a largura da parte superior da cunha não tratada é igual a 17,0 m, o que perfaz um total de 20,0 m de desenvolvimento para a largura total da parte superior do bloco técnico. Assinale-se ainda que as inclinações de referência adoptadas foram as indicadas pela ADIF, isto é, a cunha de material tratado possui uma inclinação 1:1 e a inclinação da cunha não tratada é igual a 2:3.

Quanto às características do aterro, foi adoptado um módulo de deformabilidade igual a 80 MPa e uma massa volúmica igual a 1980 kg/m³. Atente-se que a altura do aterro é igual à da cunha não tratada e o seu valor é 4,4 m (altura da cunha tratada menos a altura da camada de forma). A discretização do aterro está condicionada pelas camadas envolventes, e ainda na presença das inclinações das cunhas os elementos apresentam-se com dimensões diferentes em profundidade.

Para o solo natural foi considerado que este possui um módulo de deformabilidade igual a 30 MPa, uma massa volúmica igual a 1950 kg/m³ e uma altura igual a 4,0 m. Apenas foi possível discretizar a dimensão vertical dos elementos, pois a dimensão horizontal está condicionada à dos elementos das camadas superiores, e foram adoptados elementos com uma altura igual a 0,50 m.

No que se refere à passagem inferior, esta apresenta uma geometria transversal quadrada, com 5,10 m de lado, uma espessura constante igual a 0,50 m e uma profundidade igual a 5,0 m. Dada a sua localização, a discretização desta está altamente influenciada pelos elementos envolventes. Foram

utilizados elementos de volume de quatro nós em estado plano de tensão (PLANE42) para simular esta estrutura.

As características da modelação do bloco técnico, aterro, terreno natural e passagem inferior estão resumidas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Características da modelação do bloco técnico, aterro, terreno natural e estrutura em estado plano de tensão

Elementos		Características	Utilizado no ANSYS®
Bloco técnico	Cunha tratada	▪ $E = 4,8 \text{ GPa}^*$ ▪ $\nu = 0,35$ ▪ $\rho = 2170 \text{ kg/m}^3$	PLANE42
	Cunha não tratada	▪ $E = 120 \text{ MPa}$ ▪ $\nu = 0,30$ ▪ $\rho = 2145 \text{ kg/m}^3$	PLANE42
Aterro		▪ $E = 80 \text{ MPa}$ ▪ $\nu = 0,30$ ▪ $\rho = 1980 \text{ kg/m}^3$	PLANE42
Terreno natural		▪ $E = 30 \text{ MPa}^*$ ▪ $\nu = 0,30$ ▪ $\rho = 1950 \text{ kg/m}^3$	PLANE42
Passagem inferior		▪ $E = 30 \text{ GPa}$ ▪ $\nu = 0,20$ ▪ $\rho = 2548 \text{ kg/m}^3$	PLANE42

*Estes valores serão posteriormente alterados para outros cenários de análise

As características adoptadas para os elementos constituintes da via férrea (apresentados nas Tabelas 5.2 e 5.3) tiveram como base os critérios definidos pela ADIF e ainda por alguns parâmetros de referência definidos em diversos trabalhos, nomeadamente, Alves Ribeiro *et al.* (2008), Teixeira (2006), López Pita *et al.* (2004) e Esveld (2001).

De modo a compreender o modelo das transições a serem estudadas, é apresentado na Figura 5.8 metade do modelo (transição aterro – ponte), pois o modelo é simétrico em relação ao centro da passagem inferior (apresenta-se no Anexo 1 outros modelos).

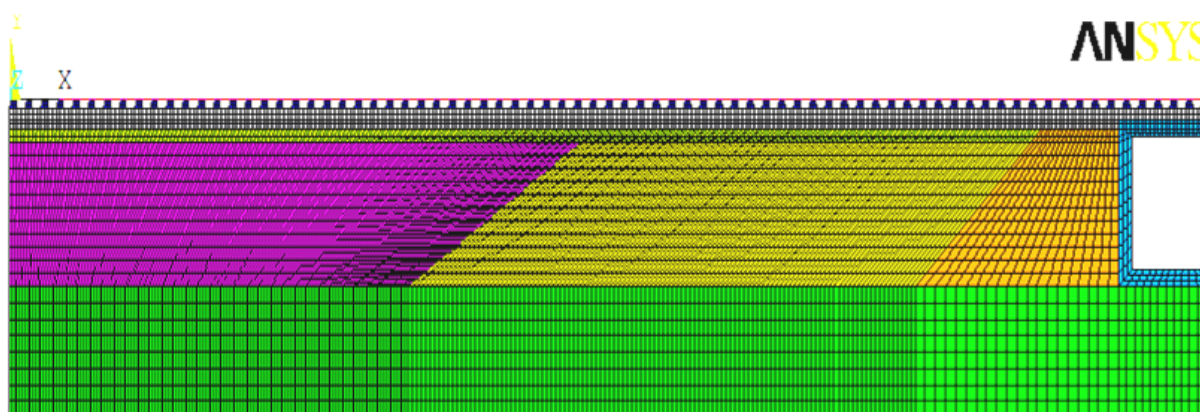


Fig. 5.8 – Modelação da via férrea, transição aterro – ponte (modelo de referência)

5.3.2.1. Calibração do modelo plano 2D

A calibração dos modelos planos 2D, do presente trabalho, foi efectuada com base num estudo de calibração de um modelo 2D desenvolvido por Ferreira (2009). O autor procedeu à definição da espessura B dos elementos de volume em estado plano de tensão, das diferentes camadas, a fim de garantir um comportamento idêntico nos modelos 2D e 3D, nomeadamente no que se refere aos deslocamentos, quando carregados de forma estática.

Assim, o autor realizou um estudo para analisar a influência da altura da camada do solo de fundação (H_{solo}) no processo de calibração, e ainda a influência do módulo de deformabilidade do solo de fundação (E_{solo}). Esta análise foi efectuada para camadas com uma espessura igual a 0,5 m e na Figura 5.9 é apresentado o gráfico relativo à altura da camada do solo de fundação igual a 8,0 m.

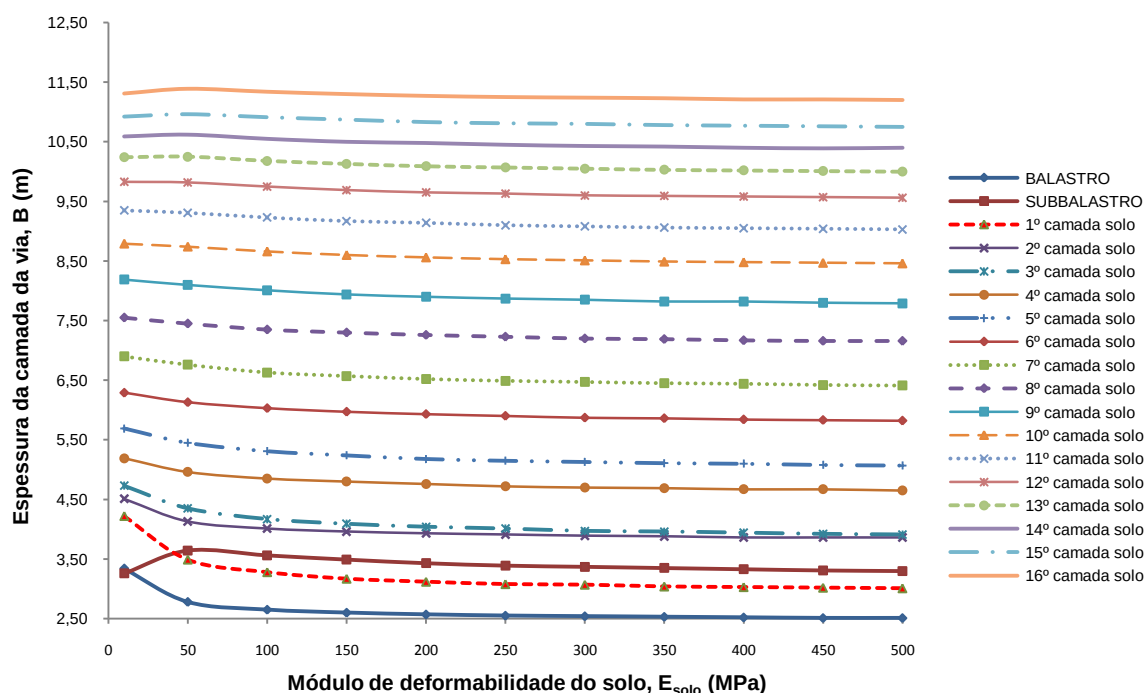


Fig. 5.9 – Variação da espessura B em função do módulo de deformabilidade do solo de fundação para $H_{\text{solo}} = 8$ m (adaptado de Ferreira, 2009)

A partir da Figura 5.9 foi possível calibrar os modelos 2D utilizados neste trabalho. A obtenção das espessuras B para os elementos de volume em estado plano de tensão consistiu em combinar o módulo de deformabilidade de determinada camada da via férrea com a sua profundidade.

5.3.2.2. Condições fronteira

Dada a impossibilidade de modelar a via férrea em todo o seu desenvolvimento, é necessário proceder a uma delimitação do meio a analisar o que implica a adopção de condições fronteira. Assim, as condições fronteira são um aspecto importante na modelação e deverão ser adequadamente aplicadas de modo a simular a continuidade do meio. Note-se que a imposição de determinadas condições de apoio, deslocamentos livres ou nulos, irá afectar o real comportamento de propagação das ondas que chegam às fronteiras do domínio.

Com o propósito de evitar a reflexão das ondas artificiais para o interior do domínio, evitando assim perverter os resultados pretendidos, foi implementado um mecanismo de amortecimento das ondas nas fronteiras laterais. Assim, incluiu-se nas fronteiras do domínio um conjunto de amortecedores com viscosidade (Fig. 5.10). Esta abordagem é baseada em estudos, efectuados para meios bidimensionais com comportamento elástico e linear, desenvolvidos por White (1977).

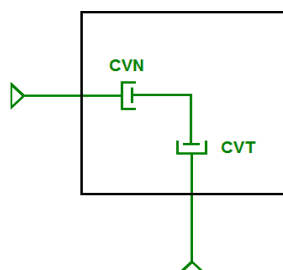


Fig. 5.10 – Amortecedores viscosos num elemento de fronteira

Tendo em conta estes estudos, White propôs uma matriz de amortecimento para aplicar às fronteiras artificiais do domínio:

$$\begin{bmatrix} \text{---} \\ \text{---} \end{bmatrix} \quad \text{---} \quad (5.12)$$

e,

$$\begin{bmatrix} \text{---} \\ \text{---} \end{bmatrix} \quad (5.13)$$

$$\text{---} \quad (5.14)$$

em que G é módulo de rigidez elástica de distorção, ρ é a massa volúmica e ν é o coeficiente de Poisson.

Na Tabela 5.4 estão representados os valores de amortecimento viscoso a aplicar aos diversos elementos das fronteiras. Estes valores foram calculados a partir da equação (5.12) tendo em conta as características presentes nas tabelas 5.2 e 5.3.

Tabela 5.4 – Cálculo do amortecimento viscoso

Fronteira:	Balastro	Sub-balastro	Camada de forma	Aterro	Terreno natural
s	0,6124	0,6124	0,5345	0,5345	0,5345
G (MPa)	54,17	54,17	34,62	30,77	11,54
CVN	436784,18	510665,25	441852,95	430971,18	261907,88
CVT	206404,49	241317,35	174808,20	170503,09	103617,38

5.4. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DE UMA TRANSIÇÃO

Neste subcapítulo é analisado o comportamento dinâmico de uma transição entre o aterro e a passagem inferior, bem como no sentido contrário, quando sujeito à passagem de uma locomotiva ICE2 às velocidades de 300 km/h e 350 km/h. Assim, é realizada uma análise transitória de modo a obter as forças de interação roda-carril e deslocamentos com posterior análise crítica destes resultados.

Antes de proceder às análises transitórias, foi realizada uma análise modal, com o propósito de definir os parâmetros de amortecimento das camadas da via férrea (α e β). Assim, o problema da identificação das frequências naturais de um determinado sistema é resolvido com base na análise do movimento em regime livre e sem amortecimento.

Na posse das frequências (f) e considerando que ambos os modos têm o mesmo coeficiente de amortecimento ($\gamma = \gamma = \gamma$), os valores de α e β definidos na equação (5.5) podem ser reescritos:

$$\gamma = \frac{1}{2} \frac{c}{m} \quad (5.15)$$

$$\gamma = \frac{1}{2} \frac{c}{m} \quad (5.16)$$

e,

$$\gamma = \frac{1}{2} \frac{c}{m} \quad (5.17)$$

Tendo em conta a gama de frequências obtidas na análise modal, foi adoptado para a estimativa dos coeficientes de amortecimento um limite de frequências. Assim, para a frequência mínima (f_m) foi seleccionado um valor igual a 6 Hz e para a frequência máxima (f_n) um valor igual a 70 Hz. Em termos de amortecimento, considerou-se um coeficiente de amortecimento global igual a 2%. Nestas condições e aplicando as equações (5.15) e (5.16) obtém-se:

$$\gamma = \frac{1}{2} \frac{c}{m} \quad (5.18)$$

$$\gamma = \frac{1}{2} \frac{c}{m} \quad (5.19)$$

5.4.1. CENÁRIOS DE ANÁLISE

De modo a verificar a influência dos efeitos dinâmicos na alteração de determinados parâmetros do modelo de referência foram realizadas análises dinâmicas para diversos cenários. Os cenários de análise incidiram sobre a geometria do bloco técnico (inclinações, desenvolvimento das cunhas, altura da cunha tratada), variação do módulo de deformabilidade da cunha tratada e terreno natural, e variação da rigidez das palmilhas.

Estas análises foram efectuadas para velocidades de circulação do comboio ICE2 iguais a 300 e 350 km/h. Na Tabela 5.5 estão sintetizados os parâmetros do modelo de referência que serão posteriormente alterados, constituindo os diversos cenários de análise, e na Figura 5.11 é apresentado

um esquema da transição com as variáveis (i_1 , i_2 , L_1 e L_2) relativas à geometria do bloco técnico que serão analisadas.

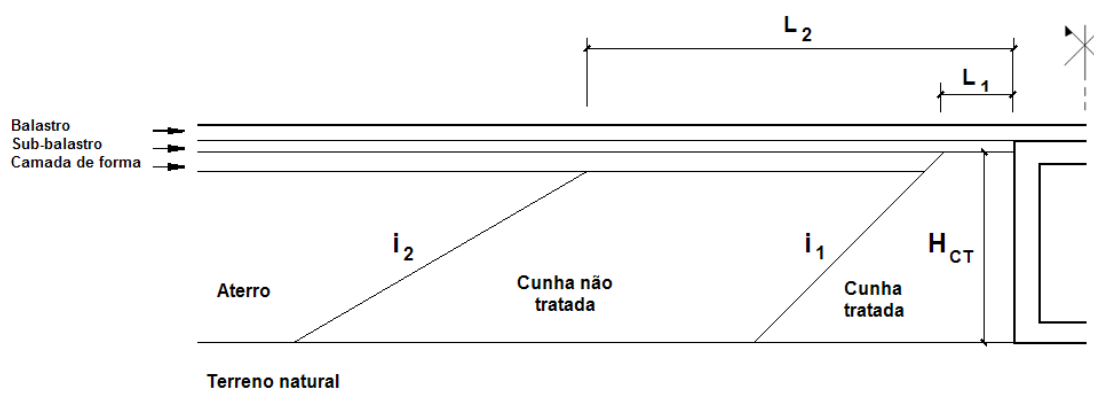


Fig. 5.11 – Esquema da transição com as variáveis geométricas do bloco técnico

Para cada cenário de análise procedeu-se à alteração de um parâmetro do modelo de referência, presentes na Tabela 5.5, mantendo os restantes inalterados. Estes cenários podem ser sintetizados:

- Análise da variação da altura da cunha tratada ($H_{CT} = 0,0$ m; $H_{CT} = 1,5$ m e $H_{CT} = 3,0$ m);
- Análise da variação dos módulos de deformabilidade da cunha tratada ($E_{CT} = 1$ GPa; $E_{CT} = 2$ GPa; $E_{CT} = 8$ GPa e $E_{CT} = 16$ GPa);
- Análise da variação do comprimento das cunhas de transição ($L_1 = 1,5$ m e $L_2 = 10,0$ m);
- Análise da variação da inclinação das cunhas de transição ($i_1 = 3:2$ e $i_2 = 1:2$);
- Análise da variação do módulo de deformação do terreno natural ($E_{TN} = 300$ MPa);
- Análise da variação da rigidez das palmilhas ($k_{PAL} = 500$ kN/mm).

Note-se que i_1 e i_2 correspondem às inclinações das cunhas tratada e não tratada, respectivamente, e o L_1 e L_2 aos respectivos comprimentos (Fig. 5.11). De referir ainda que para o cenário em que $H_{CT} = 0,0$ m a camada de forma foi prolongada até à obra de arte e quando $H_{CT} = 1,5$ m e $H_{CT} = 3,0$ m foi colocado sob a cunha tratada um material idêntico ao utilizado na cunha de material não tratado.

Tabela 5.5 – Características do modelo de referência que serão submetidas a alteração

Modelo de referência	H_{CT} (m)	E_{CT} (GPa)	L_1 (m)	i_1	L_2 (m)	i_2	k_{PAL} (kN/mm)	E_{TN} (MPa)
	4,8	4,8	3,0	1:1	20,0	2:3	100	30

5.4.2. RESULTADOS

Para cada um dos cenários de análise referidos no ponto anterior e para cada uma das velocidades de circulação ($v = 300$ km/h e $v = 350$ km/h), foram registados os deslocamentos verticais e as forças de interacção total roda-carril, F , para o primeiro e segundo eixos da locomotiva ICE2. A força de interacção total, para cada instante, pode ser definida:

$$(5.20)$$

em que F_{est} é a componente estática, e mantém-se constante ao longo do tempo, e possui um valor igual a 195 kN e F_{din} é a componente dinâmica da força de interacção.

5.4.2.1. Modelo de Referência

Antes de proceder às análises transitórias, realizou-se uma análise estática para obter a evolução espacial do deslocamento vertical estático (u_{est}), no modelo de referência.

A Figura 5.12 representa a evolução espacial dos deslocamentos estáticos. De referir que as linhas verticais presentes nos próximos gráficos representam a posição das transições (limite superior), isto é, a linha vertical na posição igual a -20 m representa a transição entre aterro e cunha não tratada e a linha na posição igual a -3 m representa a transição entre cunha não trata e a cunha tratada. Note-se que as linhas verticais nas posições 0,0 e 5,10 m representam os extremos da passagem inferior. Após a passagem inferior existem outras duas transições idênticas às existentes antes da obra de arte.

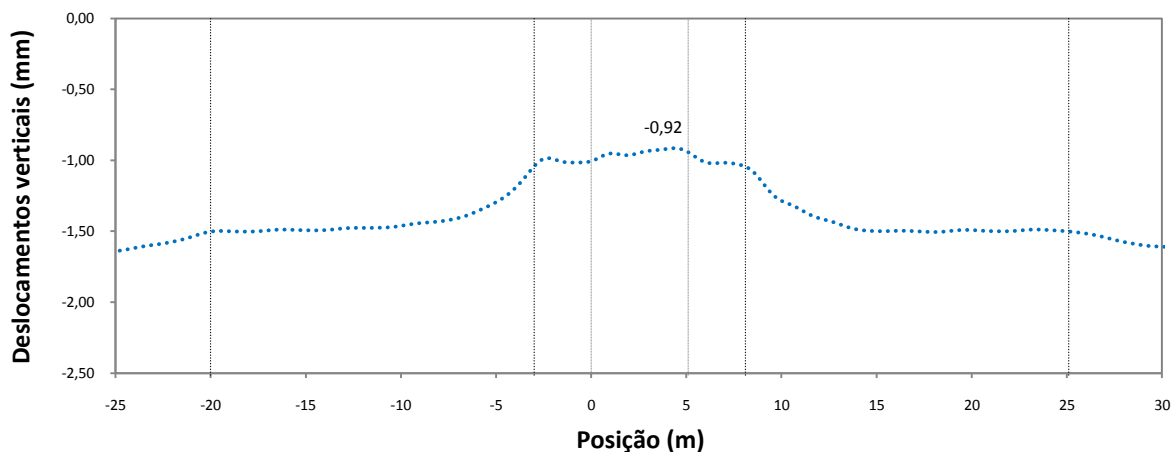


Fig. 5.12 – Evolução espacial do deslocamento vertical estático (1º eixo)

A partir da análise da Figura 5.12 podemos concluir que existe uma diminuição dos deslocamentos verticais estáticos gradual ao longo da via férrea, registando-se o menor deslocamento sobre a estrutura, com um valor igual a 0,92 mm. A zona da via onde se dá a diminuição dos deslocamentos coincide com as zonas onde estão colocadas as cunhas de transição, verificando-se que o aumento de rigidez vertical gradual favorece a redução dos deslocamentos verticais.

Na Figura 5.13 está representado o registo do deslocamento dinâmico, na primeira roda da locomotiva, em função da posição, para as velocidades iguais a 300 km/h e 350 km/h. A análise desta figura permite concluir que para uma velocidade igual a 350 km/h, em geral, ocorrem maiores deslocamentos verticais ao longo da via, com excepção na cunha de material não tratado, na transição aterro – estrutura, que o deslocamento vertical é ligeiramente inferior.

De referir que, para ambas as velocidades, ao longo da cunha de material não tratado se dá um aumento do deslocamento vertical, este facto deve-se aos efeitos dinâmicos que se desenvolvem durante a circulação dos comboios.

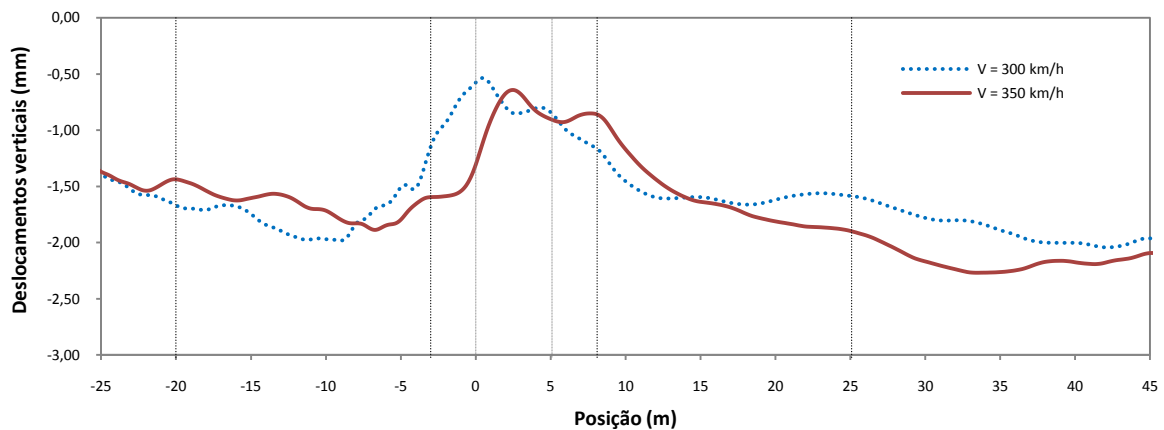


Fig. 5.13 – Evolução espacial do deslocamento vertical no 1º eixo

Nas Figuras 5.14 e 5.15 está apresentada a evolução espacial da força de interação roda-carril para o primeiro eixo e segundo eixo, respectivamente. A partir da Figura 5.14 verifica-se que para a velocidade igual a 300 km/h, ocorrem significativas variações da força de interação roda-carril na entrada da cunha tratada. A máxima força de interação possui um valor igual a 211 kN, seguidamente ocorre uma diminuição da força de interação e atinge um valor igual a 191 kN. Para a velocidade igual a 350 km/h, constata-se que a máxima força de interação possui um valor igual a 206 kN e ocorre quando a roda se encontra na transição entre a cunha de material tratado e a obra de arte.

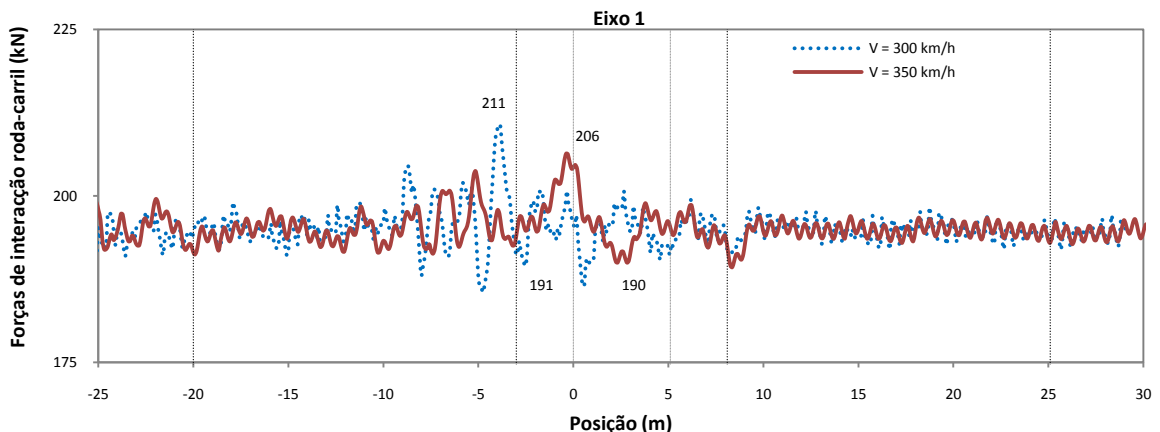


Fig. 5.14 – Evolução espacial das forças de interação roda-carril no 1º eixo

Da análise do gráfico da Figura 5.15, verifica-se que em ambas as velocidades os máximos das forças de interação roda-carril ocorrem na entrada da cunha tratada e possuem valores da mesma ordem de grandeza. Quanto aos valores mínimos da força de interação, estes ocorrem para diferentes posições, e a menor força de interação ocorre para a velocidade igual a 350 km/h.

A partir da observação dos gráficos presentes nas Figuras 5.14 e 5.15 ainda é possível concluir que os máximos e mínimos registados na transição da obra de arte para o aterro são bastante inferiores aos obtidos na transição aterro para a obra de arte.

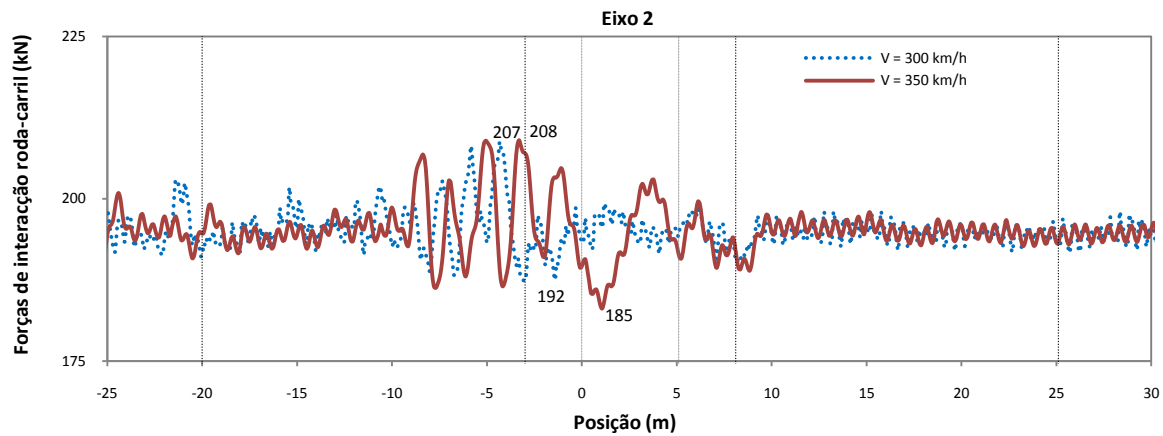
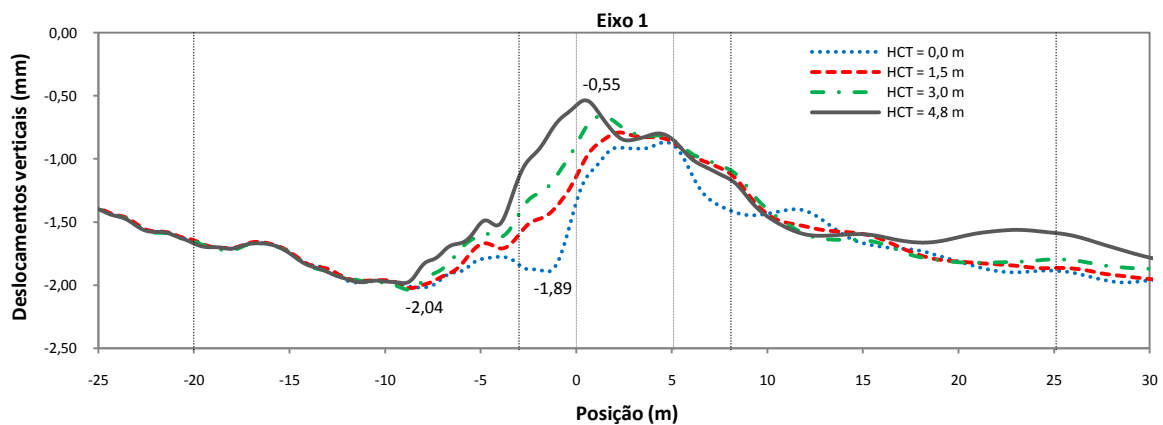


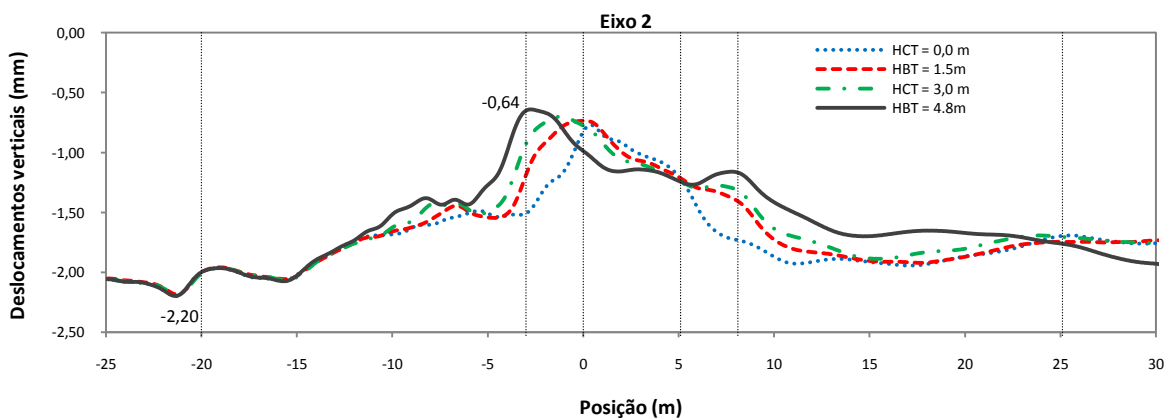
Fig. 5.15 – Evolução espacial das forças de interação roda-carril no 2º eixo

5.4.2.2. Influência da altura da cunha tratada (H_{CT})

Para analisar a influência da altura da cunha tratada (H_{CT}) nos efeitos dinâmicos, isto é, na variação das forças de interação e deslocamentos verticais procedeu-se à realização de diversos cenários com altura H_{CT} variável. Os valores da altura H_{CT} adoptados foram: 0,0 m, 1,5 m, 3,0 m e 4,8 m (base da cunha de material tratado coincidente com a base da fundação da passagem inferior - modelo de referência).



a)



b)

Fig. 5.16 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) para o 1º eixo; b) para o 2º eixo

Na Figura 5.16 está representado o progresso espacial dos deslocamentos verticais para a velocidade de circulação igual a 300 km/h. Facilmente constata-se que o aumento da altura da cunha tratada beneficia a redução dos deslocamentos verticais. Quando a cunha tratada é inexistente ($H_{CT} = 0,0$ m), os assentamentos verticais são superiores, e entre as posições -3,0 m e 0,0 m dá-se um aumento do deslocamento vertical para um valor máximo igual a 1,89 mm. Este aumento do deslocamento só é visível entre as posições -3,0 m e 0,0 m, quando a cunha é inexistente, o que possibilita concluir que deve-se ao elevado gradiente de rigidez da via que se verifica nesta zona.

À semelhança do que ocorre para o modelo de referência, verifica-se para o primeiro eixo um aumento dos deslocamentos verticais, entre as posições -20,0 m e -3,0 m. Ao analisar, em termos de eixos, verifica-se que os deslocamentos tendem a ser maiores para o segundo eixo.

Na Figura 5.17 são apresentados os deslocamentos verticais para os dois primeiros eixos, para a velocidade de circulação igual a 350 km/h.

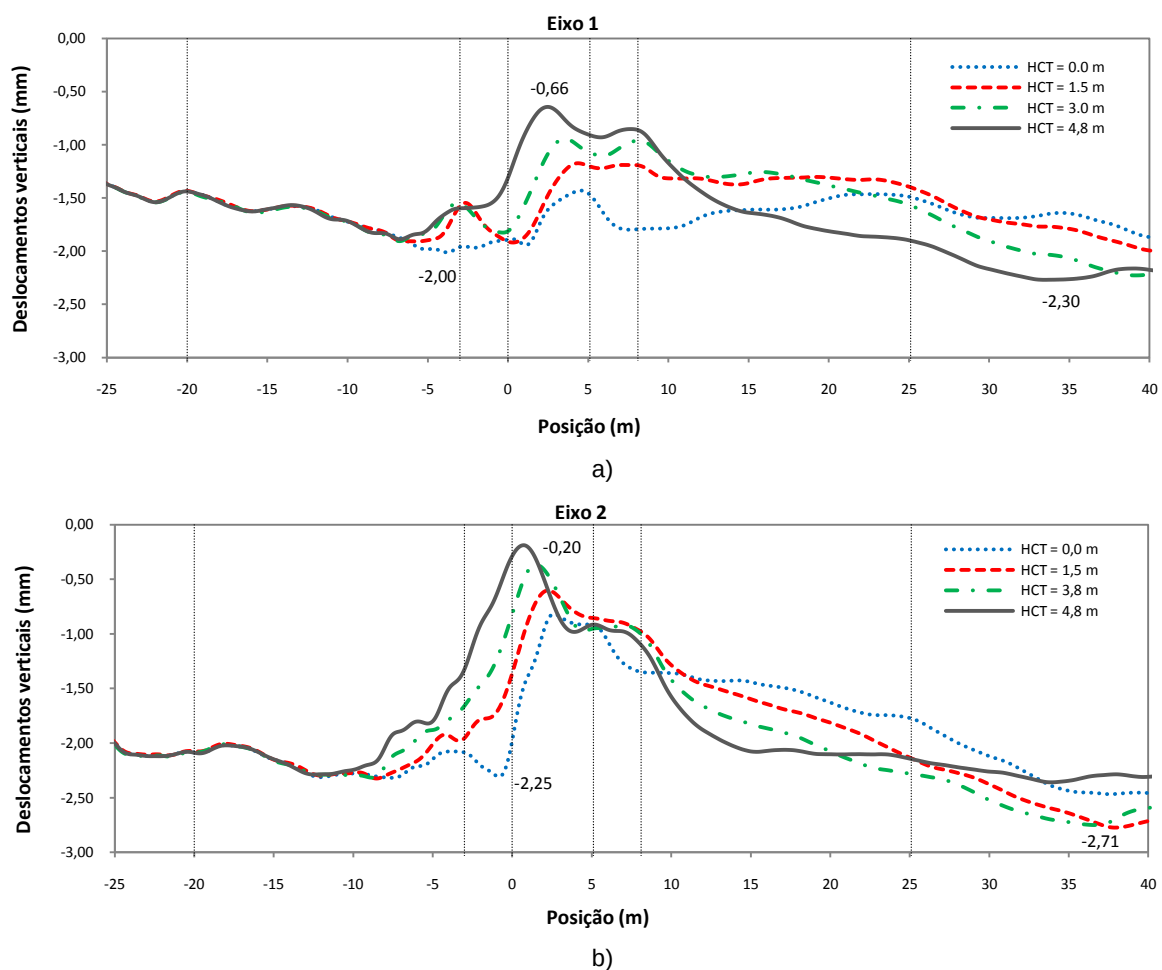
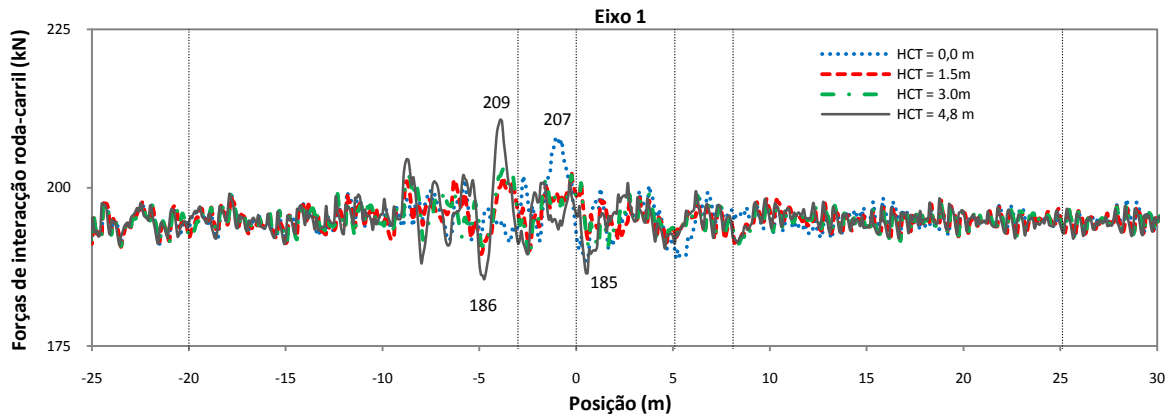


Fig. 5.17 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) para o 1º eixo; b) para o 2º eixo

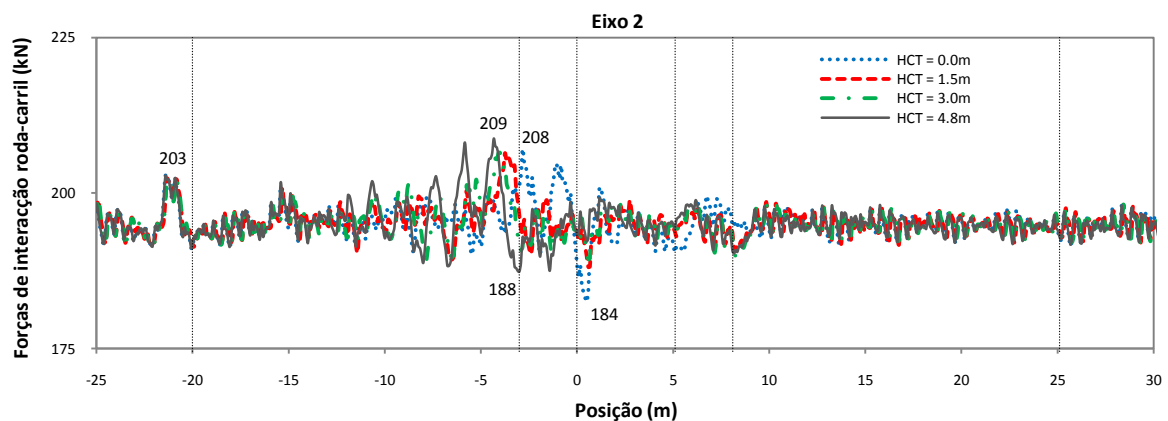
A análise da Figura 5.17 permite concluir que os máximos e mínimos do deslocamento vertical ocorrem, ao longo da transição aterro-estrutura, numa posição idêntica à situação anterior ($V = 300$ km/h). Para o primeiro eixo verifica-se que os deslocamentos máximos ocorrem na posição -3,5 m, na situação em que não existe cunha tratada, com um valor igual a 2,0 mm. Nota-se que na transição estrutura-aterro desenvolvem-se elevadas variações de deslocamentos verticais.

Ainda é possível observar que os deslocamentos máximos, para o segundo eixo, são superiores aos registados para o primeiro eixo. Nota-se que um aumento da velocidade provoca uma maior variação da ordem de grandeza dos deslocamentos verticais, sendo mais acentuada para o segundo eixo.

Nas Figuras 5.18 e 5.19 apresentam-se os resultados relativos à evolução espacial da força de interação dinâmica roda-carril do primeiro e segundo eixos do comboio, para velocidades iguais a 300 km/h e 350 km/h, para os diversos cenários de variação da altura da cunha tratada.

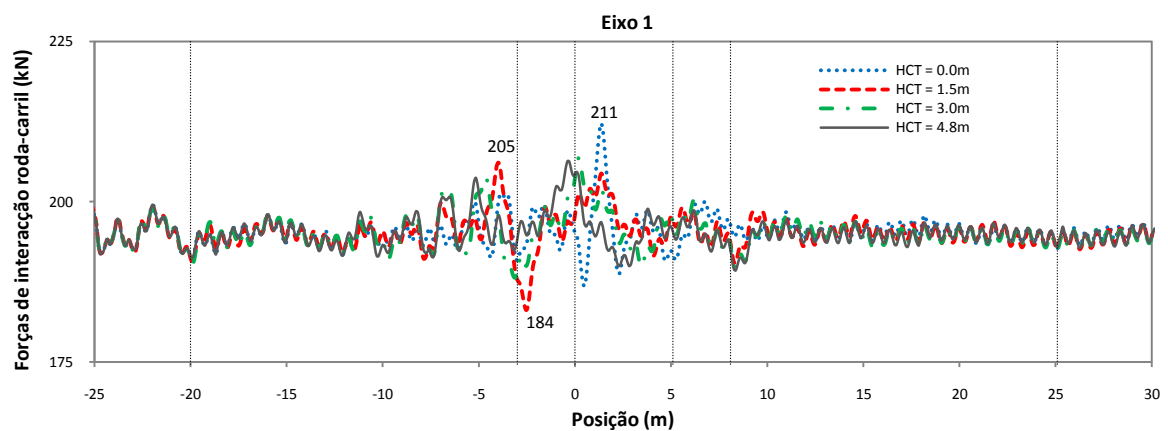


a)



b)

Fig. 5.18 – Evolução espacial das forças de interação roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo



a)

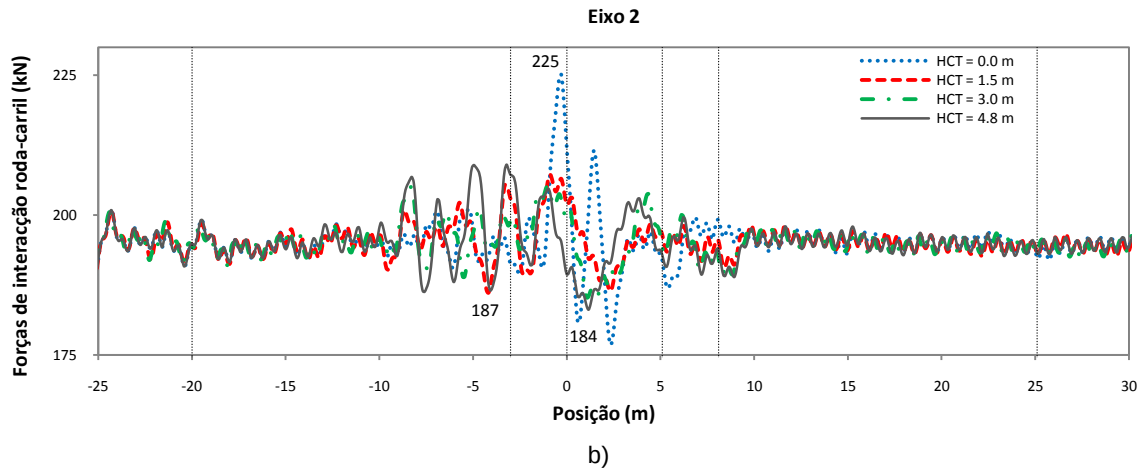


Fig. 5.19 – Evolução espacial das forças de interação roda-carril ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

A observação dos gráficos presentes na Figura 5.18, para velocidade igual a 300 km/h, permite concluir que a inexistência de uma cunha de transição irá provocar significativas variações da força de interação roda-carril quando a roda passa entre as posições -3,0 m e 0,0 m, contudo verifica-se que a máxima força de interação é ligeiramente inferior à máxima força de interação para o modelo de referência ($H_{CT} = 4,8$ m) em ambos os eixos. Ainda é possível verificar que o aumento da altura da cunha de transição irá beneficiar o aumento da variação das forças de interação na transição da cunha não tratada para a cunha tratada, sendo as variações mais significativas para o segundo eixo.

Ainda na Figura 5.18 é possível verificar que as variações da força de interação roda-carril, para as situações em que $H_{CT} = 1,5$ m e $H_{CT} = 3,0$ m, são semelhantes em ambos os eixos. Note-se que para o segundo eixo e velocidade igual a 300 km/h ocorre um aumento da força de interação na proximidade da transição entre aterro e cunha não tratada.

Da análise dos gráficos presentes na Figura 5.19 verifica-se que existe um aumento significativo das variações da força de interação quando a cunha de material tratado é inexistente ($H_{CT} = 0,0$ m), estas variações tendem a ser maiores para o segundo eixo (registra-se um aumento de 15% e uma redução de 6% da força de interação relativamente ao valor estático). Nota-se que no segundo eixo, a adopção de uma cunha tratada com altura 3,0 m possui menores variações da força de interação quando comparada a uma cunha com altura igual a 4,8 m. Ainda é possível verificar que existem variações significativas da força de interação entre as posições 0,0 m e 5,10 m, assim, para a velocidade de 350 km/h haverá maior efeito da estrutura na resposta do veículo.

De referir ainda que um aumento de velocidade provoca maiores variações das forças de interação e tendem a ser maiores para o segundo eixo. Quanto aos máximos e os mínimos registados na transição da estrutura para o aterro são muito inferiores aos obtidos na transição do aterro para a estrutura.

Interessa destacar que um aumento da altura da cunha, para uma determinada velocidade, não conduz necessariamente a uma maior redução das forças de interação. Este facto está bem patente nas Figuras 5.19 e 5.20, em que a situação $H_{CT} = 4,8$ m só é uma solução melhor, em termos de redução da força de interação, para o primeiro eixo a uma velocidade igual a 350 km/h (Fig. 5.19).

Na Figura 5.20 são apresentados os extremos máximos e mínimos da força de interação roda-carril para as duas velocidades e para cada eixo.

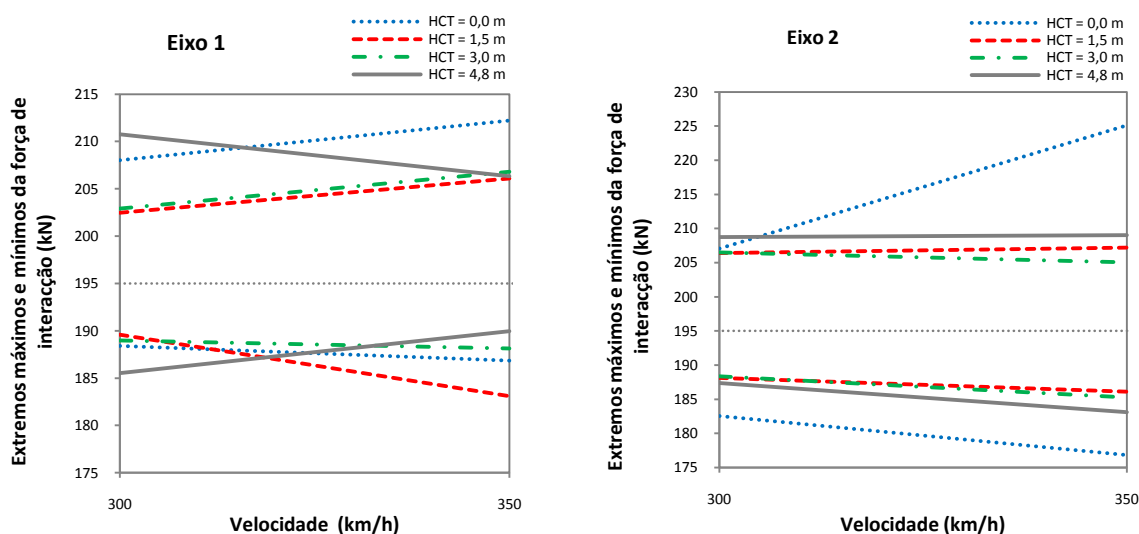


Fig. 5.20 – Extremos máximos e mínimos da força de interação roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos

Da análise da Figura 5.20 verifica-se que as soluções que apresentam menores alturas proporcionam menores forças de interação para a velocidade 300 km/h, em ambos os eixos, e para a velocidade 350 km/h os extremos das forças de interação tendem a ser semelhantes. Ainda é possível verificar que na ausência de cunha desenvolvem-se forças de interação muito mais acentuadas com o aumento da velocidade.

5.4.2.3. Influência da rigidez da cunha tratada (E_{CT})

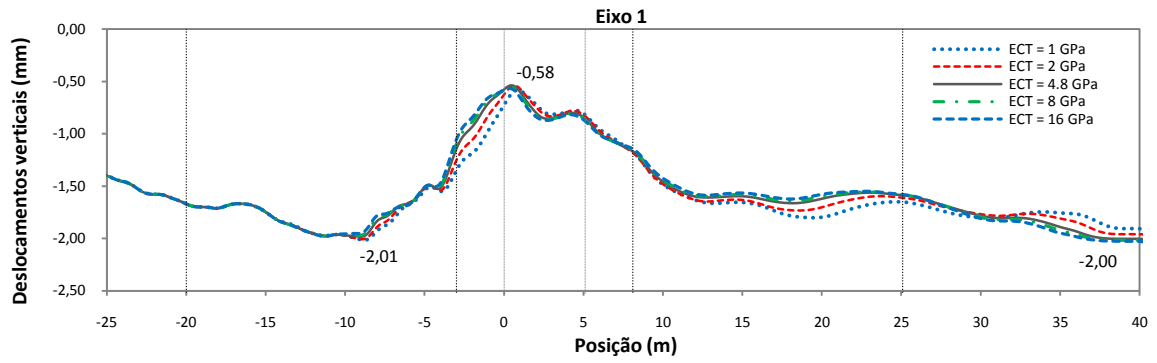
De modo a avaliar a influência da rigidez da cunha tratada no comportamento dinâmico será realizado diversos cenários em que se procede à alteração do módulo de deformabilidade (E_{CT}) da cunha de material tratado. Assim, foram utilizados nos cenários de análise os seguintes módulos: $E_{CT} = 1$ GPa; $E_{CT} = 2$ GPa; $E_{CT} = 4,8$ GPa (modelo de referência); $E_{CT} = 8$ GPa e $E_{CT} = 16$ GPa.

Nas Figuras 5.21 e 5.22 apresentam-se os resultados relativos à evolução espacial dos deslocamentos verticais para as velocidades iguais a 300 km/h e 350 km/h nos dois primeiros eixos da locomotiva.

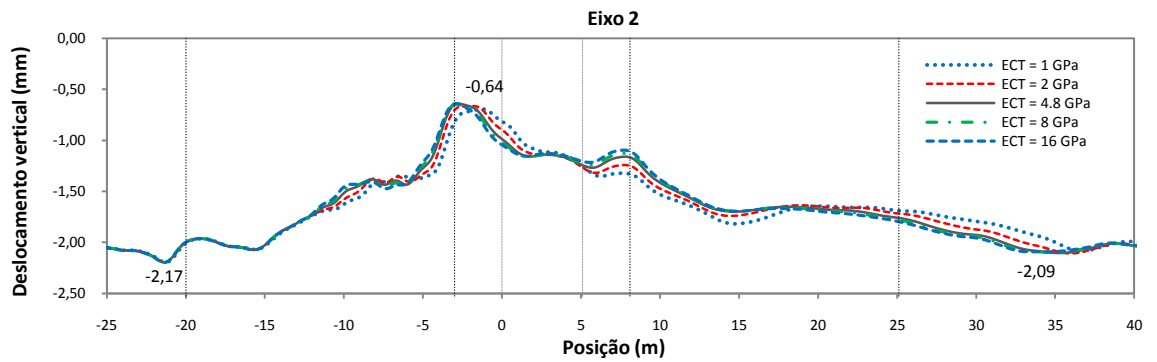
Da análise dos gráficos presentes nas Figuras 5.21, verifica-se que um aumento do módulo de deformabilidade da cunha tratada provoca uma ligeira diminuição dos deslocamentos verticais. Nota-se que a redução dos deslocamentos está confinada à posição da cunha tratada. Ainda é possível verificar que para o primeiro eixo ocorre um aumento dos deslocamentos verticais, até a um máximo igual a 2,01 mm, ao longo da cunha não tratada.

Ainda na mesma figura, podemos verificar que os deslocamentos máximos e mínimos no segundo eixo são superiores aos obtidos no primeiro eixo para a velocidade igual a 300 km/h. De referir ainda que o máximo deslocamento vertical ocorre na entrada da cunha não tratada, com um valor igual a 2,17 mm.

A partir da análise da Figura 5.22 é possível concluir que os deslocamentos verticais máximos e mínimos são muito superiores no segundo eixo quando comparados aos registados para o primeiro eixo. Nota-se que o incremento do módulo de deformação da cunha tratada irá beneficiar a redução dos deslocamentos na zona da cunha tratada.

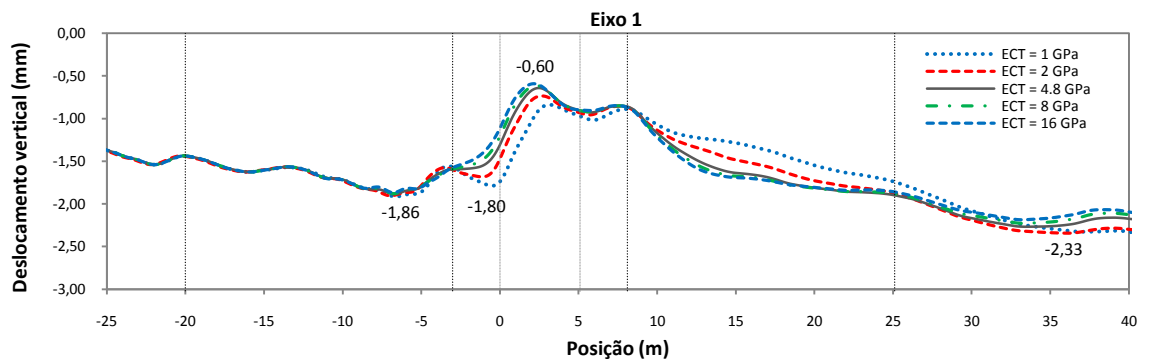


a)

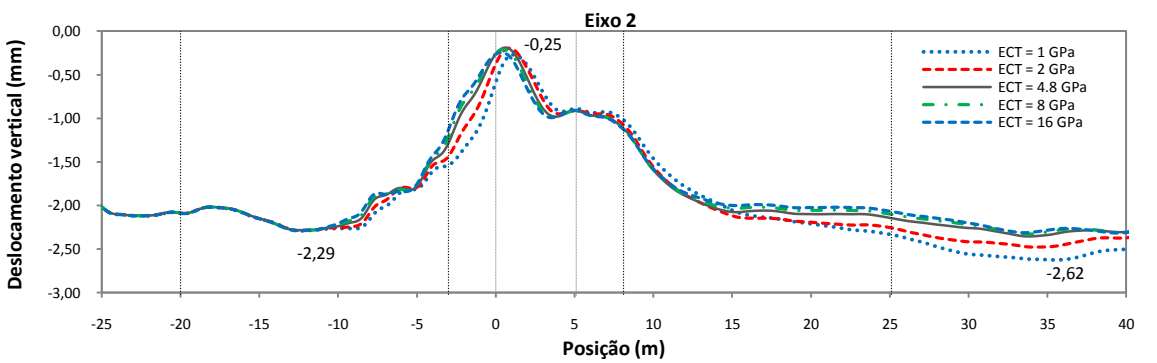


b)

Fig. 5.21 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) para o 1º eixo; b) para o 2º eixo



a)



b)

Fig. 5.22 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) para o 1º eixo; b) para o 2º eixo

Da análise das duas figuras, verifica-se que na transição estrutura-aterro desenvolvem-se grandes deslocamentos, com maior incidência entre as posições 35,0 m e 40,0 m, e tendem a incrementar com o aumento da velocidade.

Nas Figuras 5.23 e 5.24 estão representados os gráficos relativos à evolução espacial das forças de interação roda-carril para as velocidades iguais a 300 km/h e 350 km/h nos dois primeiros eixos.

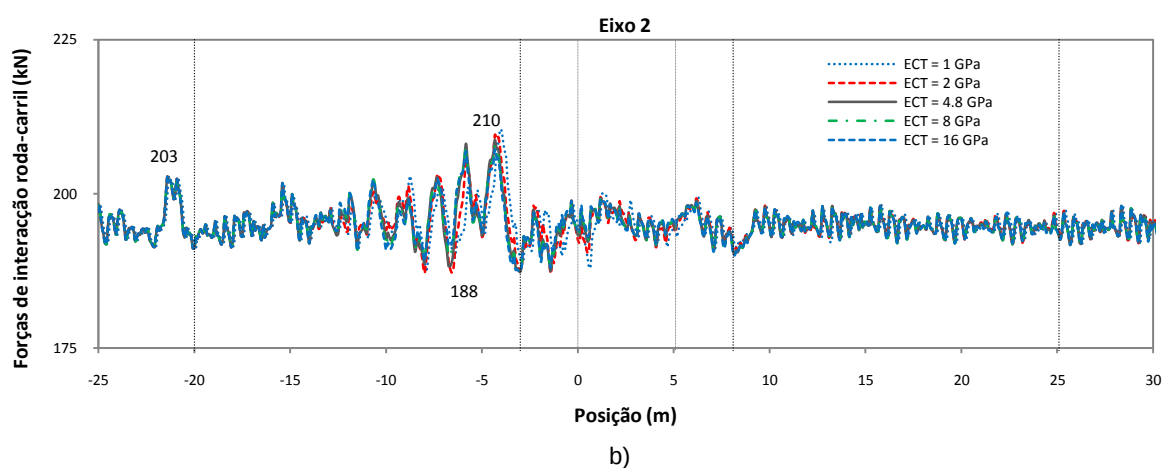
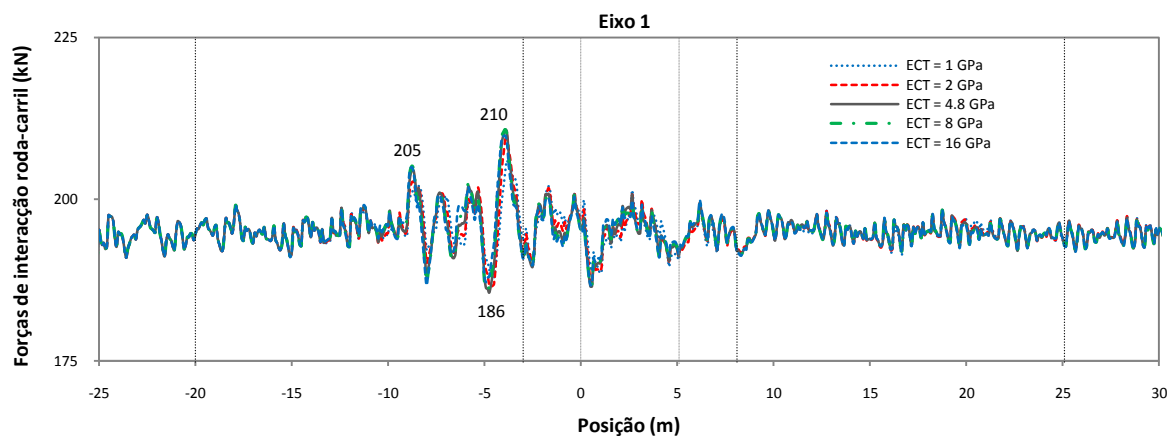
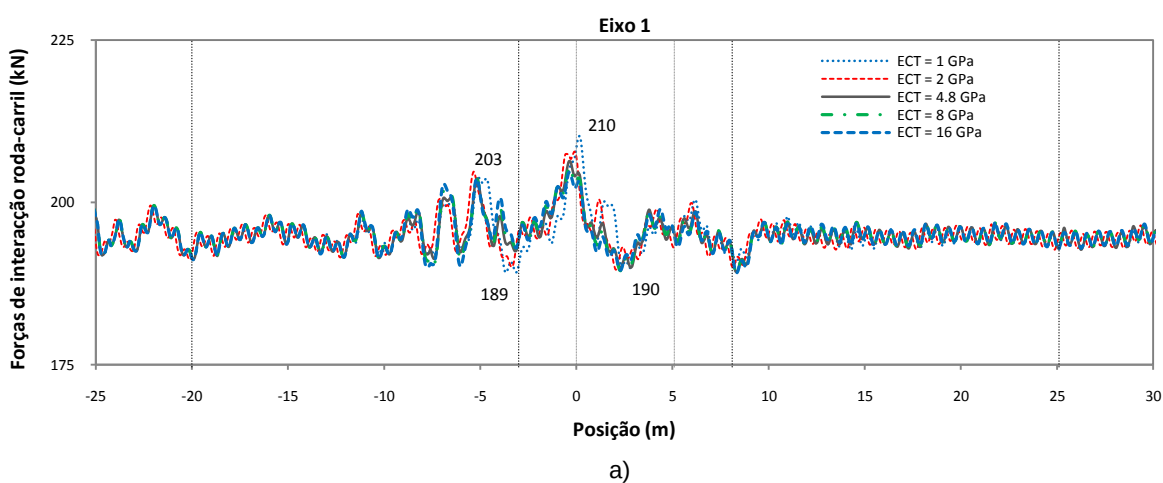


Fig. 5.23 – Evolução espacial das forças de interação roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo



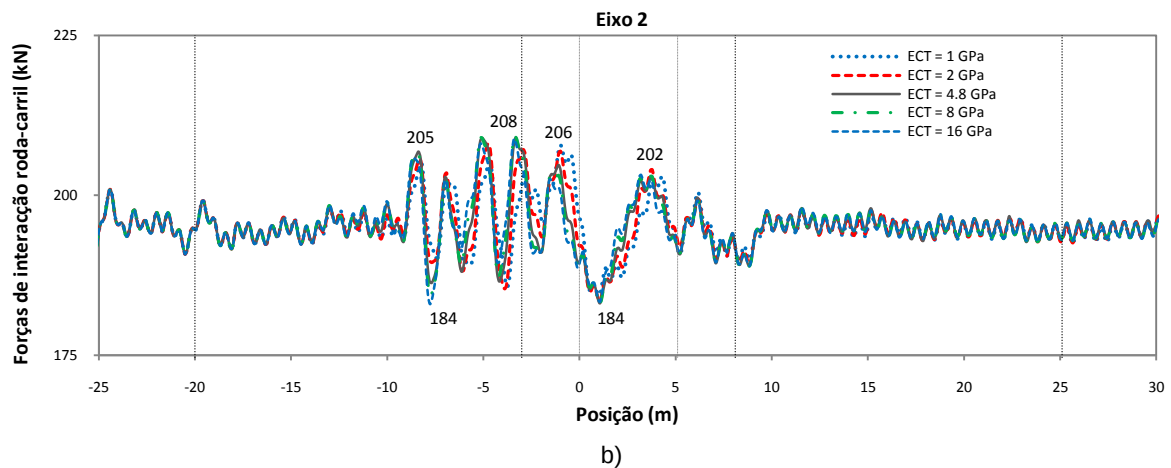


Fig. 5.24 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

Da análise dos gráficos da Figura 5.23, verifica-se que a máxima força de interacção ocorre quando a roda se encontra a uma distância aproximada de 4,0 m em relação à face extrema esquerda da passagem inferior. Nota-se que em ambos os eixos, o extremo máximo da força de interacção ocorre para uma posição idêntica. Observa-se que o aumento do módulo de deformabilidade da cunha tratada não conduz a significativas reduções na variação da força de interacção roda-carril. A localização dos extremos está associada ao elevado gradiente de rigidez vertical da via que se verifica na transição da cunha não tratada para a cunha tratada.

A partir da observação dos gráficos presentes na Figura 5.24, conclui-se que um aumento da velocidade para 350 km/h acarreta variações de forças de interacção idênticas às registadas para uma velocidade igual a 300 km/h. No entanto, para o primeiro eixo, constata-se que o extremo máximo ocorre na posição 0,0 m (limite esquerdo da passagem inferior) sucedendo-se um decréscimo da força de interacção, atingindo um valor mínimo igual a 190 kN. Quanto ao segundo eixo, nota-se que sucedem-se significativas variações da força de interacção a partir da posição -8,0 m, aproximadamente. À semelhança do que ocorre para o primeiro eixo, também verifica-se um mínimo da força de interacção sobre a passagem inferior, o que permite concluir que para esta velocidade haverá um maior efeito da estrutura na resposta do veículo.

Verifica-se ainda que os máximos e mínimos registados na transição da estrutura para aterro são muito inferiores aos obtidos na transição do aterro para a estrutura.

Na Figura 5.25 são apresentados os extremos máximos e mínimos da força de interacção roda-carril para as duas velocidades e para cada eixo.

Da análise da Figura 5.25, verifica-se que para um incremento da velocidade, ocorre uma diminuição das forças de interacção roda-carril no primeiro eixo, com excepção para a situação em que a cunha de material tratado possui um módulo de deformabilidade igual a 1 GPa. Para esta situação regista-se um aumento de cerca de 2,6% da força de interacção relativamente ao valor estático.

Nota-se que para o primeiro eixo, a redução das máximas forças de interacção é pequena, regista-se uma diminuição em torno de 2,5% relativamente ao valor estático.

Quanto ao segundo eixo, verifica-se uma ligeira diminuição dos máximos para a situação em que o módulo de deformabilidade é igual a 1 GPa e 2 GPa e para as restantes situações os máximos tendem a aumentar.

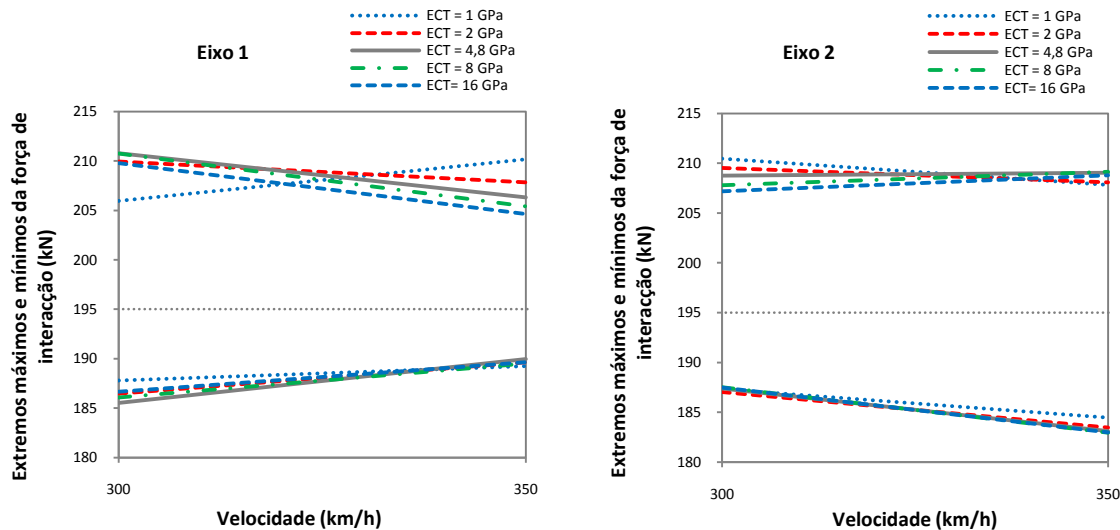


Fig. 5.25 – Extremos máximos e mínimos da força de interação roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos

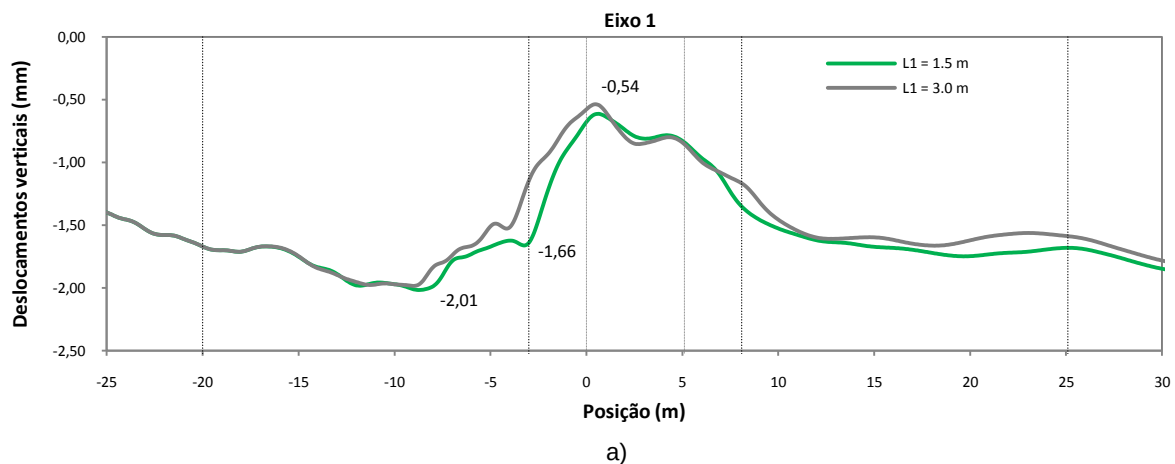
Note-se que os mínimos da força de interação roda-carril, para o segundo eixo, diminuem contribuindo desta forma para o aumento da variação das forças de interação. Regista-se uma redução de aproximadamente 5% da força de interação relativamente ao valor estático.

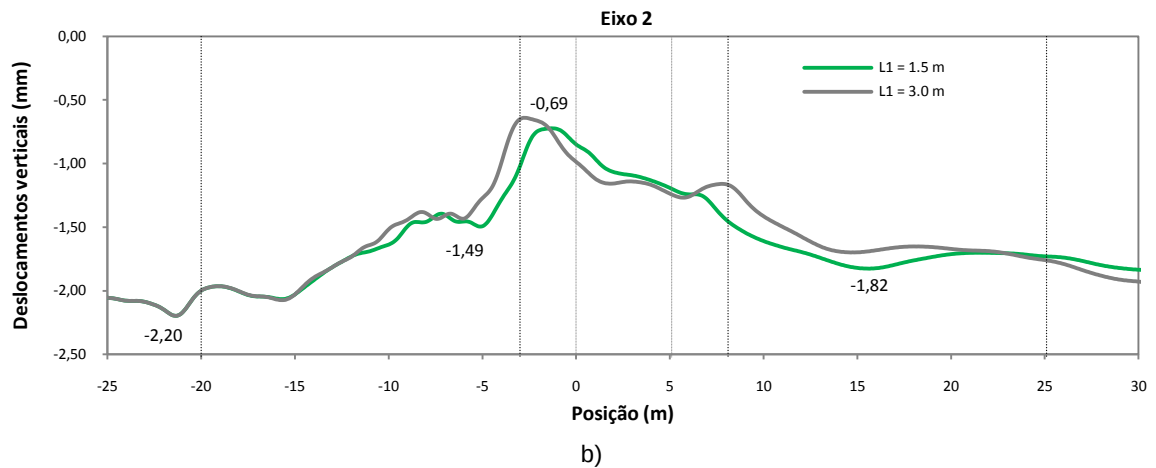
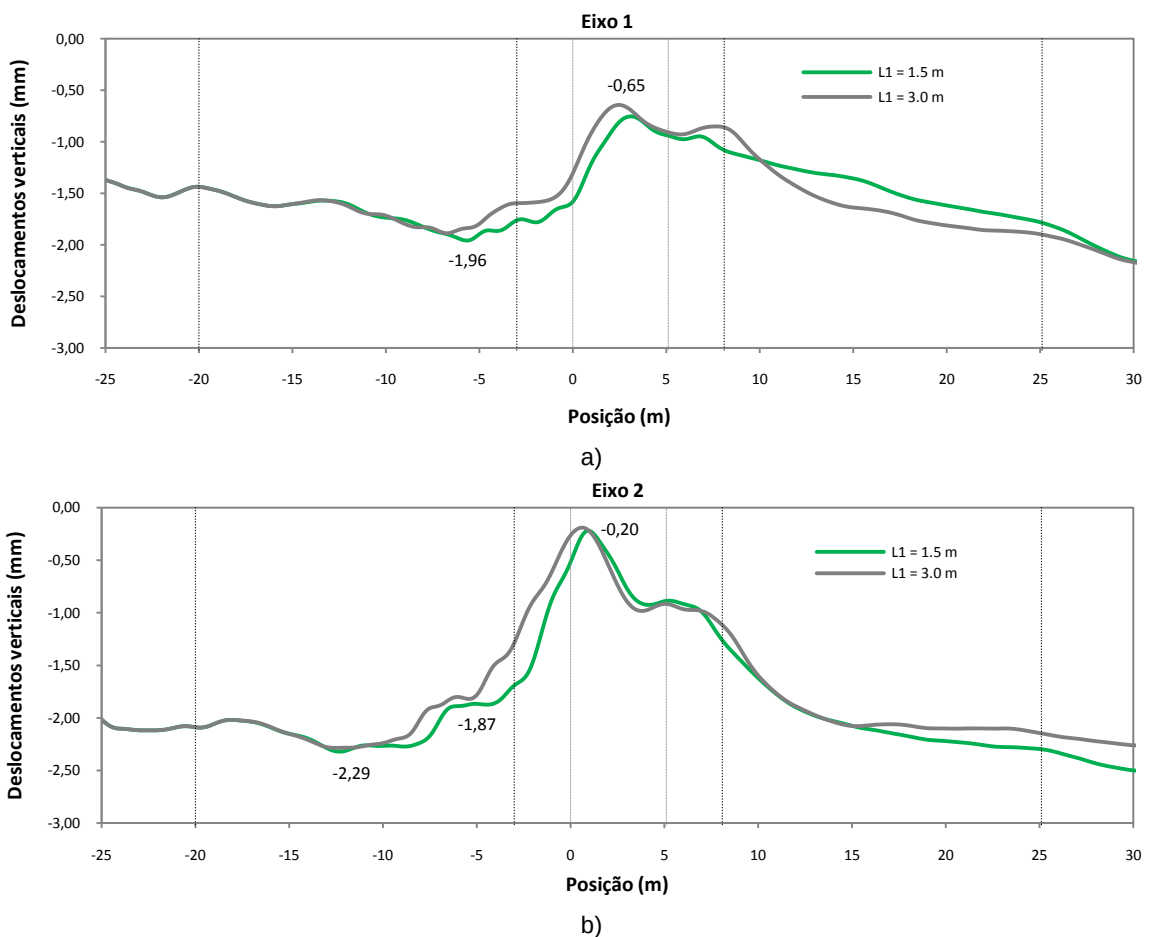
5.4.2.4. Influência do comprimento das cunhas de transição (L_1 e L_2)

Neste ponto será analisada a influência do comprimento das cunhas de transição no comportamento dinâmico, para tal, serão realizados dois cenários de análise. Cada cenário consiste em reduzir para metade um comprimento de uma cunha, L_1 ou L_2 , isto é, foi considerado um cenário com $L_1 = 1,5$ m e $L_2 = 20,0$ m e outro em que $L_1 = 3,0$ m e $L_2 = 10,0$ m.

Nas Figuras 5.26 e 5.27 estão apresentados os gráficos com a evolução espacial dos deslocamentos verticais, para o cenário em que se faz variar o comprimento da cunha tratada ($L_1 = 1,5$ m) para as duas velocidades de circulação, 300 km/h e 350 km/h, e os dois primeiros eixos.

Da observação dos gráficos das Figuras 5.26 e 5.27, facilmente se verifica que o aumento do comprimento da cunha tratada (L_1) beneficia a redução dos deslocamentos verticais na proximidade desta cunha. Nota-se ainda que os deslocamentos verticais tendem a ser maiores para o segundo eixo.



Fig. 5.26 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixoFig. 5.27 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

Verifica-se que a redução do comprimento da cunha tratada induz uma variação dos deslocamentos verticais mais acentuada quando se dá a transição entre a cunha não tratada e a cunha tratada. Nas Figuras 5.26 (primeiro eixo) e 5.27 observa-se que quando se realiza a transição aterro – estrutura,

ocorre um aumento do deslocamento na cunha de material não tratado que acaba por atingir um máximo nesta zona. Para o segundo eixo, à velocidade 300 km/h, o máximo deslocamento é registado na proximidade da transição do aterro para a cunha não tratada com um valor máximo igual a 2,20 mm.

Verifica-se que os deslocamentos verticais mínimos tendem a aumentar com a velocidade, com excepção para o segundo eixo à velocidade de 350 km/h, verificando-se para esta situação uma variação de deslocamentos significativa.

Para as duas velocidades e em ambos os eixos, verifica-se que ao longo da transição estrutura – aterro, as variações de deslocamentos verticais são mais suaves.

Nas Figuras 5.28 e 5.29 apresentam-se os registos da força de interacção dinâmica, para o primeiro e segundo eixos, para as duas velocidades de circulação, 300 km/h e 350 km/h.

Da análise dos gráficos, presentes na Figura 5.28, verifica-se que a máxima força de interacção ocorre na proximidade da entrada na cunha tratada, assim, quando é utilizada uma cunha com $L_1 = 3,0$ m, a máxima força de interacção ocorre próximo da posição -4,0 m. Ao reduzir para metade o comprimento da cunha tratada, verifica-se que a máxima força de interacção ocorre na proximidade da posição -3,0 m. Nota-se ainda que as máximas forças de interacção são ligeiramente superiores para o caso em que se utiliza $L_1 = 1,5$ m, verificando-se ainda para este caso menores mínimos de forças de interacção.

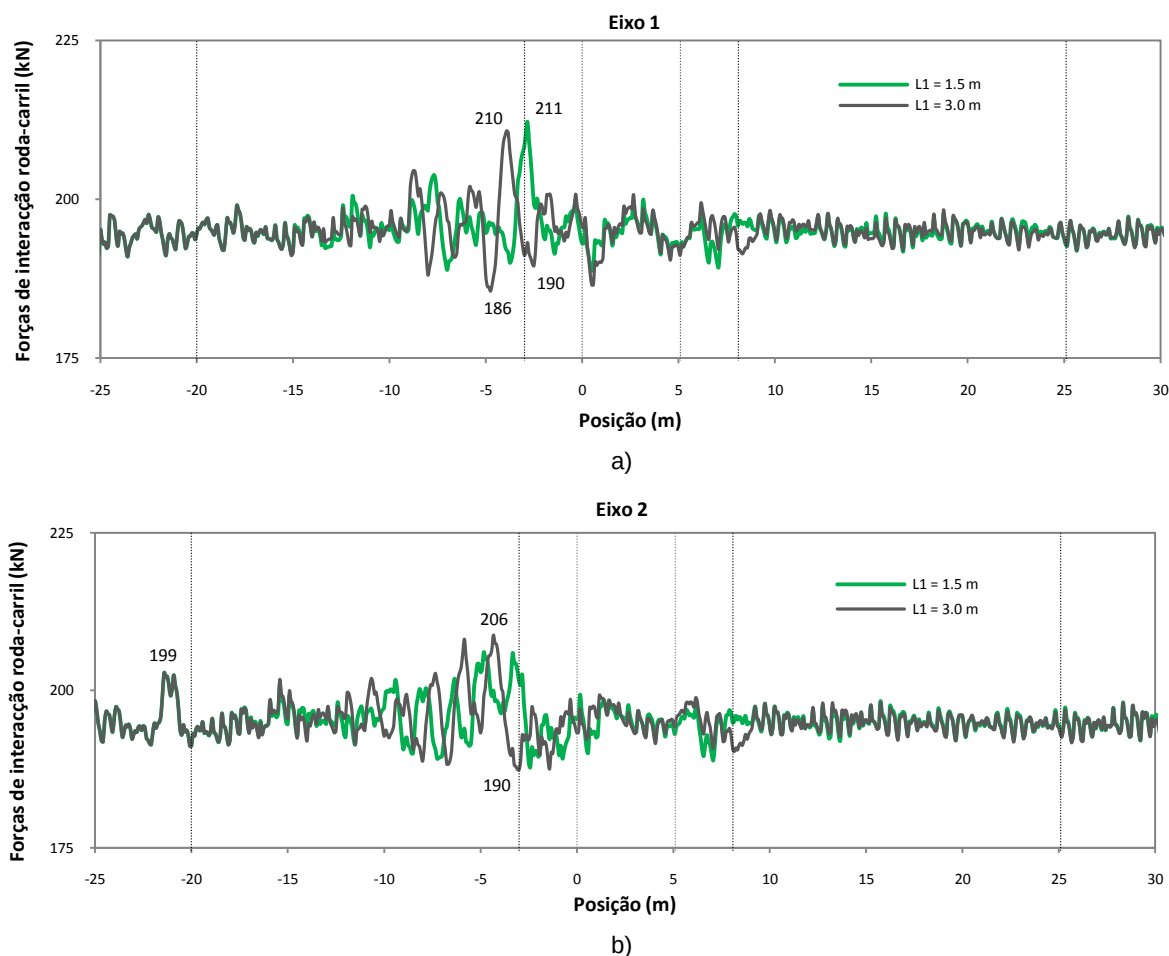


Fig. 5.28 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

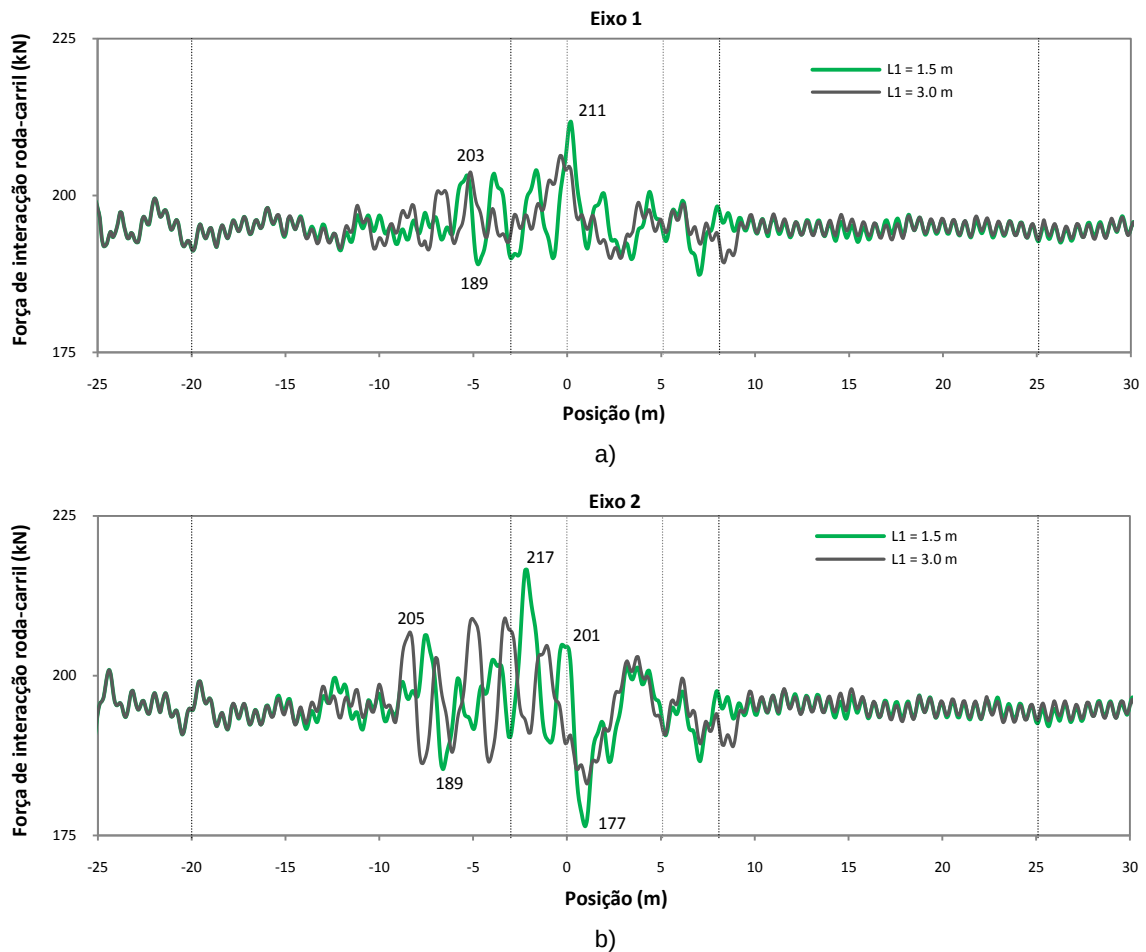


Fig. 5.29 – Evolução espacial das forças de interação roda-carril ($V = 350 \text{ km/h}$): a) 1º eixo; b) 2º eixo

A partir da Figura 5.29, verifica-se que o aumento de velocidade de circulação acarreta uma variação significativa das forças de interação, além disso, as variações tendem a ser maiores para o segundo eixo. Para a situação em que é utilizada uma cunha tratada com $L_1 = 1,5 \text{ m}$, verificam-se maiores mínimos e máximos de força de interação, em ambos os eixos, registrando-se para o segundo eixo um aumento de 11,3% e uma redução de 9,2% respectivamente, da força de interação relativamente ao valor estático.

Da análise de ambas as imagens, pode-se concluir que para uma velocidade de circulação igual a 300 km/h , a redução do comprimento da cunha tratada é vantajoso, pois as variações da força de interação são inferiores às registadas para $L_1 = 3,0 \text{ m}$. No entanto para a velocidade igual a 350 km/h , verifica-se o oposto, ou seja, uma redução do comprimento da cunha tratada acarreta maiores variações da força de interação roda-carril.

Na Figura 5.30 estão apresentados os extremos máximos e mínimos da força de interação roda-carril, quando se procede à alteração de L_1 , em função das velocidades para os dois eixos.

Da análise dos gráficos, verifica-se que a adopção de uma cunha com maior comprimento acarreta menores variações da força de interação com o aumento da velocidade. Note-se que na situação em que $L_1 = 1,5 \text{ m}$ registam-se significativas variações da força de interação, além disso, as variações tendem a ser maiores para o segundo eixo, especialmente para a velocidade de 350 km/h .

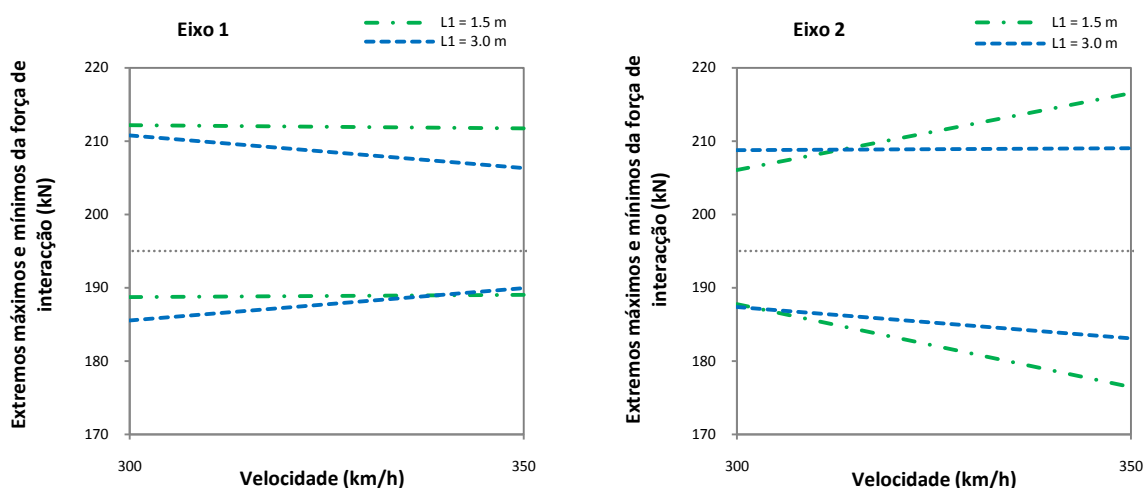
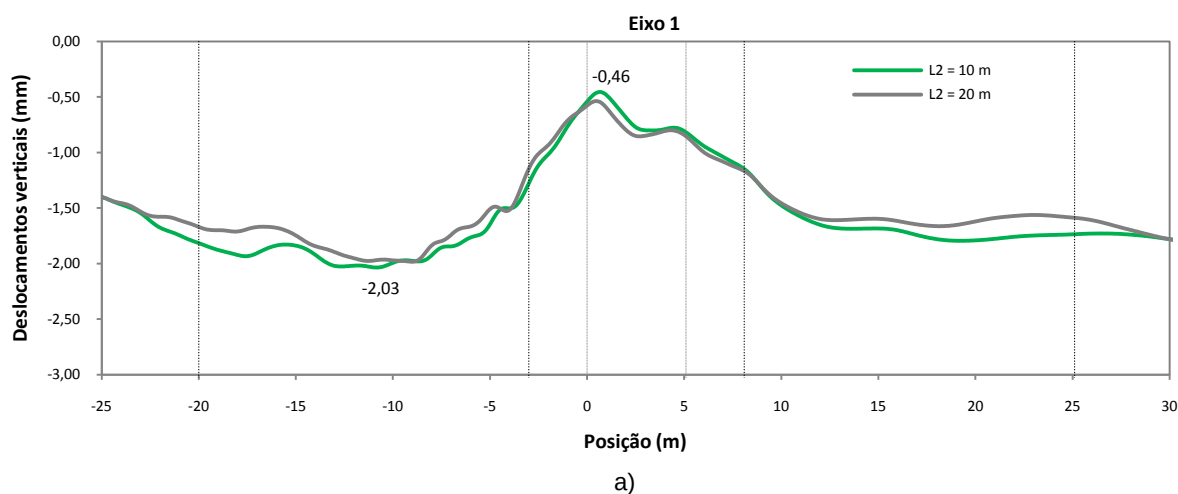


Fig. 5.30 – Extremos máximos e mínimos da força de interação roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos quando submetidos à alteração de L_1

Nas Figuras 5.31 e 5.32 apresentam-se os registos dos deslocamentos verticais em função da posição, para o cenário em que se faz variar o comprimento da cunha não tratada (L_2) para as duas velocidades de circulação, 300 km/h e 350 km/h, e os dois primeiros eixos.

A partir da análise dos gráficos da Figura 5.31 e 5.32, verifica-se que uma diminuição do comprimento da cunha não tratada conduz a um aumento dos deslocamentos verticais, na zona da cunha não tratada. Nota-se ainda que os deslocamentos máximos e mínimos tendem a aumentar com o aumento da velocidade, com excepção para o segundo eixo (a uma velocidade igual a 350 km/h) que ocorre uma diminuição do deslocamento mínimo, registando-se um mínimo igual a 0,10 mm.

Nota-se ainda que uma diminuição do comprimento da cunha não tratada, para uma velocidade igual a 350 km/h, induz um aumento significativo dos deslocamentos verticais na transição estrutura - aterro, onde se verifica um deslocamento máximo igual a 2,56 mm no segundo eixo.



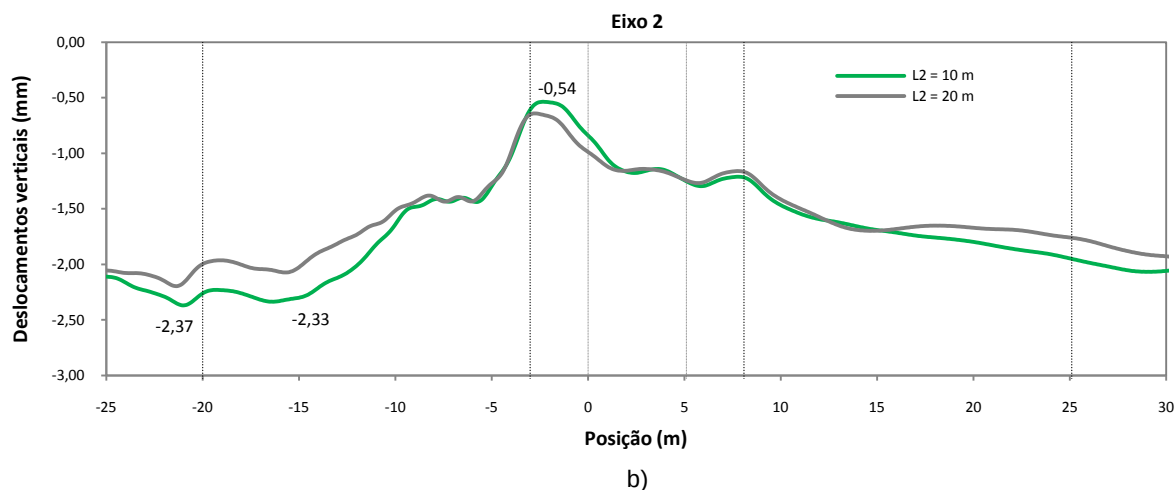


Fig. 5.31 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

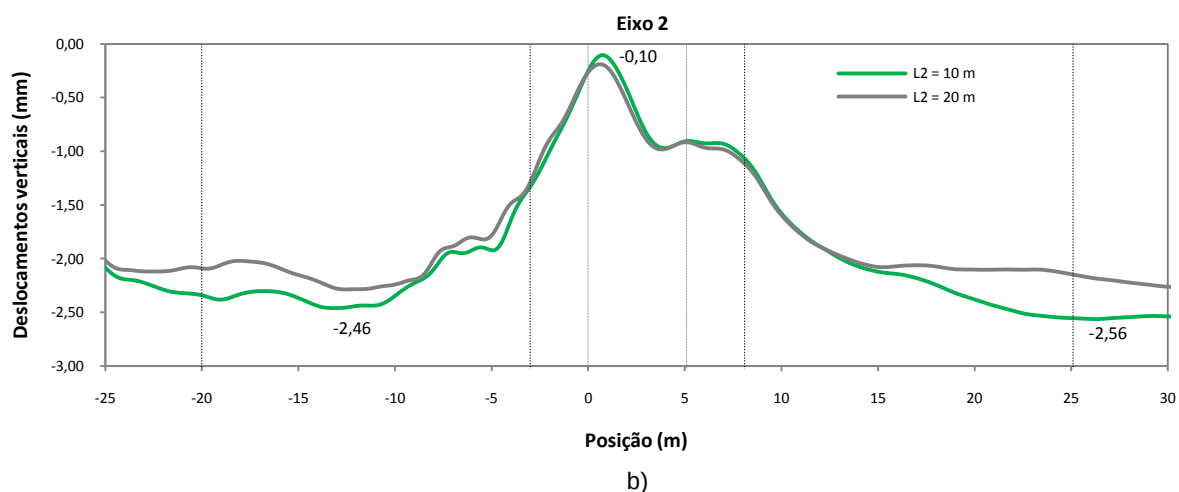
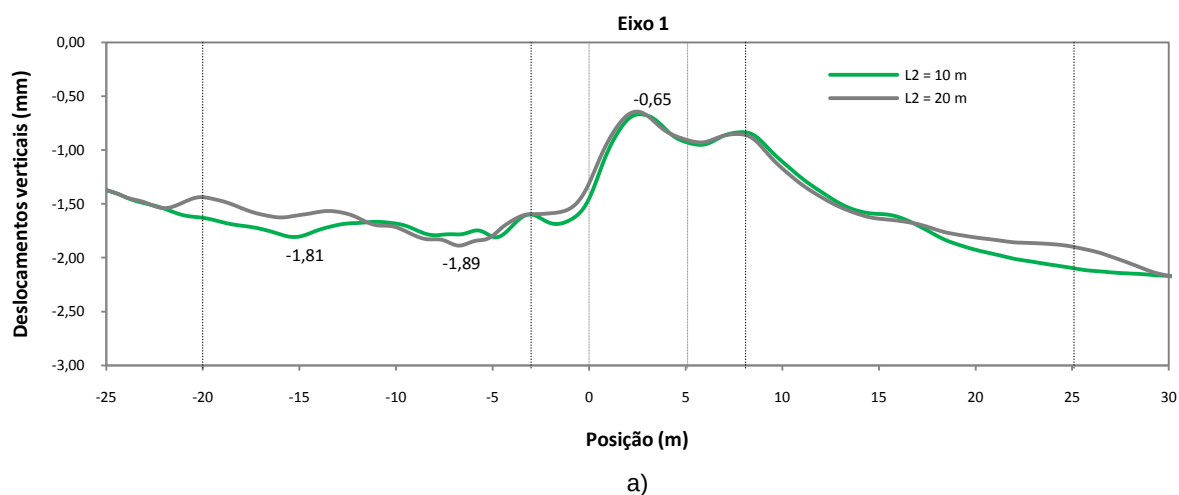
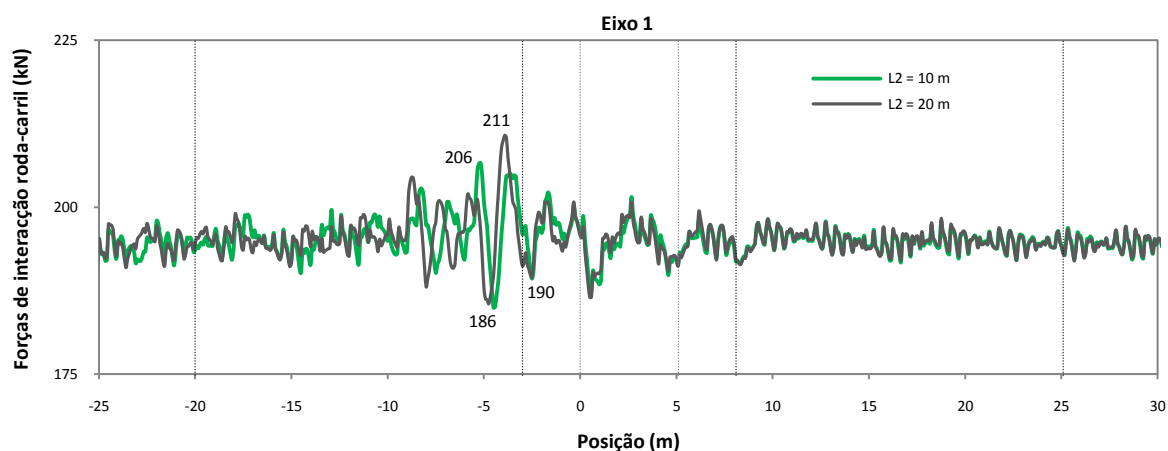
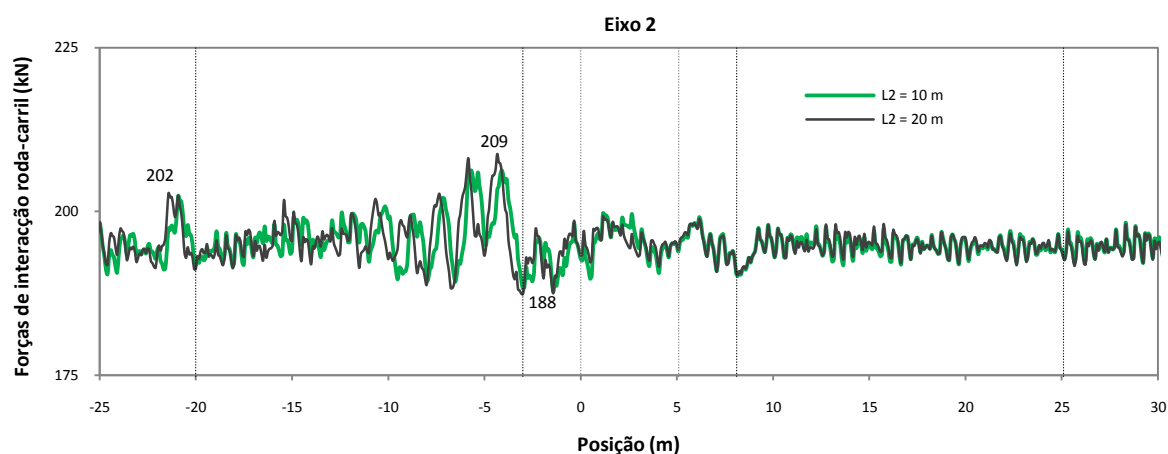


Fig. 5.32 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

Apresentam-se, nas Figuras 5.33 e 5.34, os registos das forças de interacção roda-carril em função da posição, para o cenário em que se faz variar o comprimento da cunha não tratada (L_2) para as duas velocidades de circulação, 300 km/h e 350 km/h, e os dois primeiros eixos.

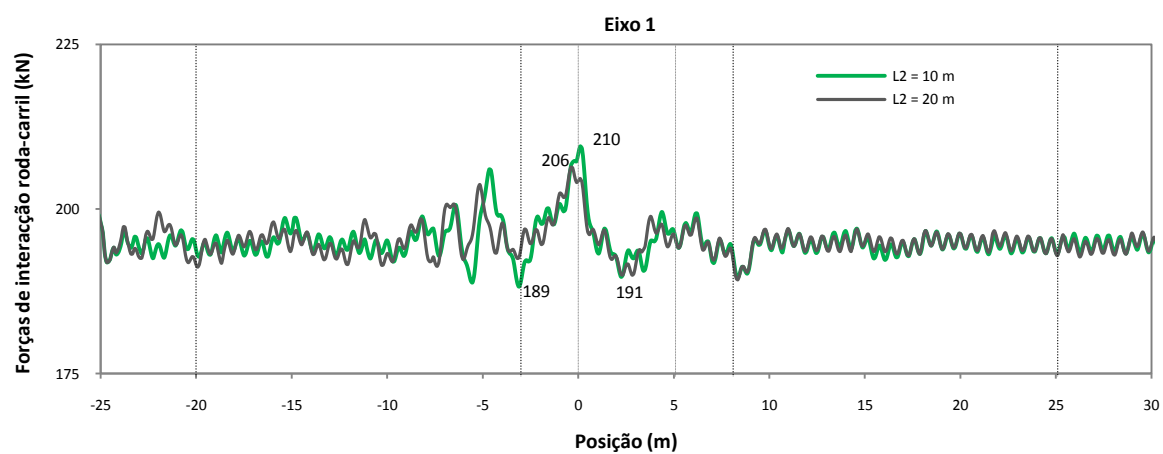


a)

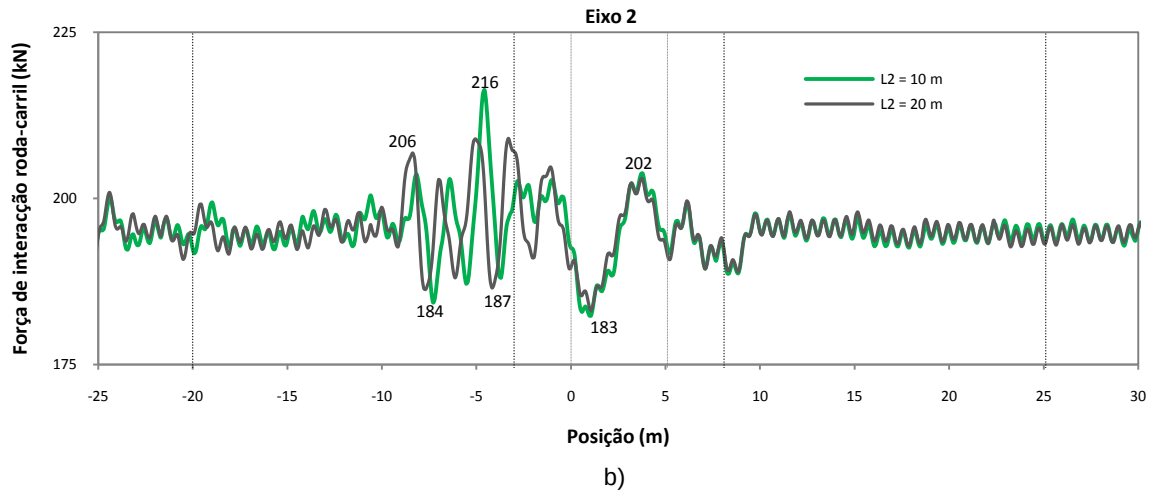


b)

Fig. 5.33 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo



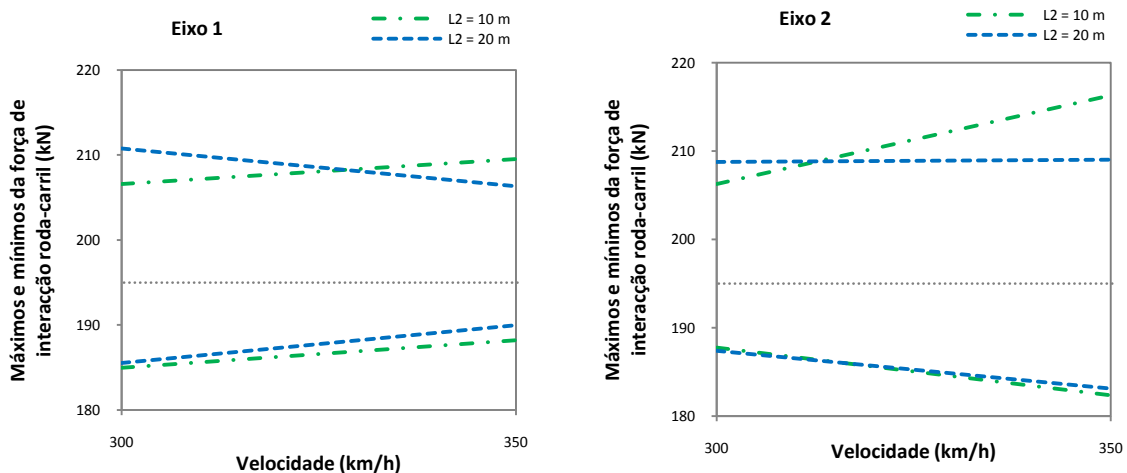
a)



A partir da análise da Figura 5.33, velocidade igual a 300 km/h, conclui-se que a diminuição do comprimento da cunha não tratada (L_2) provoca uma redução da variação das forças de interação para ambos os eixos, isto é, as máximas forças de interação são menores, quando $L_2 = 10,0$ m, registando-se um máximo igual a 206 kN para ambos os eixos (aumento de 5,6% da força de interação relativamente ao valor estático). Nota-se ainda que os extremos máximos e mínimos da força de interação, para o primeiro eixo, ocorrem aproximadamente entre as posições -5,0 e -2,5 m.

A observação da Figura 5.34 permite concluir que um aumento de velocidade acarreta um aumento da variação das forças de interação, e verificam-se extremos máximos e mínimos para a situação em que $L_2 = 10,0$ m. Para o segundo eixo, regista-se um aumento de 10,8% e uma redução de 6,2% da força de interação relativamente ao valor estático. Ainda é possível observar que sobre a passagem inferior ocorre um mínimo da força de interação, o que permite concluir que para esta velocidade haverá um maior efeito da estrutura na resposta do veículo.

Na Figura 5.35 são apresentados os extremos máximos e mínimos da força de interação roda-carril, quando submetidos à alteração de L_2 , para as duas velocidades e para cada eixo.



Da observação da Figura 5.35, verifica-se que um aumento do comprimento da cunha não tratada (L_2) é benéfico para a redução da variação das forças de interação com o aumento da velocidade de circulação, resultando na diminuição dos extremos máximos e mínimos registados. Nota-se que a diminuição dos extremos é superior para o primeiro eixo.

De salientar que um aumento de velocidade, para o segundo eixo, conduz a um aumento dos extremos, em ambos os casos analisados para o comprimento da cunha não tratada (L_2). Todavia, a utilização de uma cunha com $L_2 = 20,0$ m conduz a um acréscimo dos extremos máximos pequeno (cerca de 1 kN). Verifica-se no segundo eixo que em ambos os casos, para $L_2 = 10,0$ m e $L_2 = 20,0$ m, existe um aumento dos extremos mínimos com a velocidade da mesma ordem de grandeza.

5.4.2.5. Influência da inclinação das cunhas de transição (i_1 e i_2)

De modo a analisar a influência da inclinação das cunhas de transição, procedeu-se à realização de dois cenários de análise, no primeiro cenário procedeu-se à alteração da inclinação da cunha tratada (i_1) para um valor igual a 3:2 e no segundo cenário procedeu-se à alteração da inclinação da cunha não tratada (i_2) para um valor igual a 1:2. Estes cenários foram confrontados com o modelo de referência.

Nas Figuras 5.36 e 5.37 estão representados os deslocamentos verticais, para os dois eixos e duas velocidades, em função da posição para o cenário em que se procede à alteração de i_1 .

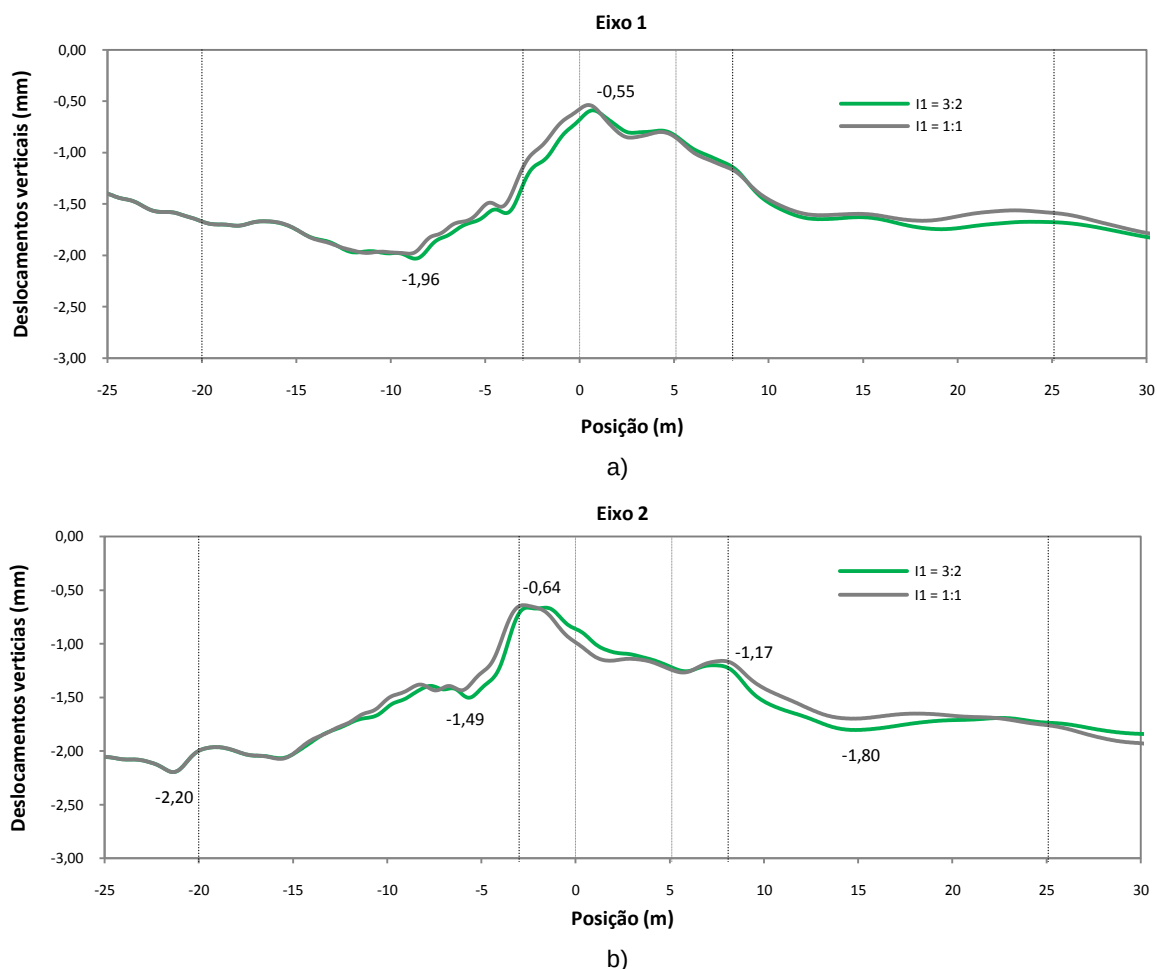


Fig. 5.36 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

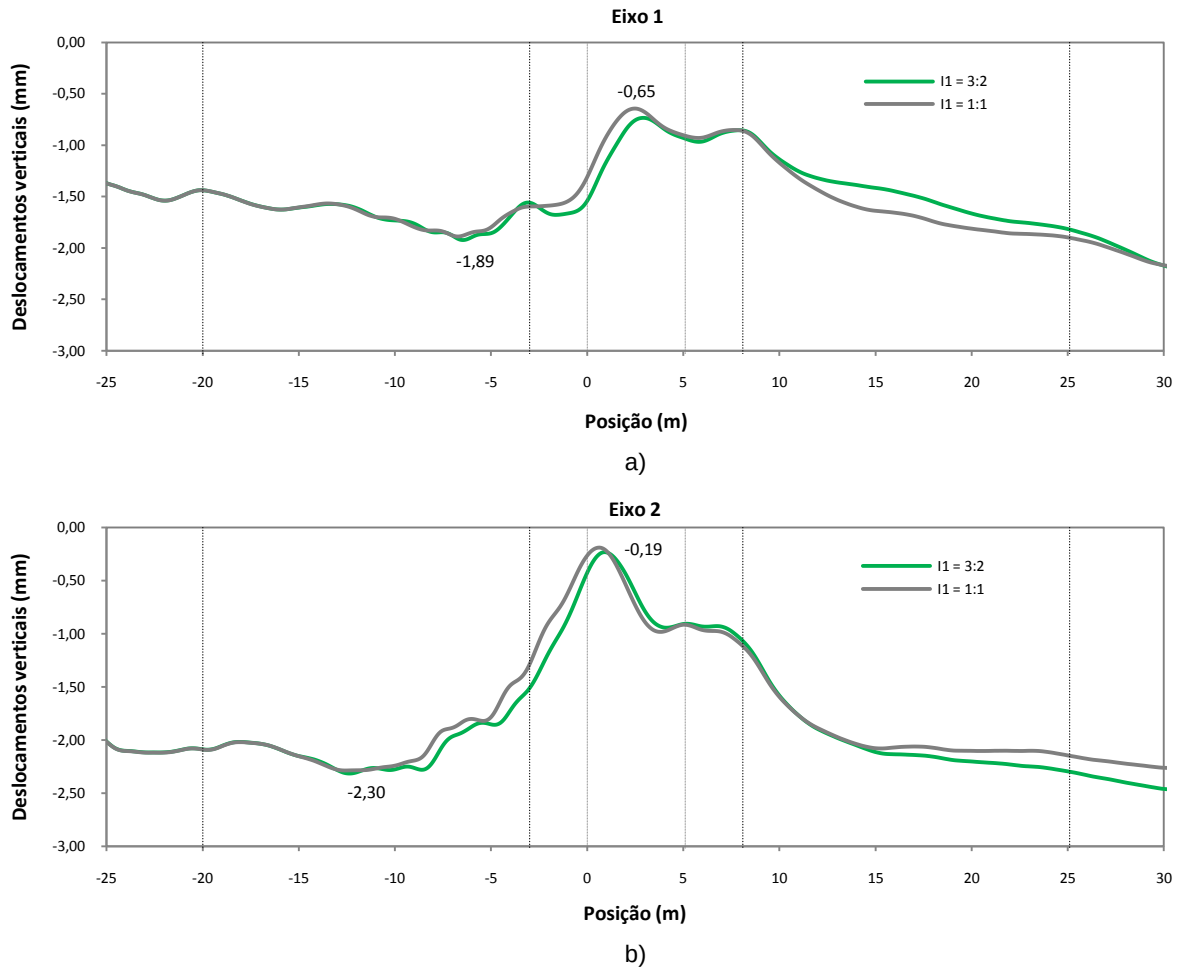


Fig. 5.37 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

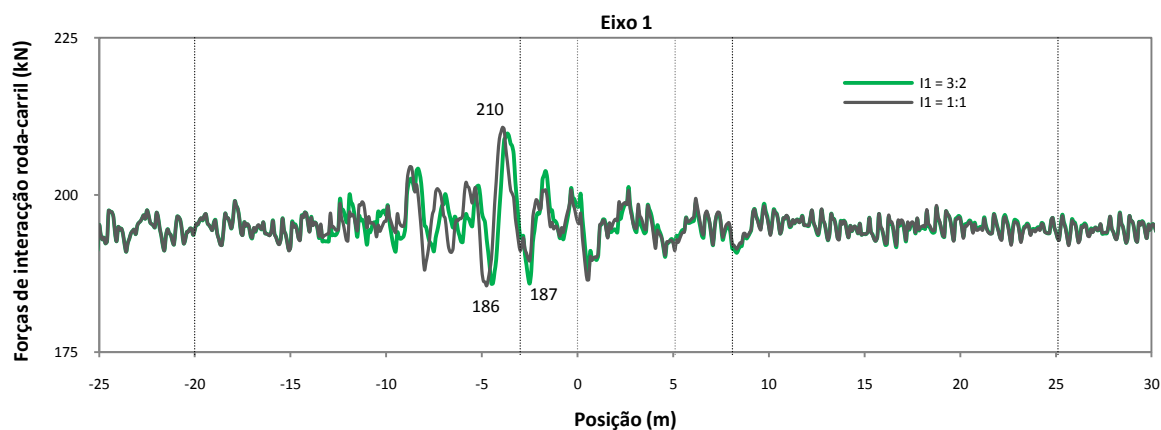
Da análise das Figuras 5.36 e 5.37, verifica-se que a redução da inclinação da cunha tratada provoca um ligeiro aumento dos assentamentos verticais, com maior incidência na proximidade da cunha tratada. Nota-se ainda que um aumento da velocidade faz incrementar os deslocamentos, e estes são maiores para o segundo eixo. Os deslocamentos mínimos ocorrem sobre a passagem inferior, com excepção do segundo eixo, para uma velocidade igual a 300 km/h.

De referir ainda que no segundo eixo, para uma velocidade igual a 350 km/h, regista-se um mínimo igual a 0,19 mm, sendo o menor valor registado em ambos os cenários.

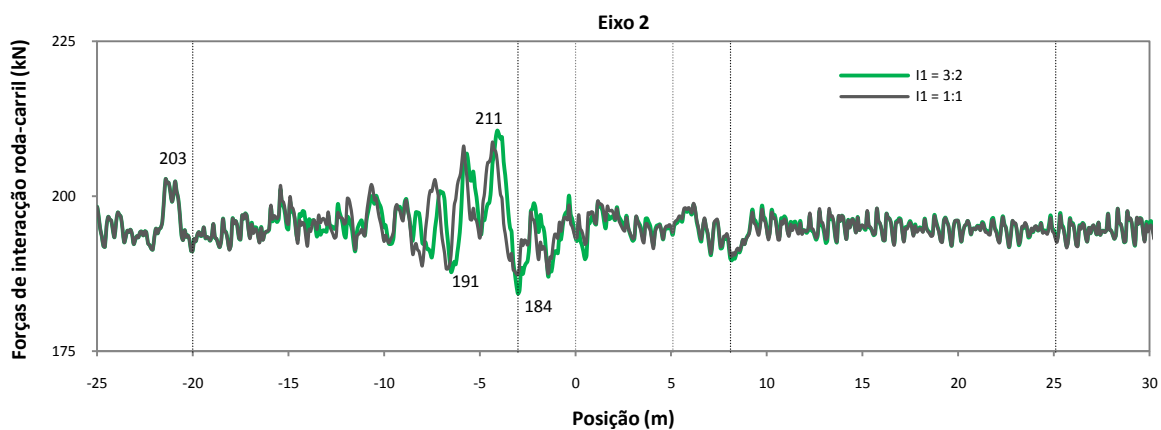
Nas Figuras 5.38 e 5.39 estão registadas as forças de interacção, para os dois primeiros eixos e duas velocidades de circulação, em função da posição.

A partir da observação dos gráficos, presentes na Figura 5.38, é possível concluir que a redução da inclinação da cunha tratada (i_1) irá incrementar as variações das forças de interacção para o segundo eixo. Quanto ao primeiro eixo, verifica-se que a redução da inclinação não afecta as variações das forças de interacção, pelo que em ambos cenários ($i_1 = 1:1$ e $i_1 = 3:2$) as forças são idênticas. Ainda é possível verificar que os extremos máximos e mínimos localizam-se entre as posições -5,0 m e -3,0 m. Nota-se que em ambos os eixos, as variações da força de interacção são semelhantes, regista-se um aumento em torno de 8% e uma redução em torno de 6% da força de interacção relativamente ao valor estático.

A partir da Figura 5.39 é possível constatar que um aumento de velocidade acarreta variações da força de interação da mesma ordem de grandeza das obtidas para a velocidade igual a 300 km/h. No entanto, os extremos máximos e mínimos da força de interação estão localizados em posições distintas das registadas para a velocidade igual a 300 km/h.

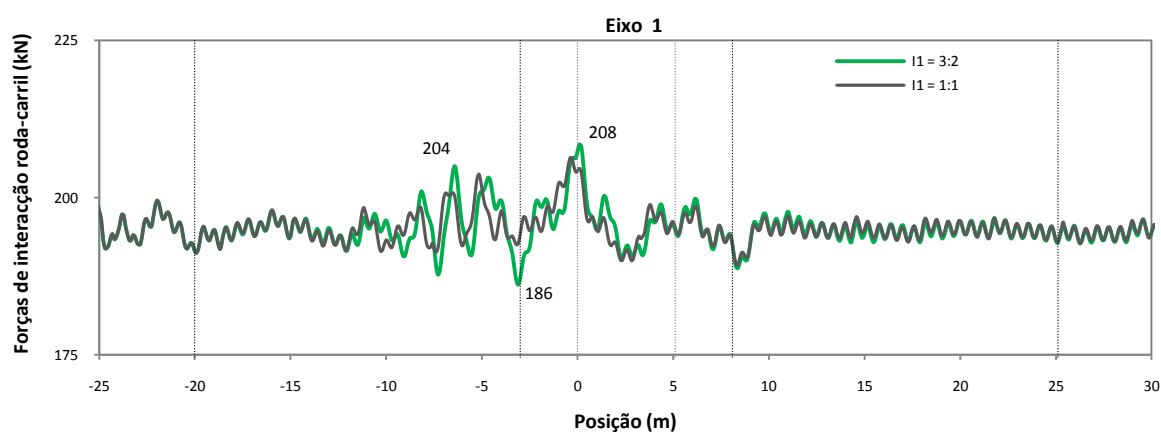


a)



b)

Fig. 5.38 – Evolução espacial das forças de interação roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo



a)

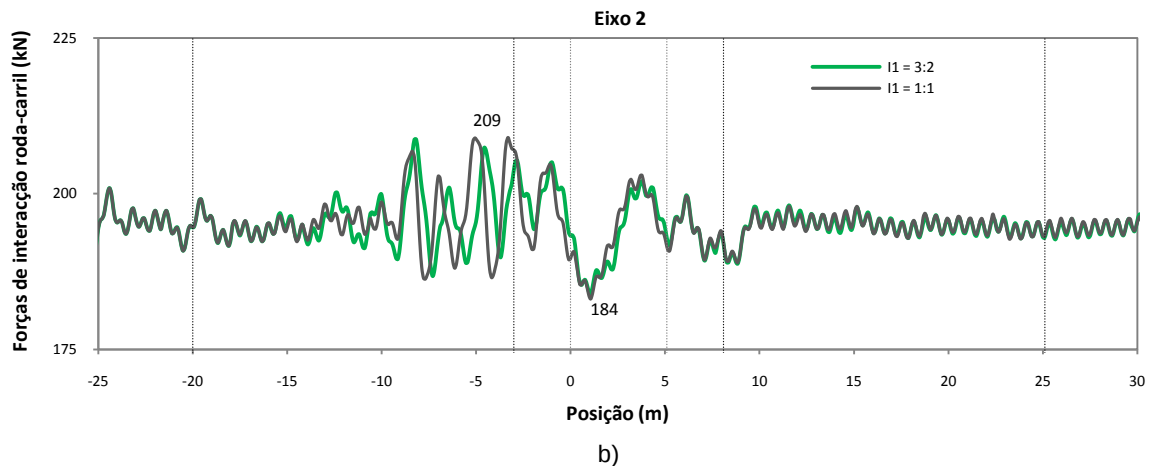


Fig. 5.39 – Evolução espacial das forças de interação roda-carril ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

Na Figura 5.40 está representada a influência do aumento da velocidade na evolução dos extremos máximos e mínimos da força de interação quando se procede à redução da inclinação da cunha tratada (i_1). É possível observar que em ambas as inclinações verifica-se uma redução dos extremos, no primeiro eixo, quando ocorre um aumento da velocidade de circulação, no entanto, a inclinação $i_1 = 1:1$ possui um melhor benefício na redução dos extremos da força de interação roda-carril.

Quanto ao segundo eixo, é possível concluir que em ambas as inclinações ocorre um aumento dos extremos das forças de interação, com excepção do caso em que $i_1 = 3:2$ onde regista-se uma diminuição de 2 kN no extremo máximo da força de interação.

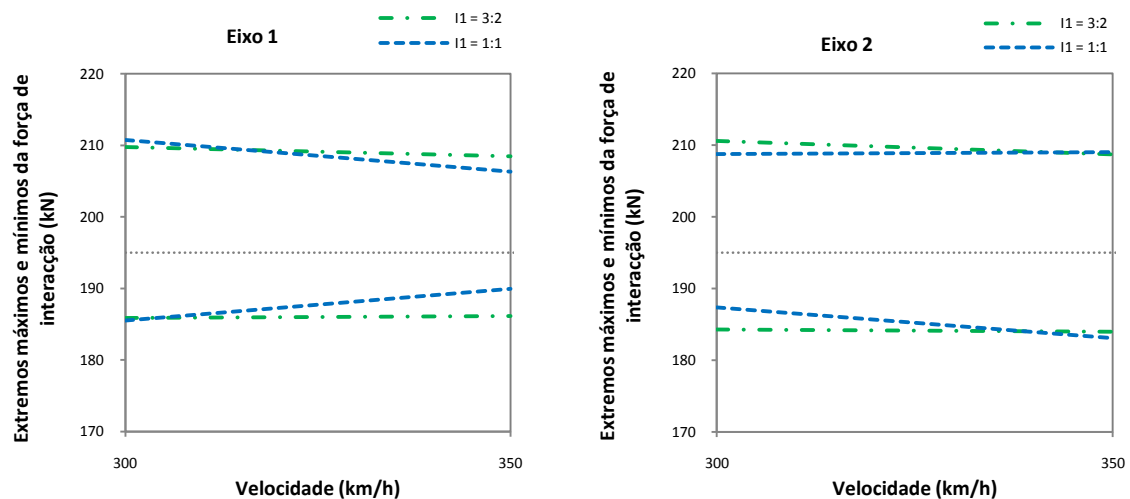
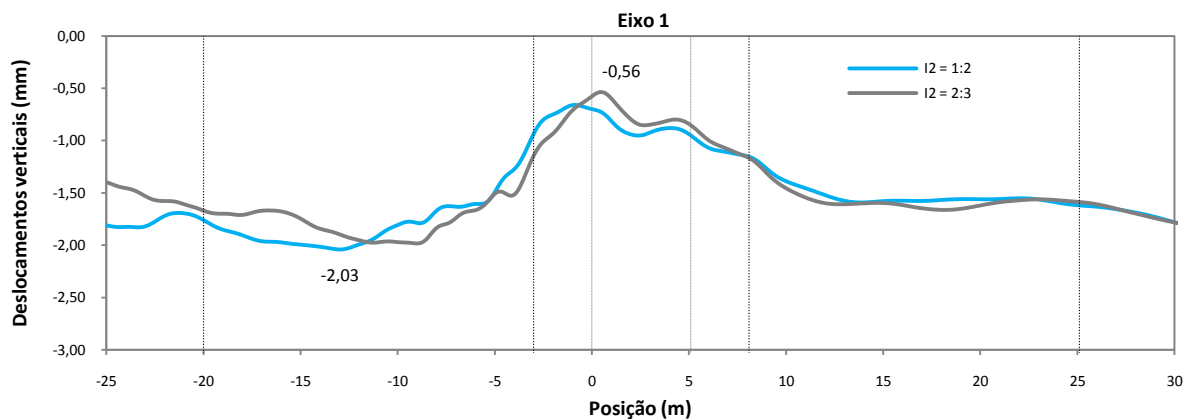


Fig. 5.40 – Extremos máximos e mínimos da força de interação roda-carril para as duas velocidades e ambos os eixos

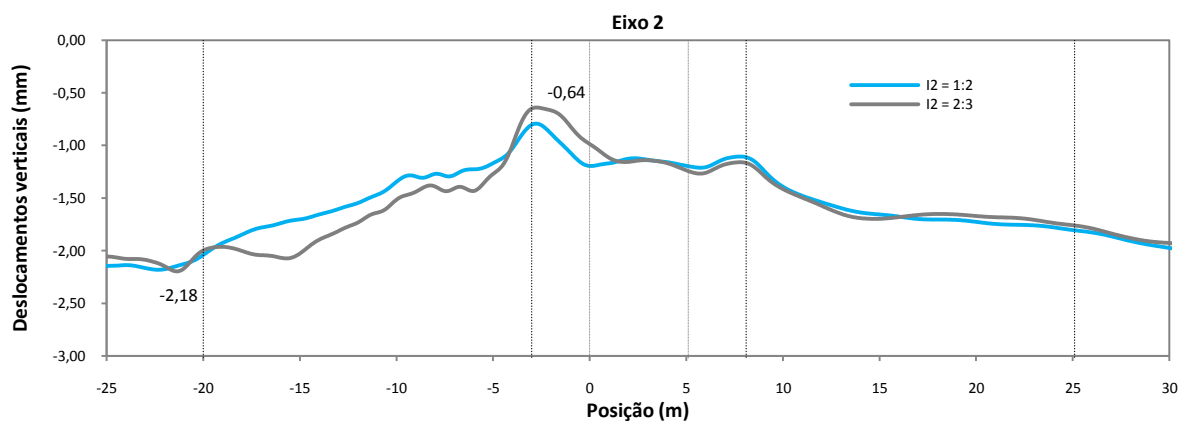
Nas Figuras 5.41 e 5.42 estão representados os deslocamentos verticais, para os dois eixos e duas velocidades, em função da posição para o cenário em que se procede à alteração da inclinação da cunha não tratada (i_2).

A partir da observação dos gráficos, para o primeiro eixo, verifica-se que para a velocidade de 300 km/h ocorre um maior pico ao nível dos deslocamentos a uma posição aproximada de 1,0 m do

início da passagem inferior. Enquanto para a velocidade de 350 km/h o pico máximo ocorre a cerca de 3,0 m do início da passagem inferior. Os efeitos no segundo eixo ocorrem sempre um pouco antes dos efeitos no primeiro eixo, uma vez que o segundo eixo sofre também o efeito do primeiro. Isto verifica-se nos dois casos 300 e 350 km/h.

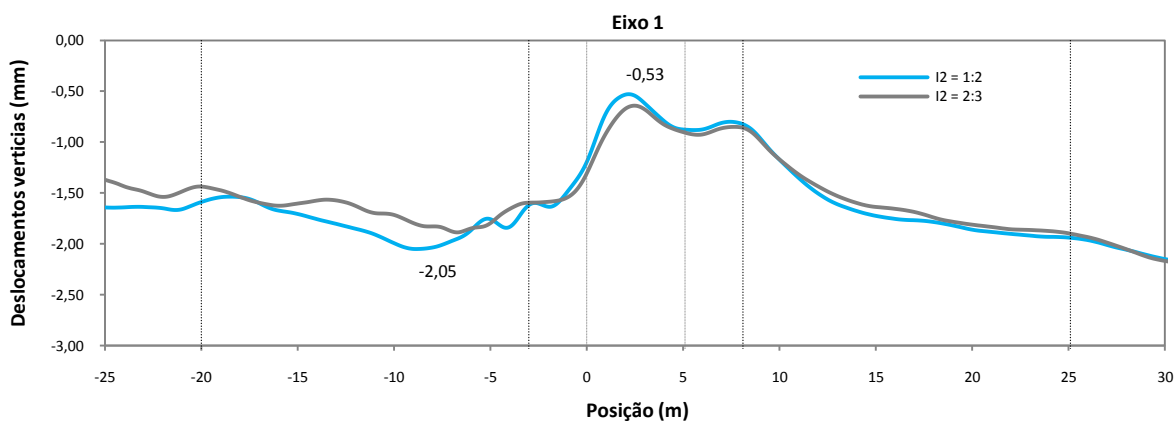


a)



b)

Fig. 5.41 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo



a)

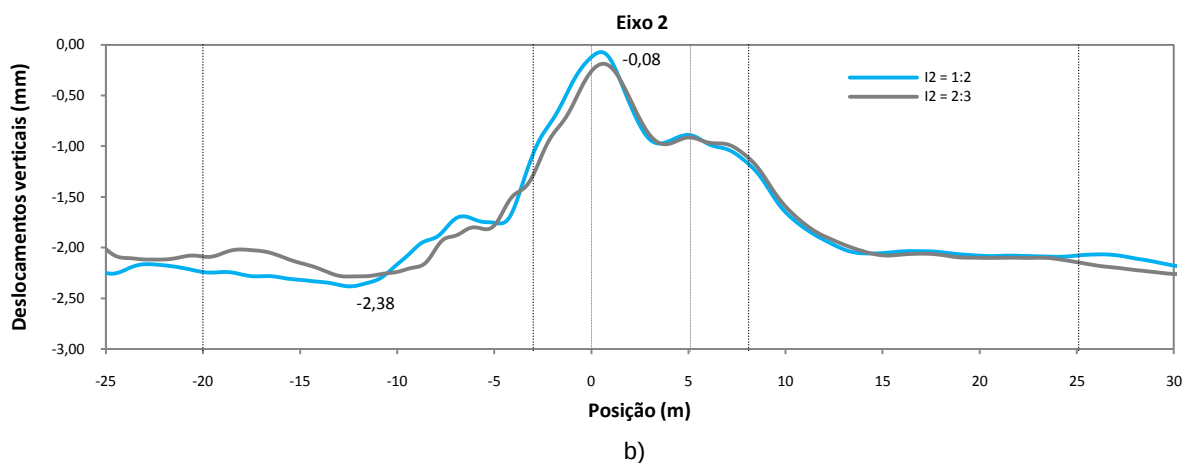


Fig. 5.42 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

Nas Figuras 5.43 e 5.44 apresentam-se os registos da força de interacção dinâmica, para os dois primeiros eixos, em função da posição, para os cenários de análise em que se procede à alteração da cunha não tratada (i_2).

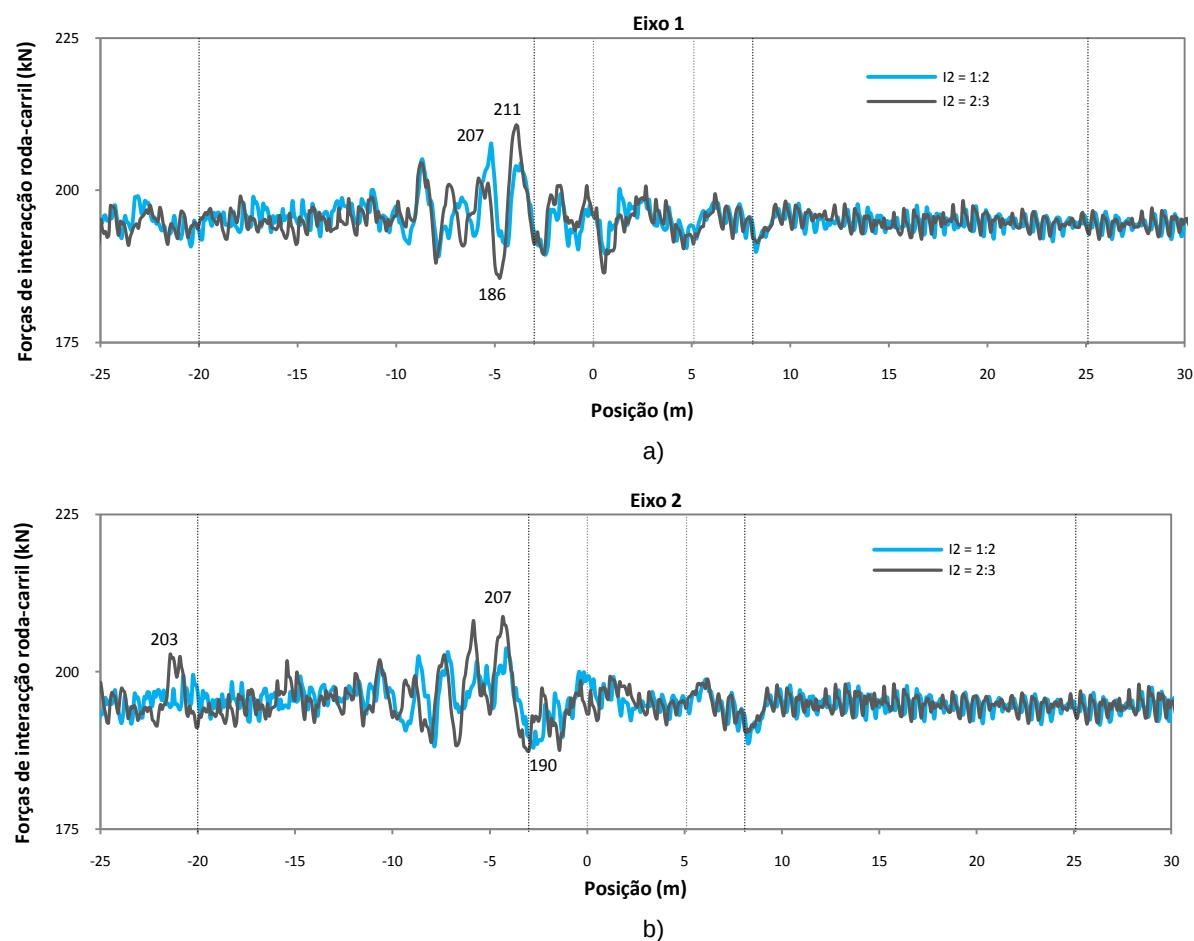


Fig. 5.43 – Evolução espacial das forças de interacção roda-carril ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

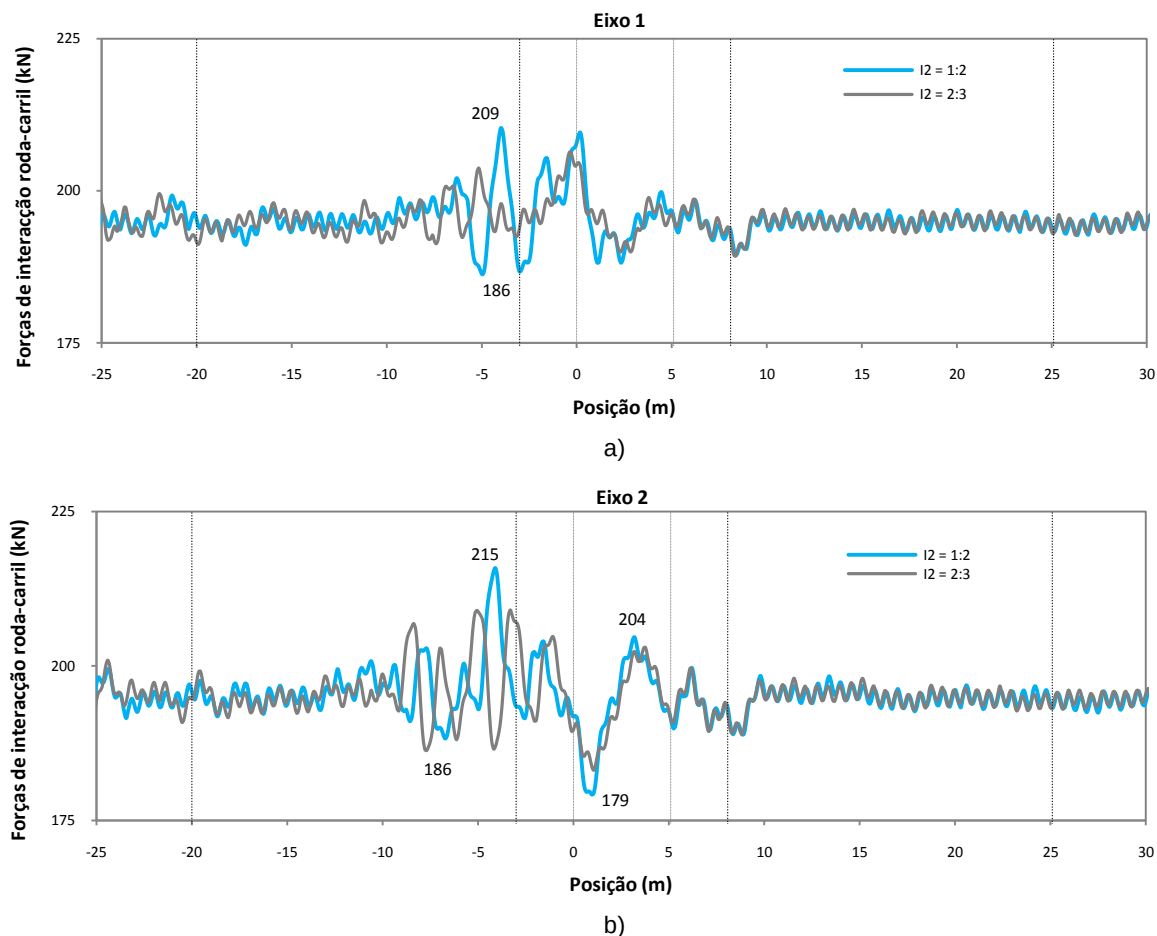


Fig. 5.44 – Evolução espacial das forças de interacção roda-caril ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

Da análise dos gráficos das Figuras 5.43 e 5.44 constata-se que os extremos máximos e mínimos das forças de interacção, para a velocidade 300 km/h, ocorrem aproximadamente entre as posições -5,0 m e -3,0 m, ou seja, para esta velocidade a variação de contacto ocorre no início da cunha tratada, enquanto para a velocidade de 350 km/h se verifica variações também na zona da passagem inferior.

Ainda é possível verificar que para uma velocidade de 350 km/h se dão elevadas variações da força de contacto no segundo eixo, registando-se um aumento de 10,3% e uma redução de 8,2% da força de interacção relativamente ao valor estático.

Na Figura 5.45 estão representados os extremos máximos e mínimos da força de interacção para ambas as velocidades, quando se procede à alteração da inclinação da cunha não tratada (i_2).

A partir da análise dos gráficos, verifica-se que a adopção de uma menor inclinação para a cunha não tratada acarreta maiores extremos máximos e mínimos da força de interacção com o aumento da velocidade e em ambos os eixos. É de salientar que a adopção de uma inclinação 1:2 é benéfica quando se pratica uma velocidade igual a 300 km/h, pois os extremos mínimos e máximos das forças de interacção são inferiores aos obtidos para a inclinação de referência ($i_2 = 2:3$), no entanto, a adopção de uma inclinação 1:2 acarreta um aumento dos extremos com a velocidade sendo mais significativos no segundo eixo.

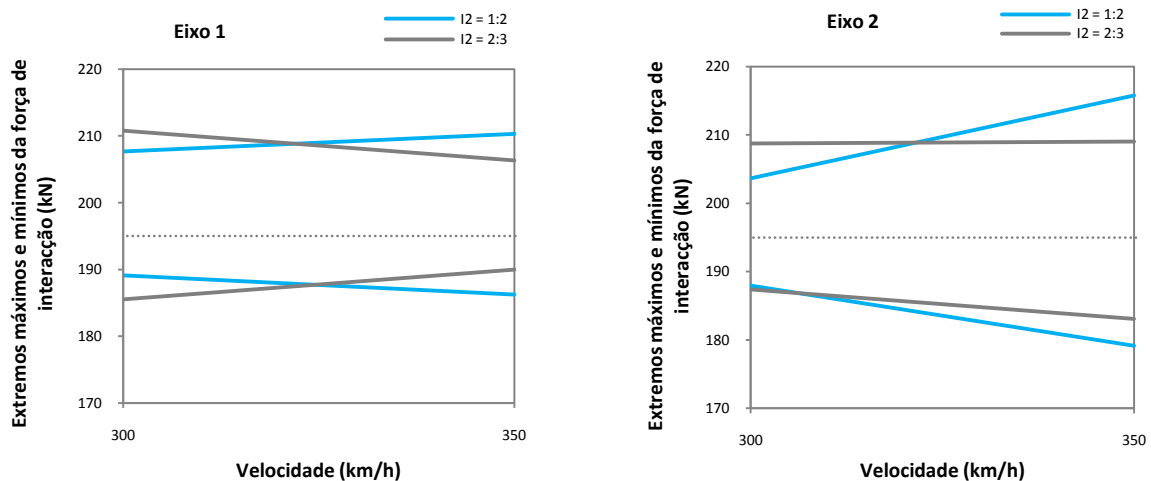


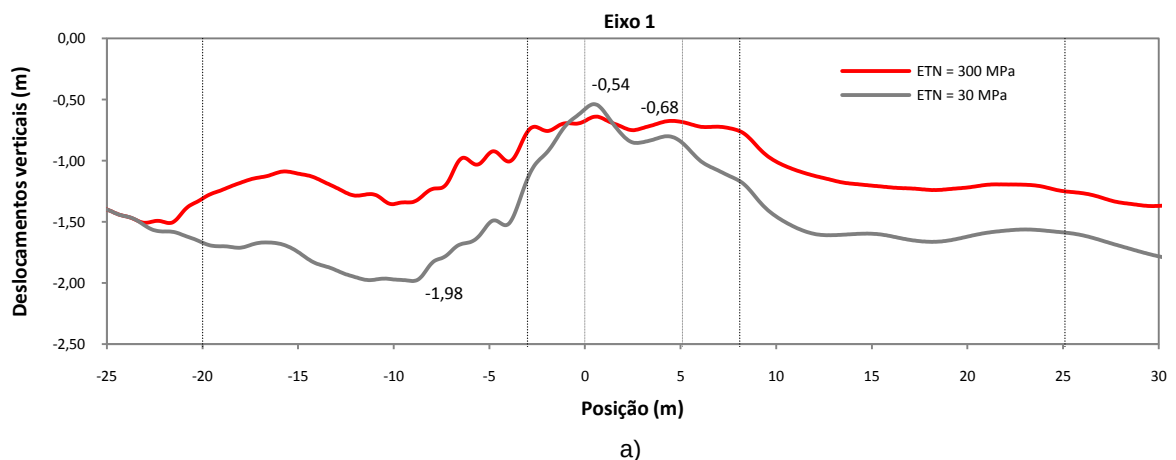
Fig. 5.45 – Extremos máximos e mínimos da força de interação roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos

5.4.2.6. Influência da rigidez do terreno natural (E_{TN});

Neste ponto serão avaliados os efeitos dinâmicos motivados pela alteração da rigidez do terreno natural. Assim, procedeu-se à alteração do módulo de deformabilidade do terreno (E_{TN}) para um valor igual a 300 MPa.

Nas Figuras 5.46 e 5.47 são apresentados os registos dos deslocamentos verticais em função da posição. É possível identificar uma redução significativa dos deslocamentos verticais independentemente da velocidade de circulação, ou mesmo do eixo.

Verifica-se ainda que sobre a passagem inferior registam-se os menores deslocamentos verticais, e possuem valores entre 0,64 e 0,70 mm. O aumento da rigidez do terreno natural é benéfico para a redução dos deslocamentos verticais, verificando-se uma variação dos deslocamentos menos acentuada quando comparada à variação registada para um terreno natural muito menos rígido ($E_{TN} = 30$ MPa).



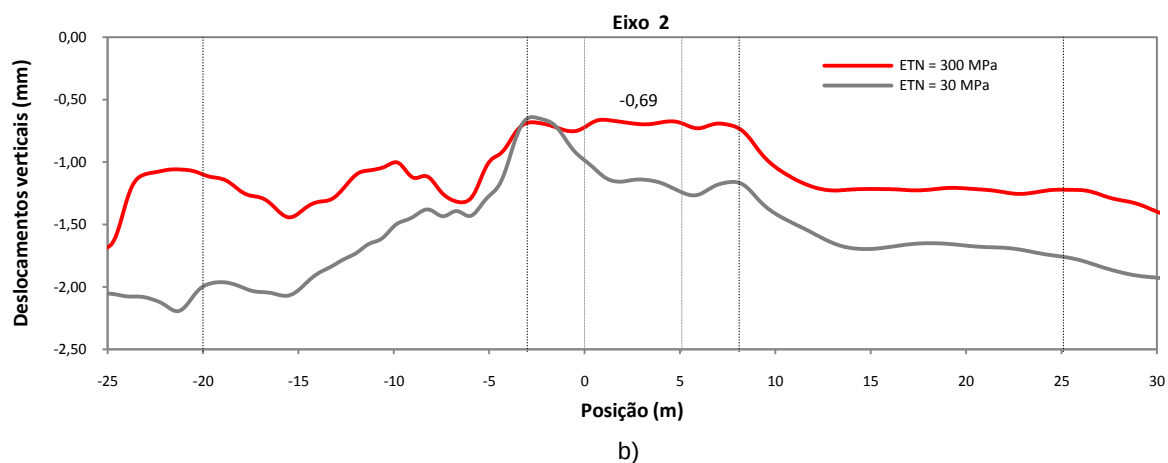


Fig. 5.46 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

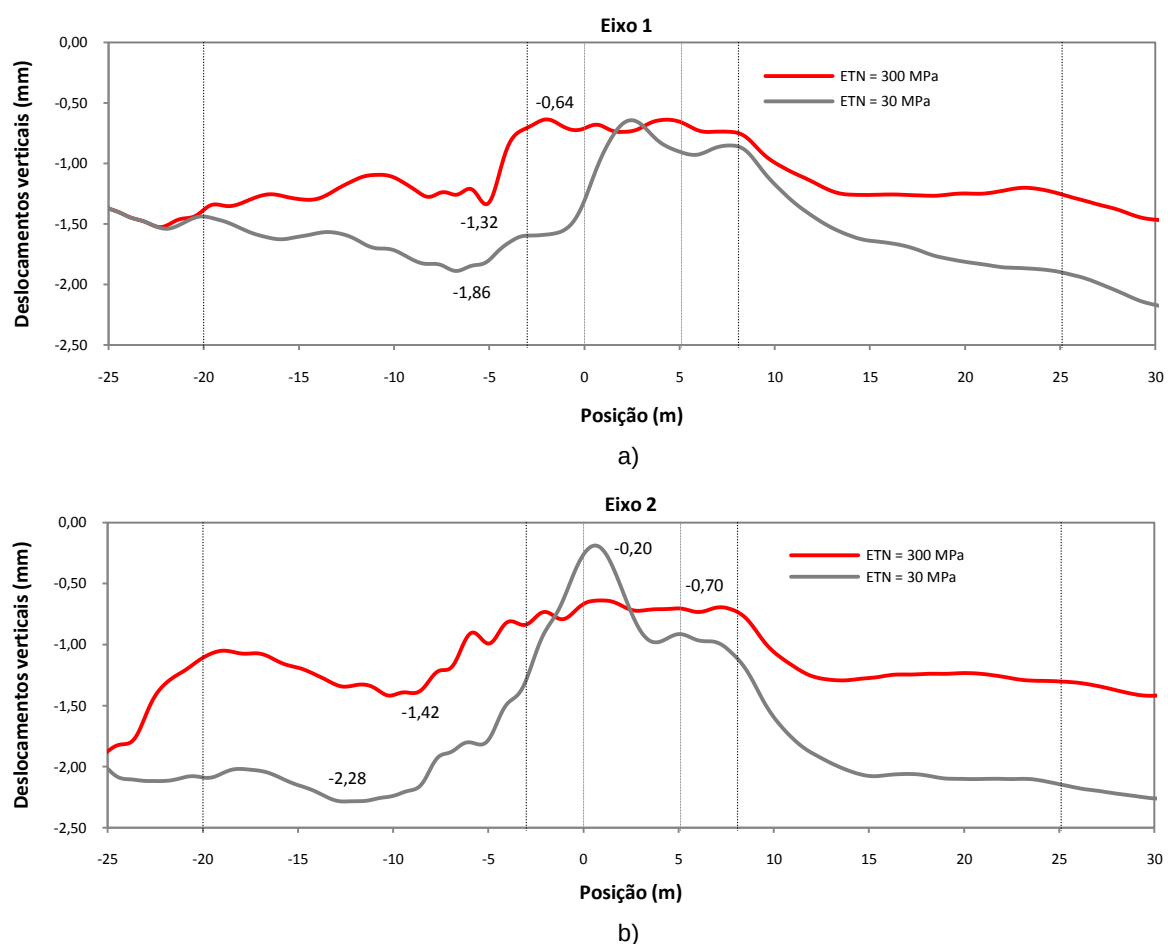
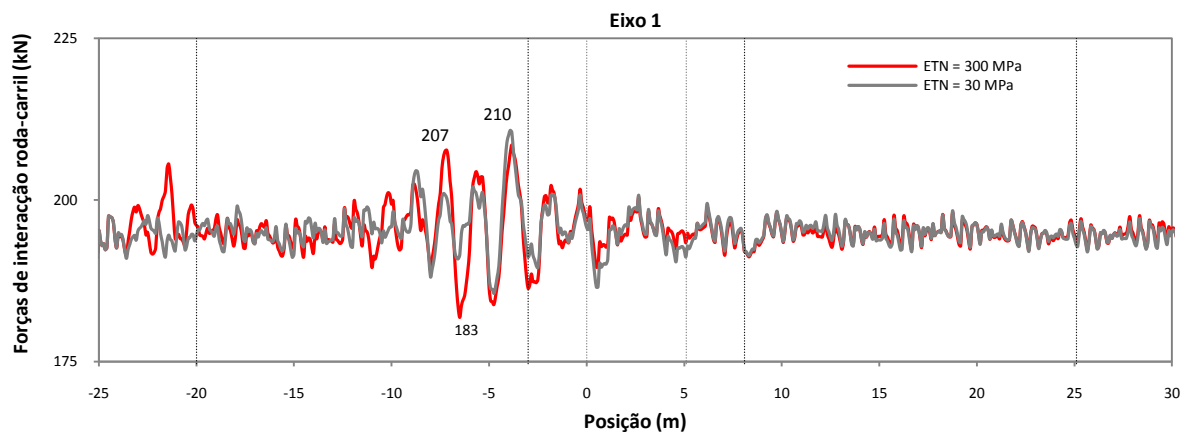


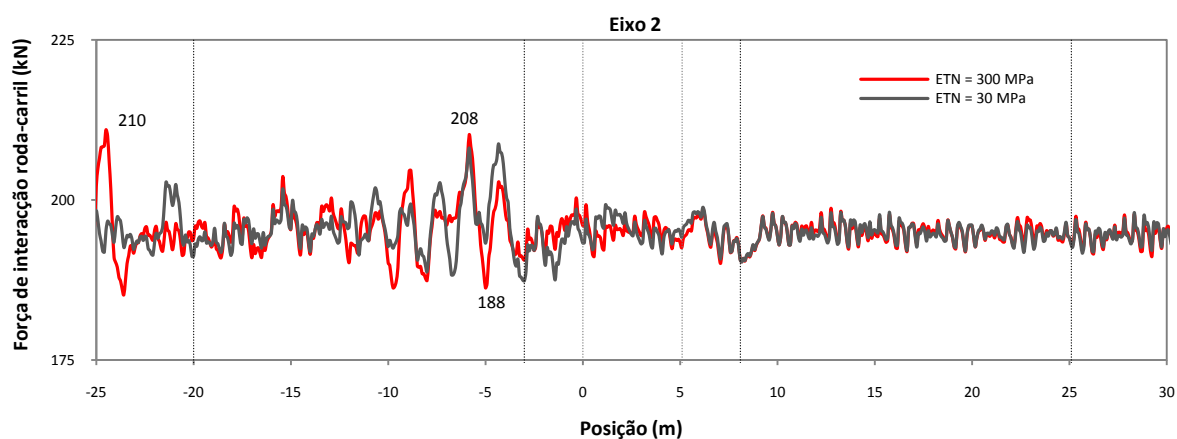
Fig. 5.47 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

O terreno natural possui um contributo fundamental na atenuação dos deslocamentos verticais. Facilmente conclui-se que na presença de solos de elevada deformabilidade é de crucial importância o melhoramento destes terrenos de modo a evitar assentamentos excessivos. Mas as variações bruscas de deslocamentos verticais conduzem a forças muito relevantes (Fig. 5.48 e 5.49).

Nas Figuras 5.48 e 5.49 estão apresentadas as forças de contacto em função da posição para as duas velocidades estudadas e primeiros dois eixos.

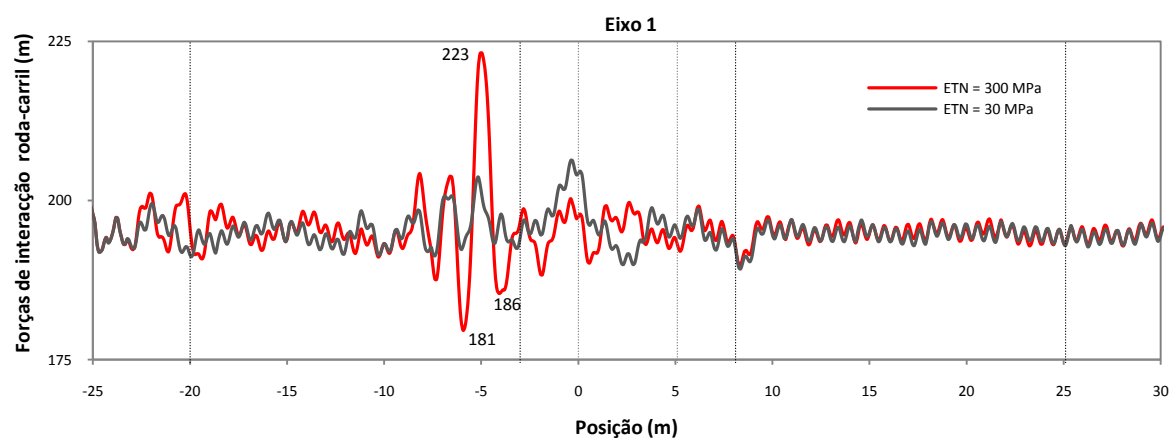


a)



b)

Fig. 5.48 – Evolução espacial das forças de interacção ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo



a)

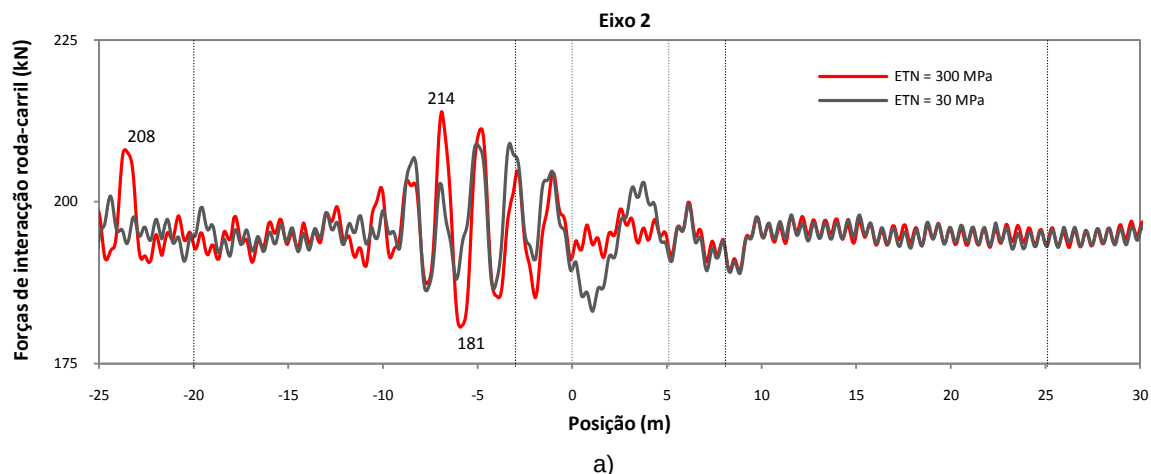


Fig. 5.49 – Evolução espacial das forças de interação ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

A partir da análise das Figuras 5.48 e 5.49, verifica-se que um aumento da velocidade acarreta um significativo aumento das forças de interação. As variações significativas da força de interação ocorrem sobretudo entre as posições $-10,0$ m e $0,0$ m e para a situação em que $E_{TN} = 300$ MPa. O primeiro eixo à velocidade 350 km/h é o que possui maiores variações de forças de interação, registando-se um aumento de $14,4\%$ e uma redução de $7,2\%$ da força de interação relativamente ao valor estático.

Interessa ainda referir que na situação $E_{TN} = 300$ MPa e no segundo eixo são registados picos de força de interação significativos entre as posições $-25,0$ e $-20,0$ m, registando-se um aumento de aproximadamente 7% da força de interação relativamente ao valor estático.

Na Figura 5.50 estão representados os extremos máximos e mínimos da força de interação em função da velocidade. Da análise dos gráficos, verifica-se que o aumento do módulo de deformabilidade do terreno natural para 300 MPa faz aumentar os extremos da força de interação com a velocidade em ambos os eixos.

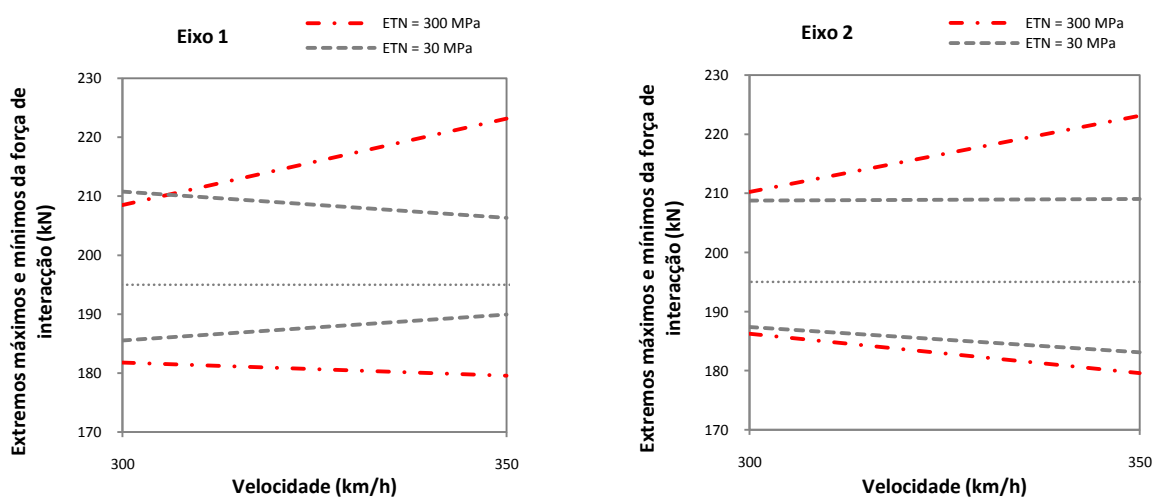


Fig. 5.50 – Extremos máximos e mínimos da força de interação roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos

Embora o aumento da rigidez do terreno natural possibilite a atenuação dos deslocamentos verticais, o mesmo não se verifica quanto às forças de contacto, que tendem a ser maiores quanto maior for a velocidade de circulação.

5.4.2.7. Influência da rigidez das palmilhas (k_{PAL})

De modo a analisar a influência da rigidez das palmilhas procedeu-se à alteração da rigidez das palmilhas para um valor igual a 500 kN/mm e posterior confronto com o modelo de referência ($k_{PAL} = 100$ kN/mm).

Nas Figuras 5.51 e 5.52 estão representadas as evoluções espaciais dos deslocamentos verticais para as duas velocidades e dois primeiros eixos. Da análise dos gráficos verifica-se que a implementação de palmilhas com rigidez igual a 500 kN/mm possui uma envolvente de deslocamentos idêntica à envolvente de referência, no entanto, o aumento da rigidez das palmilhas provoca uma redução dos deslocamentos verticais aproximadamente constante ao longo da via férrea. Foi registado uma redução dos deslocamentos com a mesma ordem de grandeza para as diferentes velocidades, e ainda para os diferentes eixos.

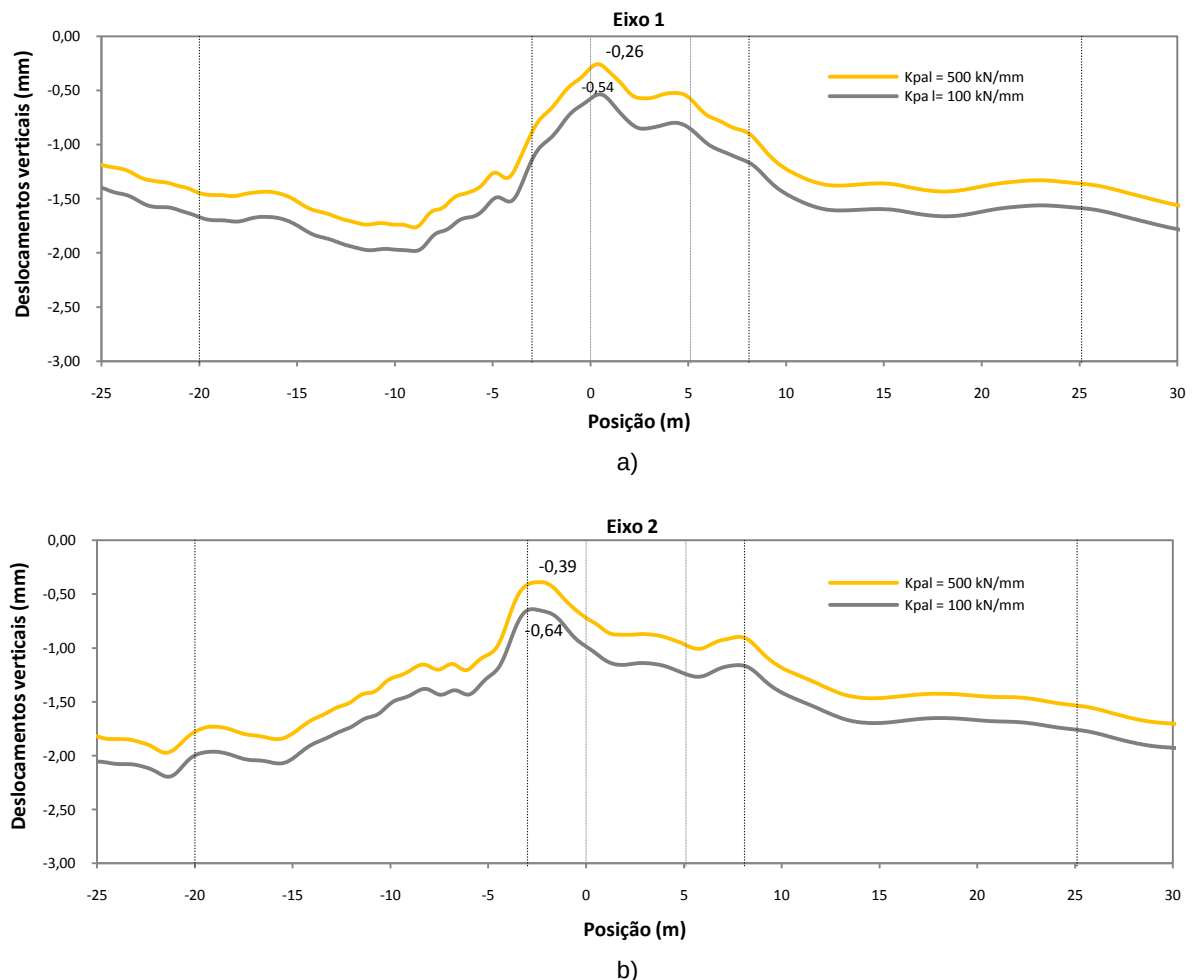


Fig. 5.51 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

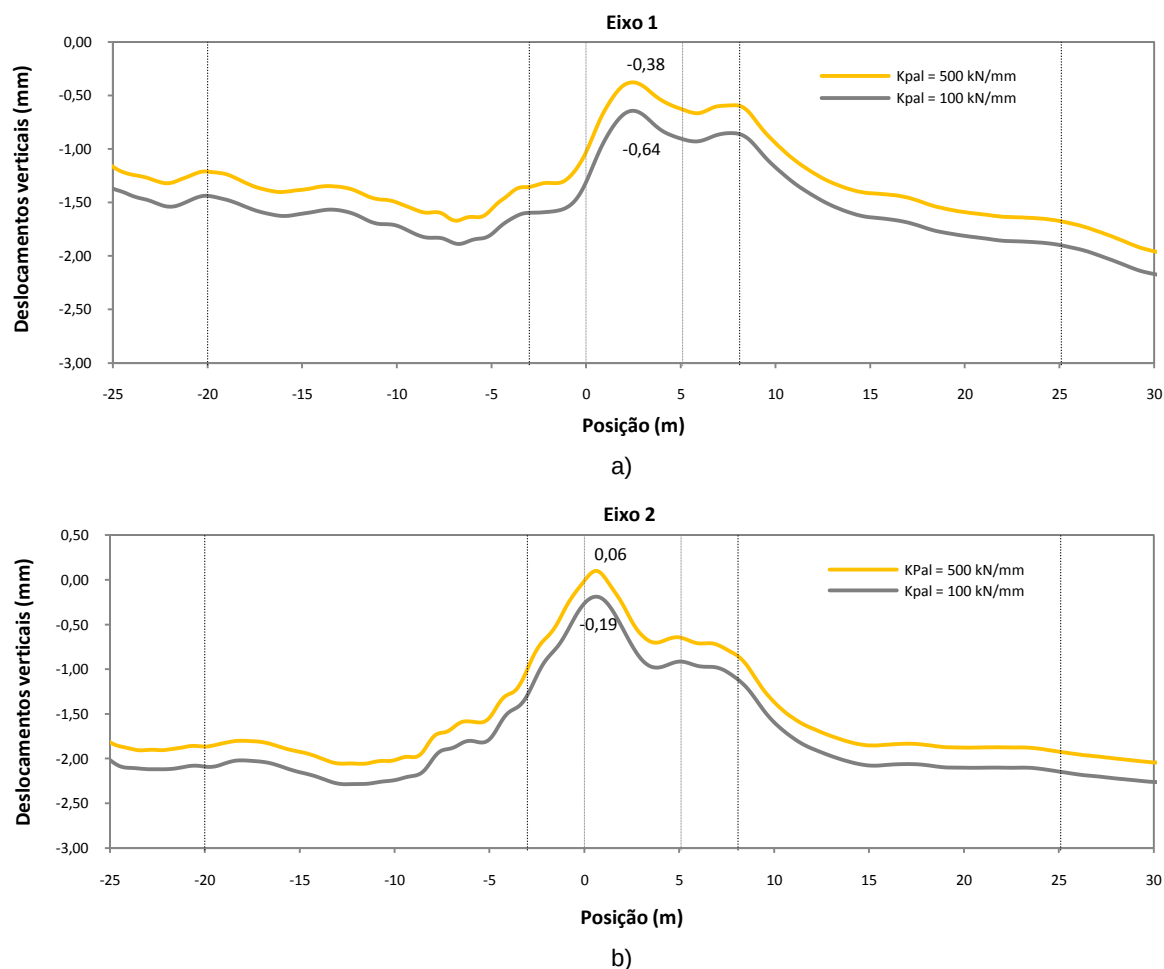
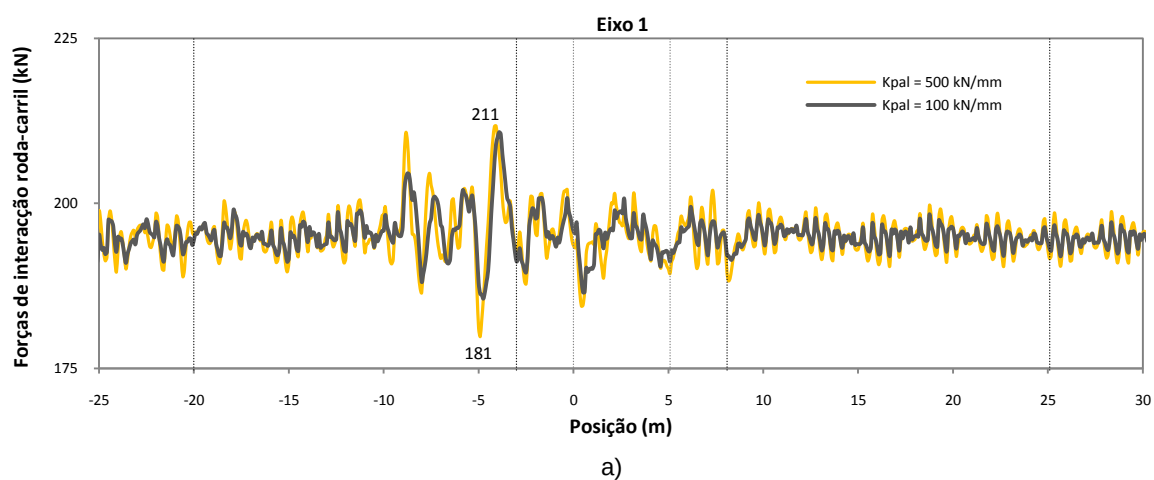
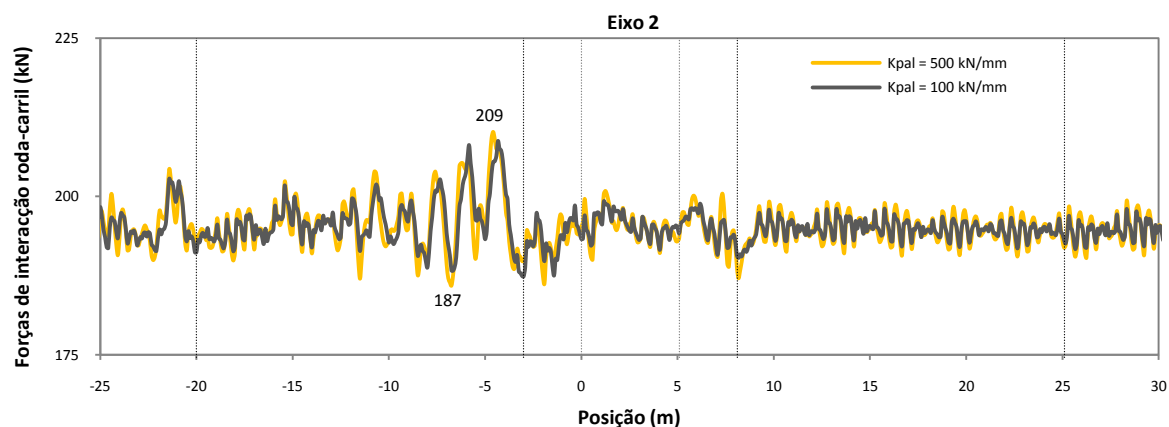


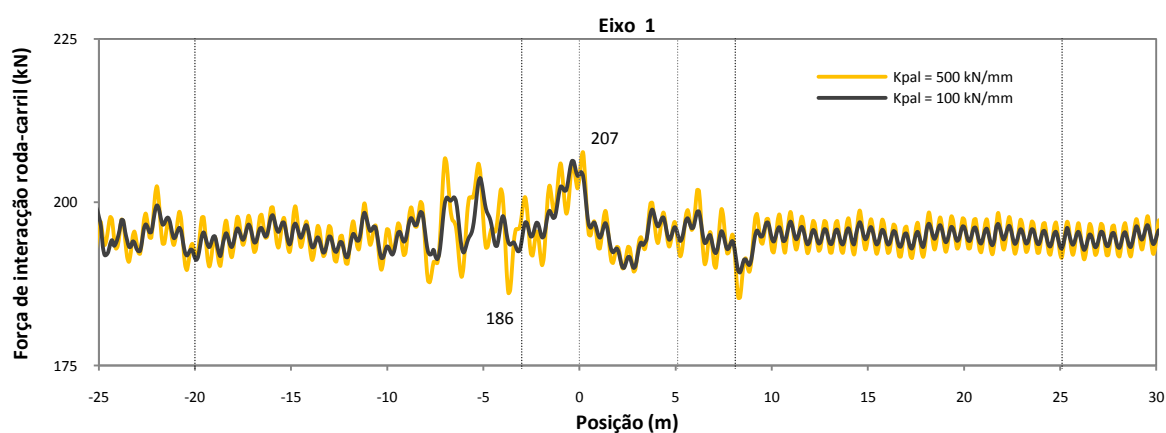
Fig. 5.52 – Evolução espacial dos deslocamentos verticais ($V = 350 \text{ km/h}$): a) 1º eixo; b) 2º eixo

Nas Figuras 5.53 e 5.54 apresentam-se os registos da força de interação dinâmica, para os dois primeiros eixos e duas velocidades, em função da posição. A partir da análise das figuras conclui-se que a utilização de palmilhas muito mais rígidas ($k_{PAL} = 500 \text{ kN/mm}$) acarreta variações da força de interação ligeiramente superiores às obtidas para as palmilhas $k_{PAL} = 100 \text{ kN/mm}$.

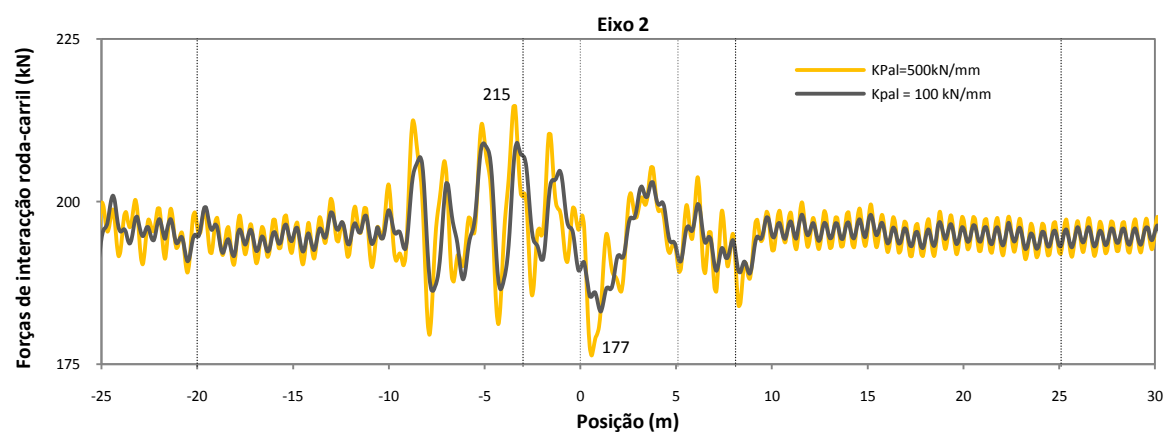




b)

Fig. 5.53 – Evolução espacial das forças de contacto ($V = 300$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

a)



b)

Fig. 5.54 – Evolução espacial das forças de contacto ($V = 350$ km/h): a) 1º eixo; b) 2º eixo

Ainda é possível concluir que para a velocidade de 300 km/h as variações da força de interacção ocorrem na entrada da cunha tratada, enquanto para a velocidade de 350 km/h verifica-se que as forças

de interacção também se prolongam pela passagem inferior. Nota-se que na transição estrutura-aterro a variação das forças de interacção é praticamente nula.

Na Figura 5.55 estão representados os extremos máximos e mínimos da força de interacção para o cenário de análise em que se procede à alteração da rigidez das palmilhas, em função da velocidade de circulação e do eixo onde foi registada a força.

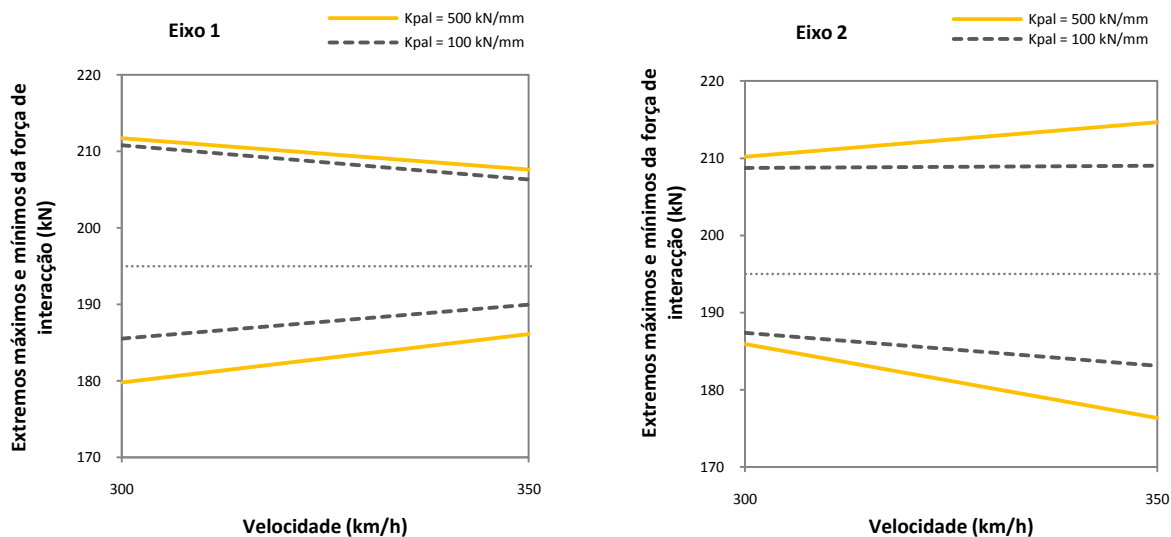


Fig. 5.55 – Extremos máximos e mínimos da força de interacção roda-carril para as duas velocidades e para os dois eixos

A partir da observação da Figura 5.55 verifica-se que no primeiro eixo, a adopção de palmilhas muito rígidas ($k_{PAL} = 500$ km/h) beneficia o comportamento do sistema mas não de uma forma significativa, aliás, é possível constatar que as palmilhas com menor rigidez possuem uma maior redução dos extremos das forças de interacção com o aumento da velocidade. Quanto ao segundo eixo, a utilização de ambas as palmilhas acarreta um aumento dos extremos das forças de interacção com o aumento da velocidade, no entanto as palmilhas mais flexíveis possuem menores incrementos dos extremos.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

O principal objectivo desta dissertação consistiu no estudo dos efeitos dinâmicos em zonas onde ocorrem variações bruscas da rigidez vertical da via, nomeadamente numa solução de transição aterro-estrutura-aterro implementada pela ADIF, resultantes do tráfego a alta velocidade.

Foram realizadas análises dinâmicas para cenários de variação da geometria das cunhas de transição, nomeadamente, alteração da altura da cunha tratada (H_{CT}), comprimentos das cunhas (L_1 e L_2) e respectivas inclinações (i_1 e i_2). Ainda foram executadas análises para cenários de variação de rigidez da via correspondentes aos módulos de deformabilidade da cunha tratada (E_{CT}), do terreno natural (E_{TN}) e variação da rigidez das palmilhas (k_{PAL}).

No que concerne às análises dinâmicas relativas aos cenários em que se procede à alteração da altura da cunha tratada, constatou-se que o aumento da altura acarreta uma diminuição dos deslocamentos verticais em ambas as velocidades, no entanto, não se verifica o mesmo efeito em termos de forças de interacção roda-carril, pois para uma velocidade igual a 300 km/h as cunhas de menor altura proporcionam variações de forças de interacção inferiores e para uma velocidade de 350 km/h notou-se em ambas as soluções que os extremos das forças de interacção tendem a ser semelhantes. Na ausência da cunha tratada constatou-se elevadas variações da força de interacção que tendem a ser maiores com o aumento da velocidade.

No que se refere à variação dos módulos de deformabilidade da cunha tratada (E_{CT}), constatou-se que o aumento do módulo de deformabilidade conduziu a uma ligeira diminuição dos deslocamentos, no entanto não se justifica a adopção de módulos de deformabilidade superiores a 4,8 GPa devido aos reduzidos, ou mesmo inexistentes, ganhos na redução dos deslocamentos e variações das forças de interacção. Quanto às forças de interacção, concluiu-se que tendem a ser semelhantes, com excepção do caso em que é utilizado um módulo de deformabilidade igual a 1 GPa, onde é registado no primeiro eixo um aumento do extremo máximo da força de interacção com a velocidade.

Quanto à variação do comprimento da cunha tratada (L_1), verificou-se que uma redução do comprimento induziu em maiores deslocamentos verticais, com incidência na zona da cunha, sendo mais significativos com o aumento de velocidade. Relativamente às forças de interacção, constatou-se que uma redução do comprimento da cunha tratada induziu significativas variações da força de interacção com o aumento da velocidade de circulação, sendo maiores no segundo eixo. De referir ainda que para a velocidade 300 km/h registaram-se menores variações da força de interacção quando $L_1 = 1,5$ m, no entanto, para a velocidade 350 km/h obteve-se melhores resultados para um $L_1 = 3,0$ m. Relativamente à variação do comprimento da cunha não tratada (L_2) registaram-se menores

deslocamentos verticais para o maior comprimento. Quanto às forças de interacção, para a velocidade 300 km/h, observaram-se menores variações da força quando se utilizou um comprimento $L_2 = 10,0$ m, no entanto, para o caso em que $L_2 = 10,0$ m e uma velocidade 350 km/h verificaram-se maiores forças de interacção e por sua vez, estas tendem a ser maiores para o segundo eixo.

A análise da influência da inclinação das cunhas de transição possibilitou concluir que uma menor inclinação da cunha não tratada (i_2) acarreta maiores deslocamentos. Pelo contrário, o aumento da inclinação da cunha tratada (i_1) induz menores variações da força de interacção, mesmo com o aumento da velocidade. No que diz respeito à inclinação da cunha não tratada (i_2), constatou-se que para uma maior inclinação ($i_2 = 1:2$) registam-se menores variações da força de interacção para uma velocidade igual a 300 km/h, no entanto, um aumento da velocidade para 350 km/h verificam-se maiores variações da força de interacção.

No que diz respeito à variação da rigidez do terreno natural (E_{TN}), comprovou-se que um aumento do módulo de deformabilidade conduz a uma significativa redução dos deslocamentos verticais em ambas as velocidades. Contudo, o aumento da rigidez no terreno natural acarreta significativos aumentos da força de interacção que tendem a ser maiores com o aumento da velocidade.

Da análise da variação da rigidez das palmilhas (k_{PAL}) constatou-se que um aumento da rigidez induziu em uma redução dos deslocamentos verticais, para ambas as velocidades, no entanto, registam-se significativos aumentos da variação das forças de interacção.

As diversas análises dinâmicas realizadas possibilitaram ainda concluir que os resultados obtidos para a transição aterro-estrutura são substancialmente maiores do que os registados numa zona entre a transição estrutura-aterro. Foi possível averiguar que as variações das forças de interacção tendem a ser maiores para o segundo eixo.

Verificou-se ainda que a implementação de cunhas tratadas conduz a uma variação gradual da rigidez vertical da via e ainda a uma alteração da posição onde ocorrem os extremos, máximos e mínimos, da força de interacção, ou seja, há uma tendência para os extremos ocorrerem na proximidade da transição entre a cunha não tratada e a cunha tratada, sendo mais patente para o primeiro eixo. Este facto deve-se ao elevado gradiente de rigidez vertical que se verifica nesta zona da via. Embora reduzidas, foi possível identificar o desenvolvimento de variações da força de interacção, no segundo eixo, para a velocidade de 300 km/h, aquando da transição aterro-cunha não tratada.

A partir das várias análises foi possível concluir que um adequado comportamento da via depende muito da geometria das cunhas de transição, tanto como do nível de flexibilidade da via e das velocidades de circulação. A geometria das cunhas revelou-se muito sensível ao incremento de velocidades e face aos resultados obtidos verifica-se que um aumento das cunhas nem sempre equivale a uma maior eficiência do comportamento da via, especialmente perante a velocidade de 300 km/h.

Face aos resultados obtidos concluiu-se que a adopção de cunhas de transição conduz a variações de rigidez suaves, evitando assim elevadas variações de forças de interacção na transição entre aterro-estrutura. Contudo, ainda foi possível verificar que a solução de referência adoptada (ADIF), nomeadamente o dimensionamento da geometria das cunhas de transição, pode ser melhorado tendo em vista a optimização do seu comportamento.

6.2. PERSPECTIVAS PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No contexto dos estudos realizados apresentam-se algumas sugestões com vista ao desenvolvimento de trabalhos futuros:

- Estudar a influência do uso de camadas de forma, sob o sub-balastro, tendo em vista a otimização do comportamento;
- Calibração e validação experimental da modelação numérica do comportamento dinâmico;
- Analisar o comportamento dinâmico sujeito à passagem de vários comboios e para diversas velocidades;
- O comprimento total do modelo considerado poderia ser um ponto a testar em trabalhos futuros uma vez que este pode influenciar a resposta dinâmica do sistema comboio-via.

BIBLIOGRAFIA

- Abragão, F. (1955). *No centenário dos caminhos de ferro em Portugal*. Gazeta dos caminhos de ferro, 16/11/1955, 453-460, Carlos D'Órnellas, Lisboa.
- Abragão, F. (1956a). *Caminhos de Ferro Portugueses: Esboço da sua história, Vol. 1*. Companhia dos Caminhos de Ferro Portugueses, Lisboa.
- Abragão, F. (1956b). *No centenário dos caminhos de ferro em Portugal*. Gazeta dos caminhos de ferro, 01/05/1956, 201-207, Carlos D'Órnellas, Lisboa.
- ADIF (2006). *Instrucciones Y recomendaciones para redaccion de proyectos de plataforma*.
- Alves Ribeiro, C., Calçada, R. e Delgado, R. (2008a). *Dynamic analysis of transition zones of high speed railway lines*. EURODEX 2008: 7th European Conference on Structural Dynamics, 7-9 Julho 2008, Southampton.
- Alves Ribeiro, C., Calçada, R. e Delgado, R. (2008b). *Efeitos dinâmicos em zonas de transição em vias férreas de alta velocidade*. XI Congresso Nacional de Geotecnia, IV Congresso Luso-Brasileiro de geotecnia, 7-11 Abril 2008, Coimbra.
- Alves Ribeiro, C., Calçada, R., Delgado, R. e Dahlberg, T. (2009). *Dynamic analysis of transition zones on high speed railway lines by explicit analysis methods*. ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 22-24 June 2009, Rhodes.
- ANSYS (2005). Release 10.0 Documentation for ANSYS.
- Bonnett, C. (2005). *Practical Railway Engineering, 2nd Edition*. Imperial College Press, London.
- Calçada, R. (1995). *Efeitos Dinâmicos em Pontes resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Chopra, A. (1995). *Dynamics of structures: Theory and applications to Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, New Jersey.
- Dahlberg, T., Lundqvist, A. e Larsson, R. (2006). *Influence of railway track stiffness variations on wheel/rail contact force*, Workshop Track for high-speed railways, 12-13 Outubro 2006, Porto.
- EN1991-2 (2003). *"Actions on Structures – Part 2: General Actions – Traffic loads on bridges"*, European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- ERRI D230.1 (1999). *Bridge ends. Embankment structure transition RP3. State of the art report*. European Rail Research Institute, Utrecht, Netherlands.
- Esvelt, C. (2001). *Modern railway track, 2nd edition*. MRT Productions, Zaltbommel.
- European Railway Review News (2009). *The significance of track resilience*. Track Systems, Outubro de 2009.
- Federal Railroad Administration, FRA (2007). *Bridge Approaches and Track Stiffness*. Research Results RR07-12, Washington.
- Federal Transit Administration, FTA (2006). *Design of track transitions*. Research Results Digest, Outubro de 2006, Washington.

Ferreira, J. (2009). *Efeitos Dinâmicos em Zonas de Variação de Rigidez da Plataforma de Vias Férreas de Alta Velocidade*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Fortunato, E., Paixão, A. (2009). *Novas soluções de superestrutura de via para a alta velocidade ferroviária*. LNEC, Lisboa.

Fortunato, E. (2006). *Caracterização Físico-Mecânica de Plataformas Ferroviárias*. 9º Ciclo de Palestras em Engenharia Civil UNIC 2006, 3 de Maio de 2006, Lisboa.

Fortunato, E., Hadjadji, T. e Pinelo, A. (2000). *Caracterização de plataformas ferroviárias antigas visando a sua reabilitação – o caso particular da linha do Norte*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, 10-13 Abril 2000, Porto.

Henriques, P. (2009). *Dos primórdios no estrangeiro à Lisboa - Carregado*. Transporte Público, Junho de 2009

Leykauf, G., Lechner, B. e Stahl, W. (2006). *Optimisation of track for high-speed*. Workshop Track for high-speed railways, 12-13 Outubro 2006, Porto

Li, D. e Davis, D. (2005). *Transition of Rail road Bridge Approaches*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Novembro 2005.

López Pita, A. e Robusté, F. (2003). *Effect of very high speed traffic traffic on the deterioration of track geometry quality*. TRB Annual Meeting, 12-16 Janeiro 2003, Washington.

López Pita, A. e Teixeira, P. (2003). “New criteria in embankment-bridge transitions on high-speed lines”, eds. Structures for high speed railway transportation, IABSE Conference, Antwerp, Belgium.

López Pita, A., Teixeira, P. e Robusté, F. (2004). “*High speed track deterioration: the role of the vertical stiffness of the track*”, Journal of Rail and Rapid Transport.

López Pita, A. (2006). “*Deterioration of track geometric quality on high speed lines: the experience of the Madrid – Seville line*”. Workshop Track for high-speed railways, 12-13 Outubro 2006, Porto.

López Pita, A.; Teixeira, P., Martín, C., González, P. e Bachiller, A. (2008). *REVA – REDucción de las VARIaciones de rigidez vertical de la vía: establecimiento de criterios de diseño, recepción y mantenimiento de las infraestructuras ferroviarias: Estado de Avance*. I Jornadas de presentación de proyectos de I+D de transportes del plan nacional 2004-2007 ligados al peit, 27-28 Fevereiro 2008, Madrid.

Profillidis, A. (1995). *Railway Engineering*. Avebury Technical, London.

RAVE (2008). *O Projecto de Alta Velocidade em Portugal*. Alta velocidade - Portugal mais próximo (RAVE), 30/06/2008, Auditório da FEUP, Porto

Réseau Ferré de France, RFF (2005). *Une innovation peut en cacher une autre*. Le journal de la ligne, Janeiro 2005, 14, Thierry Jankowski (RFF), Paris.

Réseau Ferré de France, RFF (2007). *Principales caractéristiques du Project soumis à l'enquête publique*. Caractéristiques techniques du projet, Outubro 2007, 447-466, RFF, Paris.

SNCF (2002). *Remblais contigus aux maçonneries*. Livre 1: A – Conception, 31/07/2002

Teixeira, P. (2006). *Improvement of high-speed track design by using a bituminous sub-ballast layer*. Workshop Track for high-speed railways, 12-13 Outubro 2006, Porto.

UIC-719R (2008). *UIC Code 719 R: Earthworks and track bed for railway lines*. International Union of Railways.

UIC (2001). *Design of new lines for speeds of 300-350 km/h State of the art. First Report*. International Union of Railways, High Speed Department.

Wikimedia Commons (http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Georges_Stephenson.png) 03/05/2010

Wikimedia Commons (<http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Blucher.JPG>). 03/05/2010

Galeria do cantinho dos comboios (<http://galeriadocantinho.blogspot.com/2010/01/locomotiva-d-luiz-galeria-de-biblioteca.html>). 03/05/2010

Wikimedia Commons (<http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Shinkansen-0-fukuyama.jpg>). 03/05/2010

CIARI (http://www.ciari.org/opiniao/alta_velocidade_ferroviaria.htm), 03/05/2010

Japan.Guide (<http://www.japan-guide.com/e/e2018.html>), 03/05/2010

RAVE (<http://www.rave.pt/tabid/233/Default.aspx>), 03/05/2010

Corus (<http://www.rail.lu/usinerrailshayange.html>), 12/05/2010

Sateba (<http://www.sateba.com/article14.html>), 12/05/2010

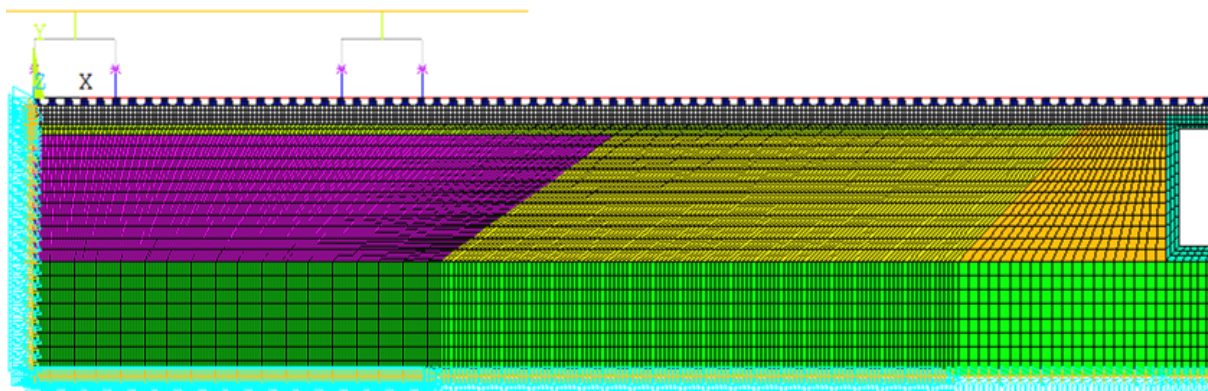
Railway.Technology (<http://www.railway-technology.com/contractors/track/railtech/railtech4.html>), 25/05/2010

Telegraph (<http://www.telegraph.co.uk/news/picturegalleries/worldnews/4360255/Heatwave-in-Melbourne-plays-havoc-with-the-Australian-Open.html>), 13/05/2010

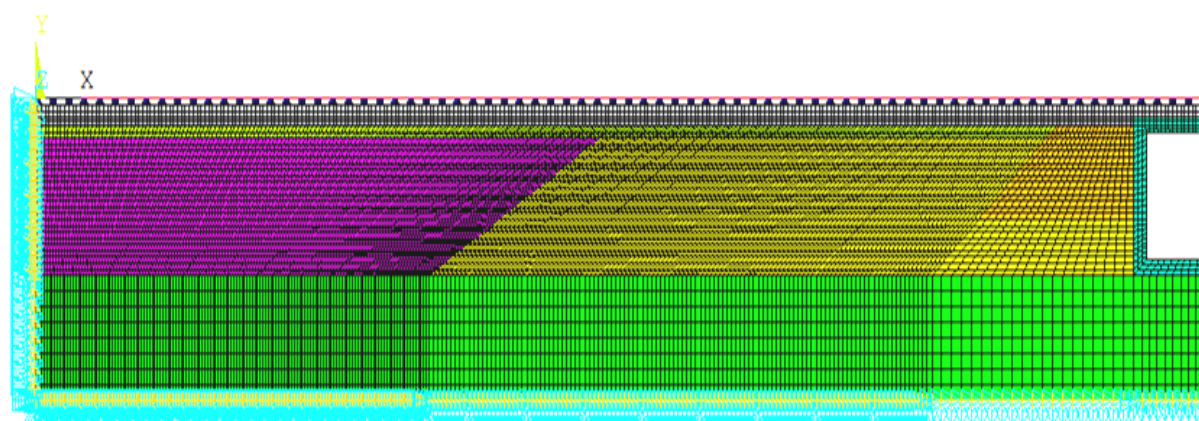
Rail.One (<http://www.railone.com/en/main-nav/products/railways-and-commuter-traffic/ballasted-track-systems/special-track-systems/elastically-supported.html>), 19/05/2010

ANEXOS

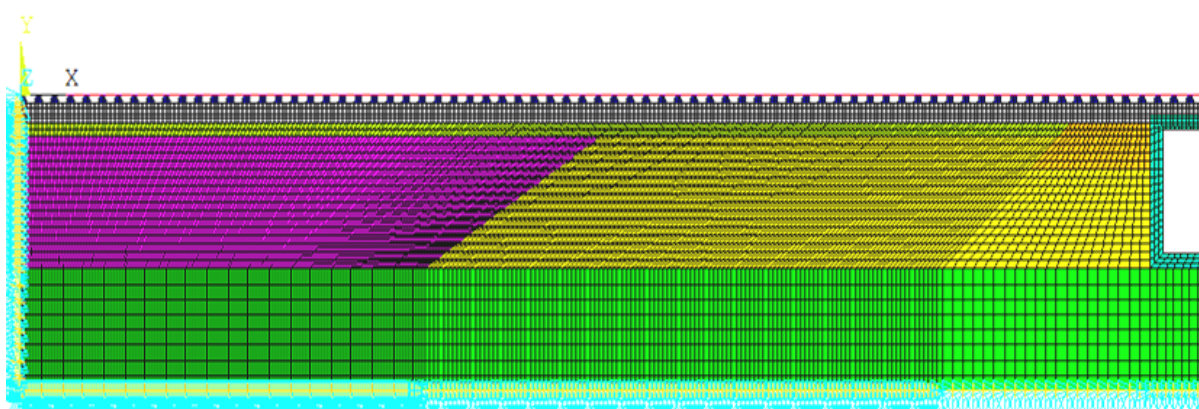
ANEXO 1: Modelação dos vários cenários de variação de H_{CT}



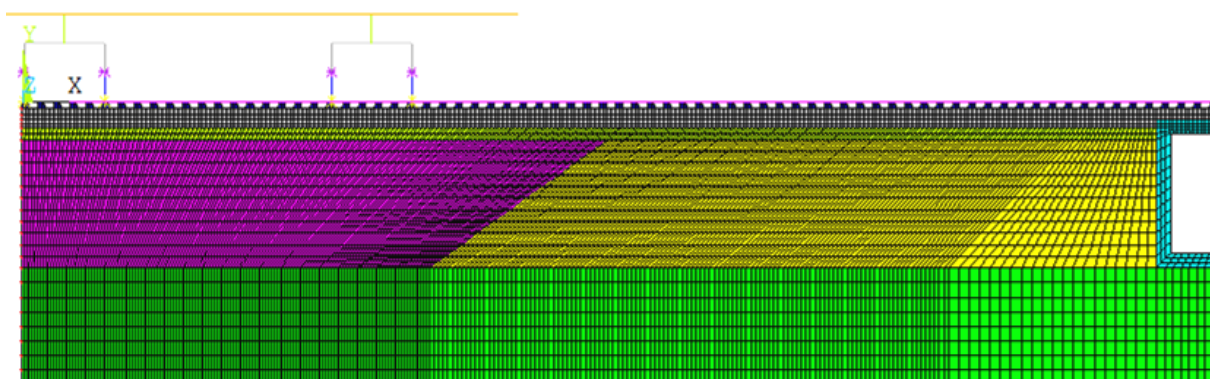
Anexo 1.1. – Modelação da via férrea, transição aterro – estrutura e comboio (modelo de referência, $H_{CT}=4,8$ m)



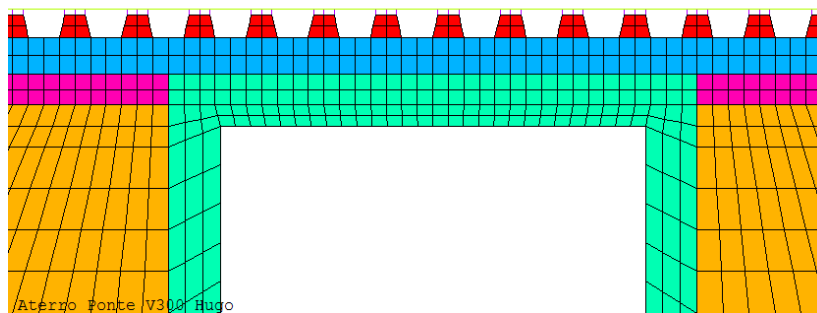
Anexo 1.2. – Modelação da via férrea, transição aterro – estrutura ($H_{CT}=3,0$ m)



Anexo 1.3. – Modelação da via férrea, transição aterro – estrutura ($H_{CT}=1,5$ m)



Anexo 1.4. – Modelação da via férrea, transição aterro – estrutura ($H_{CT}=0,0$ m)



Anexo 1.5. – Pormenor da modelação das travessas sobre a estrutura.