

ANÁLISE DA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA NUM VIADUTO FERROVIÁRIO

ANDRÉ RODRIGUES DOS SANTOS

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

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Coorientador: Professora Doutora Joana Alves Delgado

SETEMBRO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

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

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

Aos meus pais e irmã,

“No meio de toda dificuldade encontra-se a oportunidade.”

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação apresenta o estudo desenvolvido ao longo dos últimos meses que foi possível devido à dedicação e empenho depositado e, também, ao apoio direto e indireto de um conjunto de pessoas que foram determinantes na ajuda, incentivo e motivação. A essas pessoas apresento de seguida os meus sinceros agradecimentos.

Em primeiro lugar, quero agradecer ao Professor Rui Calçada pela oportunidade que me concedeu em poder realizar um estudo no âmbito das estruturas ferroviárias, acrescendo o facto de ser motivante a realização do estudo de um problema da atualidade e que tem sido alvo de várias investigações a nível mundial. Agradeço ao Professor Rui Calçada pelos ensinamentos, orientação e espírito crítico que foram cruciais na definição da qualidade do presente trabalho. A sua simpatia conjugada com otimismo na resolução de determinados problemas verificados ao longo do estudo tranquilizou o meu estado de espírito e veio fortalecer a ambição de alcançar os objetivos definidos.

À Professora Joana Delgado quero apresentar um especial agradecimento por toda a disponibilidade e paciência oferecida ao longo destes meses, marcando presença em grande parte do tempo como elemento base de suporte no desenvolvimento da componente numérica do trabalho. A sua experiência e conhecimento foram determinantes na definição dos modelos numéricos no ANSYS 14.0 e na análise dos resultados. A sua boa disposição e incentivo foram bastante importantes para ultrapassar problemas de modelação que por vezes iam surgindo.

Quero agradecer aos meus colegas de mestrado, especialmente ao Cedrico e Renato, pelo apoio dado ao longo deste ano académico. Um ano trabalhoso que envolveu troca de conhecimentos, ajuda e incentivo, criando no final uma boa amizade.

A todos os meus amigos que sempre me apoiaram e incentivaram: à Carolina Tenreiro, Frederico Mendes, João Kalidás, João Conceição, Sónia Tomás e muitos outros.

À Joana pela paciência e compreensão demonstrada ao longo desta minha etapa, sendo uma força adicional no desenvolvimento deste projeto.

Agradeço à minha irmã Joana pela preocupação e força transmitida ao longo de todo o meu percurso académico e em especial nesta fase final.

Por último, agradeço aos meus pais por todo o amor, dedicação, ajuda, confiança e incentivo dados ao longo desta etapa da minha vida e por proporcionarem a concretização da mesma.

RESUMO

Os estudos desenvolvidos na presente dissertação focaram-se na avaliação dos efeitos de interação via-estrutura que se desenvolvem em estruturas ferroviárias quando sobre as mesmas são introduzidas vias de barra longa soldada (BLS).

O fenómeno de interação tem sido, ao longo dos últimos anos, alvo de inúmeros estudos desenvolvidos por investigadores e empresas gestoras de infraestruturas ferroviárias. Alguns dos estudos desenvolvidos são apresentados no presente trabalho bem como aspetos de carácter relevante para a perceção do fenómeno em causa. Para além da descrição do fenómeno, dos parâmetros que o influenciam, das ações necessárias a considerar no desenvolvimento do estudo dos efeitos de interação, também os critérios de segurança definidos na ficha UIC-774-3-R (2001) e na EN 1991-2 (2003) têm elevada importância nos projetos ferroviários. Essencialmente são impostos limites aos níveis de tensão normal nos carris e aos deslocamentos verificados no sistema via-estrutura (deslocamentos do carril, do tabuleiro e relativos entre o carril e o tabuleiro) de maneira a ser controlada a estabilidade da via, prevenindo assim a possibilidade de ocorrência de mecanismos de rotura (encurvadura da via e fratura do carril).

Neste trabalho procedeu-se à análise dos efeitos de interação via-estrutura que se podem desenvolver no viaduto Poente de acesso à ponte das Pirâmides, localizado no novo ramal ferroviário do porto de Aveiro. Este estudo envolveu a realização de um modelo numérico bidimensional do viaduto em questão através do programa de cálculo ANSYS 14.0, para posterior realização de vários estudos paramétricos. No entanto, tal como a ficha UIC-774-3-R (2001) indica, inicialmente foi necessário proceder-se à validação do programa com base em dois casos presentes na mesma ficha.

O modelo numérico do viaduto Poente envolveu um processo de calibração e análise crítica de maneira ao comportamento do modelo se aproximar ao comportamento real do viaduto. Após calibração iniciaram-se os estudos paramétricos definidos com o objetivo de avaliar o comportamento do sistema via-estrutura sujeito às variações impostas. Esses estudos envolveram: a variação das características geométricas do sistema via-tabuleiro, das características da via e da rigidez do sistema de apoio; a análise da influência dos aparelhos de dilatação de via (AD's) e da configuração longitudinal do viaduto nos efeitos de interação; bem como a avaliação desses efeitos com a variação das temperaturas do carril e do tabuleiro. Com estes estudos, para além de serem avaliados os efeitos de interação desenvolvidos sobre a via e a estrutura, puderam-se retirar conclusões acerca da influência da variação destes parâmetros na segurança à estabilidade da via.

PALAVRAS-CHAVE: interação via-estrutura, efeitos de interação, modelação numérica dos efeitos de interação, estudos paramétricos.

ABSTRACT

The studies developed in the present thesis focused on the evaluation of track-structure interaction effects that develop in railway structures when over them are introduced continuous welded rail (CWR).

In the last years, researchers and railway management companies accomplish several studies about interaction phenomena. Some of those studies are presented in this document as well as relevant features for understanding the phenomena in study. The phenomena description, the parameters that influence it and the actions that we need to consider in the developing studies of interaction effects have high importance on railway projects. However, some safety criteria are required, such as the UIC-774-3-R (2001) leaflet and the EN 1991-2 (2003) specify. Essentially, limits are imposed on rail stress and on displacements verified in the track-structure system (rail displacements, deck displacements and relative displacements between rail and deck) to control the track stability and prevent the breaking mechanism (track buckling and rail fracture).

In this work was proceeded to analysis of track-structure interaction effects that can develop on the Poente viaduct of the new railway connection to the seaport of Aveiro. This study involved the construction of the two-dimensional numeric model through ANSYS 14.0 software in order to perform some parametric studies afterwards. However, first of all was necessary to proceed with software validation as the leaflet UIC-774-3-R (2001) refers. This validation involved the analysis of two cases present in that leaflet.

The numeric model of the Poente viaduct involved a calibration process and critical analysis to approach the model behavior to the real behavior of the viaduct. After the model calibration, parametric studies were started with the objective to evaluate the response of the track-structure system behavior under imposed variations. These studies involved: geometric features variation of the track-deck system, track features and support system stiffness variations; analysis of the rail expansion devices (RED) influence and analysis of the static arrangement influence on interaction effects; as well as the evaluation of these effects with variations of temperature on the rail and deck. With this work, were evaluated the track-structure interaction effects and were recorded some conclusions about the influence of the parameters variations on the safety of track stability.

KEYWORDS: track-structure interaction, interaction effects, numeric modelling of the interaction effects, parametric studies.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	2
1.2.1. ENQUADRAMENTO	2
1.2.2. DESENVOLVIMENTO DOS ESTUDOS DE ESTABILIDADE DA VIA DE BLS	3
1.2.3. ESTUDO DO FENÓMENO DE INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA	9
1.3. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	10
2 ASPETOS RELATIVOS À INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA E À ESTABILIDADE DA VIA	13
2.1. DESCRIÇÃO DO FENÓMENO DE INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA	13
2.1.1. PRINCÍPIOS BASE DO COMPORTAMENTO DA VIA EM BLS	14
2.1.2. EFEITO DA PRESENÇA DE PONTES OU VIADUTOS NA VIA FERROVIÁRIA	16
2.2. PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESPOSTA COMBINADA DO SISTEMA VIA-ESTRUTURA ...	16
2.2.1. CONFIGURAÇÃO DA ESTRUTURA	16
2.2.2. CONFIGURAÇÃO DA VIA	18
2.2.3. PROPRIEDADES DA ESTRUTURA	19
2.2.3.1. Comportamento à flexão do tabuleiro	19
2.2.3.2. Rigidez longitudinal global do sistema de apoio do tabuleiro	20
2.2.4. PROPRIEDADES DA VIA	22
2.3. AÇÕES RELEVANTES PARA A ANÁLISE DA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA	24
2.3.1. VARIAÇÃO DA TEMPERATURA	24
2.3.2. SOBRECARGA FERROVIÁRIA	25
2.3.3. ARRANQUE E FRENAGEM	26
2.4. EFEITO COMBINADO DAS AÇÕES	27
2.5. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA	28
2.5.1. TENSÃO ADMISSÍVEL NOS CARRIS	29

2.5.2. DESLOCAMENTOS RELATIVOS E ABSOLUTOS	30
2.5.4. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DA EXTREMIDADE DO TABULEIRO	31
2.6. CONCEÇÃO ESTRUTURAL DE VIADUTOS E PONTES FERROVIÁRIAS.....	32
2.6.1. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS	33
2.6.2. APARELHOS DE DILATAÇÃO DE VIA.....	34
2.7. ESTABILIDADE LATERAL DA VIA	36
2.7.1. TENSÃO LONGITUDINAL NO CARRIL	37
2.7.2. RESISTÊNCIA LATERAL DA VIA	39
2.7.3. LEVANTAMENTO DINÂMICO DA VIA ENTRE BOGIES DO COMBOIO	40
2.7.4. DESVIOS DO ALINHAMENTO LATERAL DA VIA.....	40
3 MODELAÇÃO NUMÉRICA DA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA.....	43
3.1. ENQUADRAMENTO	43
3.2. CRITÉRIOS DE MODELAÇÃO DO SISTEMA VIA-ESTRUTURA.....	43
3.3. APRESENTAÇÃO DOS CASOS E1-3 E E4-6 DA UIC 774-3-R	45
3.4. METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA E VALIDAÇÃO DO PROGRAMA ANSYS 14.0	46
3.4.1. DESCRIÇÃO DO MODELO	47
3.4.2. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS - CASO E1-3 E CASO E4-6.....	51
4 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VIADUTO POENTE DE ACESSO À PONTE DAS PIRÂMIDES.....	55
4.1. ENQUADRAMENTO	55
4.2. DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA FERROVIÁRIA	55
4.3. DESCRIÇÃO GERAL DO VIADUTO POENTE	59
4.4. AVALIAÇÃO DA NECESSIDADE DE COLOCAR APARELHOS DE DILATAÇÃO DE VIA	63
4.5. MODELO NUMÉRICO DO VIADUTO POENTE	64
4.5.1. DESCRIÇÃO GERAL DO MODELO	64
4.5.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS PERTENCENTES AO SISTEMA VIA-ESTRUTURA	68
4.5.2.1. Modelação do carril	68
4.5.2.2. Modelação dos elementos de ligação	69
4.5.2.3. Modelação das palmilhas e elementos de fixação dos carris	70
4.5.2.4. Modelação da interface travessa-balastro	70
4.5.2.5. Modelação do tabuleiro e das almofadas de neoprene	71
4.5.2.6. Modelação dos aparelhos de apoio.....	73

4.5.2.7. Modelação dos pilares-estaca	74
4.5.2.8. Modelação dos ligadores hidráulicos	75
4.5.2.9. Modelação do encontro E2	75
4.5.2.10. Modelação da interação estaca-solo de fundação	77
5 ESTUDOS PARAMÉTRICOS DOS EFEITOS DE INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA NO VIADUTO POENTE DE ACESSO À PONTE DAS PIRÂMIDES	81
5.1. ENQUADRAMENTO	81
5.2. MODELO NUMÉRICO BASE	82
5.2.1. CONSIDERAÇÃO GERAIS	82
5.2.4. INFLUÊNCIA DOS LIGADORES HIDRÁULICOS NOS EFEITOS DE INTERAÇÃO	95
5.3. ESTUDOS PARAMÉTRICOS	97
5.3.1. VARIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO SISTEMA VIA-ESTRUTURA	98
5.3.1.1. Variação do posicionamento do conjunto carril-fixação-interface em relação ao centro gravidade do tabuleiro	98
5.3.1.2. Variação da posição do centro de gravidade do tabuleiro	104
5.3.1.3. Comparação dos efeitos de interação entre o MNB e um modelo com introdução de uma secção corrente do tipo caixão	111
5.3.2. VARIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA VIA	119
5.3.2.1. Variação da resistência longitudinal da via	119
5.3.2.2. Influência da variação do posicionamento da interface travessa-balastro	127
5.3.3. VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DOS PILARES-ESTACA	134
5.3.4. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA EXCLUSÃO DOS AD'S NOS EFEITOS DE INTERAÇÃO	141
5.3.5. INFLUÊNCIA DA CONFIGURAÇÃO LONGITUDINAL DO VIADUTO NOS EFEITOS DE INTERAÇÃO	150
5.3.6. AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE INTERAÇÃO PARA DIFERENTES TEMPERATURAS NO CARRIL E NO TABULEIRO	159
5.3.7. ANÁLISE DOS CENÁRIOS CRÍTICOS	171
6 CONCLUSÕES	175
6.1. CONCLUSÕES GERAIS	175
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	178
BIBLIOGRAFIA	179

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Modelo do viaduto localizado em Maartensdijk, Holanda (adaptado de ERRI-D202/RP12, 1999).....	4
Figura 1.2 – Resultados obtidos pelo programa CWERRI: a) forças longitudinais no carril; b) deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro do viaduto (Esveld, 1996).	5
Figura 1.3 - Resistência lateral da via: a) balastro com boa qualidade; b) comportamento após ataque do balastro (Kish e Samavedam, 2013).	6
Figura 1.4 – Travessa com nova geometria para aumento da resistência lateral (adaptado de Domingo <i>et al.</i> , 2014).	7
Figura 1.5 – Deslocamentos laterais máximos registados em cada um dos modelos (adaptado de Domingo <i>et al.</i> , 2014).	7
Figura 1.6 – Modelo experimental da via (ERRI-D202/RP12, 1999).	8
Figura 1.7 – Instrumentação do STPT (Kish, 2013).....	9
Figura 1.8 – Transmissão de forças da via para a ponte (adaptado de Ramondenc <i>et al.</i> , 2007).....	9
Figura 1.9 – Divisão da resistência global da via (adaptado de Ramondenc <i>et al.</i> , 2007).....	9
Figura 2.1 - Mecanismos de rotura: a) Encurvadura da via; b) Rotura do carril.	14
Figura 2.2 - Dilatação térmica linear de uma barra metálica.....	14
Figura 2.3 – Comportamento dos carris em BLS sob o efeito de uma variação de temperatura (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).....	15
Figura 2.4 - Desenvolvimento da tensão no carril devido à variação de temperatura na tabuleiro de uma ponte (adaptado de Kumar e Upadhyay, 2012).	16
Figura 2.5 – Esquematização dos arranjos estáticos mais comuns (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).	17
Figura 2.6 – Comprimento de dilatação da ponte (adaptado de UIC-775-3-R, 2001, e EN 1991-2, 2003).....	18
Figura 2.7 – Tipo de via: a) exemplo de uma via balastrada; b) exemplo de via em laje.	18
Figura 2.8 – Aparelho de dilatação de via.	19
Figura 2.9 – Comportamento das extremidades do tabuleiro devido ao efeito de flexão (Delgado, 2013).....	19
Figura 2.10 – Fatores que influenciam a rigidez longitudinal do apoio (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).....	21

Figura 2.11 – Interfaces carril-travessa e travessa-balastro da via.	22
Figura 2.12 – Resistência longitudinal da via em função do deslocamento longitudinal (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)	23
Figura 2.13 – Comportamento bilinear da via: resistência longitudinal por metro de desenvolvimento via, k , em função do deslocamento longitudinal do carril, u , relativamente ao tabuleiro (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).	23
Figura 2.14 – Modelo de cargas LM71 (EN 1991-2, 2003).....	26
Figura 2.15 – Disposição do comboio sobre a estrutura ferroviária.	26
Figura 2.16 – Resultados dos ensaios realizados para a determinação da carga crítica da via.....	29
Figura 2.17 – Deslocamento relativo máximo entre dois tabuleiros consecutivos (IAPF, 2007).....	31
Figura 2.18 – Deslocamento horizontal considerando a rotação dos tabuleiros (IAPF, 2007).	31
Figura 2.19 – Deslocamento vertical máximo entre faces superiores de tabuleiros adjacentes (IAPF, 2007).	32
Figura 2.20 – Solução com sucessão de tramos isostáticos (adaptado de Ramondenc <i>et al.</i> , 2007).	33
Figura 2.21 – Solução com sucessões de troços de tabuleiros contínuos (adaptado de Ramondenc <i>et al.</i> , 2007).....	34
Figura 2.22 – Solução para pontes contínuas de grande desenvolvimento (adaptado de Ramondenc <i>et al.</i> , 2007).....	34
Figura 2.23 – Aparelho de retenção de balastro (Ramondenc <i>et al.</i> , 2007).....	35
Figura 2.24 – Sistema de fixação sem restrição longitudinal (Esveld, 1996).	36
Figura 2.25 – Distribuição da tensão residual na secção transversal do carril (adaptado de Szelazek, 1998).	37
Figura 2.26 – Relação entre a variação de temperatura e a força longitudinal no carril (adaptado de Koob, 2005).	38
Figura 2.27 – Fase inicial do processo de soldadura aluminotérmica do carril.	38
Figura 2.28 – Componentes da resistência lateral da interface travessa-balastro (FRA, 2003).	39
Figura 2.29 – Efeito dinâmico do comboio sobre a resistência lateral da via (Kish e Samavedam, 2013).	40
Figura 3.1 – Modelo representativo do sistema via-estrutura (adaptado de EN 1991-2, 2003).	44
Figura 3.2 – Modelo típico do sistema via-tabuleiro-sistema de apoio (Delgado, 2013).	44
Figura 3.3 – Esquema estrutural dos casos E1-3 e E4-6 (Delgado, 2013).	45

Figura 3.4 – Secção transversal do tabuleiro dos casos E1-3 e E4-6.	46
Figura 3.5 – Representação do modelo numérico dos casos E1-3 e E4-6 (Delgado, 2013).....	47
Figura 3.6 – Elemento BEAM3.	48
Figura 3.7 – Elemento COMBIN40.....	48
Figura 3.8 – Comportamento do elemento COMBIN40.	49
Figura 3.9 – Comportamento longitudinal do balastro face ao estado de carregamento da via.....	49
Figura 3.10 – Elemento CONTAC12.	50
Figura 3.11 – Comportamento do elemento CONTAC12.	50
Figura 3.12 – Elemento COMBIN14.....	51
Figura 3.13 – Esquema do processo iterativo do método Newton-Raphson.....	52
Figura 3.14 – Representação gráfica da evolução dos efeitos de interação obtidos no caso E1-3: a) tensão no carril; b) deslocamentos no carril, no tabuleiro e relativos entre os mesmos.	53
Figura 3.15 - Representação gráfica da evolução dos efeitos de interação obtidos no caso E4-6: a) tensão no carril; b) deslocamentos no carril, no tabuleiro e relativos entre os mesmos.	54
Figura 4.1 – Trecho do ramal ferroviário do porto de Aveiro (REFER, 2010).....	56
Figura 4.2 – Processo construtivo para execução da estrutura do viaduto (REFER, 2010).	57
Figura 4.3 – Disposição geral das obras de arte do ramal ferroviário do porto de Aveiro (REFER, 2010).....	58
Figura 4.4 – Trecho do viaduto Poente de acesso à ponte das Pirâmides (REFER, 2010).....	59
Figura 4.5 – Corte longitudinal do troço T1 e T2 do viaduto Poente (adaptado de REFER, 2005).....	59
Figura 4.6 – Corte longitudinal do troço T3 do viaduto Poente (adaptado de REFER, 2005).	60
Figura 4.7 – Corte longitudinal de um dos cinco troços com extensão de 100 m do viaduto Poente (adaptado de REFER, 2005)	60
Figura 4.8 – Secção transversal corrente do tabuleiro do viaduto Poente (REFER, 2005).....	61
Figura 4.9 – Aparelhos de apoio: a) fixo; b) móvel.....	62
Figura 4.10 – Ligador hidráulico.	63
Figura 4.11 – Junta de dilatação do tabuleiro: a) aspeto da junta do tabuleiro; b) representação esquemática em planta da junta de dilatação do tabuleiro (adaptado de REFER, 2005).	63
Figura 4.12 – Corte longitudinal do trecho de via e viaduto em estudo (adaptado de REFER, 2005).	65
Figura 4.13 – Modelo numérico do viaduto Poente.....	66

Figura 4.14 – Posicionamento dos elementos nos respetivos centros de gravidade.....	67
Figura 4.15 – Disposição longitudinal dos elementos da via e da estrutura: a) representação esquemática; b) pormenor do modelo numérico.....	68
Figura 4.16 – Secção transversal do carril UIC54 (EN 13674-1, 2002).....	68
Figura 4.17 – Simulação do aparelho de dilatação na zona entre os pilares P137 e P138.	69
Figura 4.18 – Secções do tabuleiro: a) secção corrente; b) secção na zona das juntas de dilatação do tabuleiro; c) secção na zona do encontro E2 (adaptado de REFER, 2005).....	71
Figura 4.19 – Pormenor da modelação das almofadas de neoprene entre troços de tabuleiro.....	73
Figura 4.20 – Pormenor da modelação dos aparelhos de apoio fixos sobre os pilares-estaca.	74
Figura 4.21 – Pormenor da modelação dos aparelhos de apoio móveis sobre o encontro E2.	74
Figura 4.22 – Pormenor da modelação do ligador hidráulico na zona entre juntas de dilatação dos tabuleiros.	75
Figura 4.23 – Geometria do encontro E2: a) planta pelo estribo; b) corte 1-1; c) corte 2-2.	76
Figura 4.24 – Pormenor da modelação da interação estaca-solo de fundação.	80
Figura 5.1 – Locomotiva a diesel do tipo LD 844 C.	82
Figura 5.2 – Vagão do tipo 8194 383 2013-0.....	82
Figura 5.3 – Pormenor do posicionamento do ação do comboio no modelo numérico do viaduto.....	83
Figura 5.4 – Deformada do modelo face à ação vertical do comboio.....	84
Figura 5.5 – Deformada da zona do encontro E2 do modelo face à ação vertical do comboio.	84
Figura 5.6 – Deformada do modelo face à ação vertical e da frenagem do comboio.	85
Figura 5.7 – Deformada da zona do encontro E2 face à ação vertical e da frenagem do comboio.....	85
Figura 5.8 – Deformada de um dos troços intermédios do viaduto modelado face à ação da variação da temperatura no carril e no tabuleiro.	86
Figura 5.9 – Deformada do modelo face à ação da variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) deformada da zona do encontro E2; b) deformada de um troço intermédio e do troço extremo; c) pormenor da deformada do troço extremo.....	87
Figura 5.10 – Deformada do modelo face à aplicação do carregamento global.	87
Figura 5.11 – Efeitos de interação obtidos no MNB para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	90

Figura 5.12 - Efeitos de interação obtidos no MNB para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.....	91
Figura 5.13 - Efeitos de interação obtidos no MNB para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.....	93
Figura 5.14 - Efeitos de interação obtidos no MNB para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	94
Figura 5.15 - Efeitos de interação obtidos no MNB para a ação vertical e frenagem do comboio tendo em conta o estado dos ligadores hidráulicos: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	97
Figura 5.16 – Variação do conjunto carril-fixação-interface em relação ao centro de gravidade do tabuleiro.	98
Figura 5.17 - Efeitos de interação obtidos na variação do conjunto carril-fixação-interface em relação ao C.G.T. para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	100
Figura 5.18 - Efeitos de interação obtidos na variação do conjunto carril-fixação-interface em relação ao C.G.T. para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	101
Figura 5.19 - Efeitos de interação obtidos na variação do conjunto carril-fixação-interface em relação ao C.G.T. para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	103
Figura 5.20 - Efeitos de interação obtidos na variação do conjunto carril-fixação-interface em relação ao C.G.T. para carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	104
Figura 5.21 – Variação do centro de gravidade do tabuleiro.	105
Figura 5.22 - Efeitos de interação obtidos na variação C.G.T. para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.....	106
Figura 5.23 - Efeitos de interação obtidos na variação C.G.T. para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.....	108

Figura 5.24 - Efeitos de interação obtidos na variação C.G.T. para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	109
Figura 5.25 - Efeitos de interação obtidos na variação C.G.T. para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	111
Figura 5.26 – Secção corrente do tipo caixão apresentada na UIC-774-3-R (2001).	112
Figura 5.27 – Posicionamento dos elementos do MNSTC nos respectivos centros de gravidade.	113
Figura 5.28 – Comparação dos efeitos de interação entre o MNB e o MNSTC para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	114
Figura 5.29 - Comparação dos efeitos de interação entre o MNB e o MNSTC para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	116
Figura 5.30 - Comparação dos efeitos de interação entre o MNB e o MNSTC para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	117
Figura 5.31 - Comparação dos efeitos de interação entre o MNB e o MNSTC para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	118
Figura 5.32 – Comportamento longitudinal da via introduzido nos diferentes modelos numéricos: a) MNB; b) U0.001; c) U0.005; d) U0.0075; e) U0.0005; f) VNB.	120
Figura 5.33 - Efeitos de interação obtidos na variação da resistência longitudinal da via para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	122
Figura 5.34 - Efeitos de interação obtidos na variação da resistência longitudinal da via para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	124
Figura 5.35 - Efeitos de interação obtidos na variação da resistência longitudinal da via para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	125
Figura 5.36 - Efeitos de interação obtidos na variação da resistência longitudinal da via para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	127

Figura 5.37 - Efeitos de interação obtidos na variação da posição da interface travessa-balastro da via para a ação vertical: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.....	129
Figura 5.38 - Efeitos de interação obtidos na variação da posição da interface travessa-balastro da via para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	130
Figura 5.39 - Efeitos de interação obtidos na variação da posição da interface travessa-balastro da via para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	132
Figura 5.40 - Efeitos de interação obtidos na variação da posição da interface travessa-balastro da via para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.....	133
Figura 5.41 - Efeitos de interação obtidos na variação da rigidez dos pilares-estaca para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.....	135
Figura 5.42 - Efeitos de interação obtidos na variação da rigidez dos pilares-estaca para a ação vertical do comboio: a) deslocamento vertical do carril; b) deslocamento vertical do tabuleiro.	136
Figura 5.43 - Efeitos de interação obtidos na variação da rigidez dos pilares-estaca para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	138
Figura 5.44 - Efeitos de interação obtidos na variação da rigidez dos pilares-estaca para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	140
Figura 5.45 - Efeitos de interação obtidos na variação da rigidez dos pilares-estaca para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.....	141
Figura 5.46 – Modelo para análise da influência da exclusão dos AD's da via.	143
Figura 5.47 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da exclusão dos AD's para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.....	145
Figura 5.48 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da exclusão dos AD's para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	146

Figura 5.49 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da exclusão dos AD's para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	148
Figura 5.50 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da exclusão dos AD's para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.....	149
Figura 5.51 – Configuração longitudinal do viaduto com troços de 80 m e tramos de 20 m.....	151
Figura 5.52 - Configuração longitudinal do viaduto com troços de 90 m e tramos de 30 m.	151
Figura 5.53 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da configuração longitudinal do viaduto para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) e f) reação horizontal.....	153
Figura 5.54 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da configuração longitudinal do viaduto para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) e f) reação horizontal.	155
Figura 5.55 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da configuração longitudinal do viaduto para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) e f) reação horizontal.	157
Figura 5.56 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da configuração longitudinal do viaduto para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) e f) reação horizontal.....	159
Figura 5.57 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_i/T_c para a ação isolada da variação da temperatura no carril e no tabuleiro nos modelos de A- T_i/T_c a J- T_i/T_c : a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.....	162
Figura 5.58 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_i/T_c para o carregamento global nos modelos de A- T_i/T_c a J- T_i/T_c : a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	163
Figura 5.59 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_i/T_c para a ação isolada da variação da temperatura no carril e no tabuleiro no modelo K- T_i/T_c : a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	165
Figura 5.60 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_i/T_c para o carregamento global no modelo K- T_i/T_c : a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.	166

Figura 5.61 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_t/T_c para o carregamento global nos modelos de A- T_t/T_c a J- T_t/T_c (alteração do encadeamento das ações): a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal. 168

Figura 5.62 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_t/T_c para o carregamento global no modelo K- T_t/T_c (alteração do encadeamento das ações): a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal. 170

Figura 5.63 - Efeitos de interação obtidos para os casos críticos definidos (alteração do encadeamento das ações): a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal. 172

ÍNDICE DE TABELAS

Quadro 2.1 – Fatores de correção das cargas verticais (α) (EN 1991-2, 2003).....	26
Quadro 2.2 – Valores característicos das forças de arranque e frenagem (EN 1991-2, 2003).	27
Quadro 2.3 – Deslocamentos máximos admissíveis – ação de arranque/frenagem.	30
Quadro 2.4 – Limitação da rotação das extremidades do tabuleiro.	31
Quadro 2.5 – Evolução do mecanismo de estabilidade lateral da via (Kish <i>et al.</i> , 1998).....	41
Quadro 3.1 – Características dos elementos do carril e do tabuleiro.	48
Quadro 3.2 – Resultados obtidos no caso E1-3 e comparação com os apresentados pela ficha UIC-774-3-R (2001).	52
Quadro 3.3 - Resultados obtidos no caso E4-6 e comparação com os apresentados pela ficha UIC-774-3-R (2001).	53
Quadro 4.1 – Características dos aparelhos de apoio inseridos no viaduto Poente (REFER, 2005). .	62
Quadro 4.2 – Características da secção e do material do carril.	69
Quadro 4.3 – Características da secção e do material dos elementos de ligação.	69
Quadro 4.4 – Características das secções do tabuleiro.	72
Quadro 4.5 – Características do material do tabuleiro.....	72
Quadro 4.6 – Características da secção e do material dos pilares-estaca.....	75
Quadro 4.7 – Divisão do perfil geotécnico em diferentes camadas com coeficientes de reação iguais (Delgado, 2013).....	78
Quadro 4.8 – Coeficientes de reação do solo introduzidos no modelo numérico para simulação da interação estaca-solo de fundação (adaptado de Delgado, 2013).	79
Quadro 5.1 – Comparação dos efeitos de interação obtidos nos modelos 2D e 3D.....	88
Quadro 5.2 – Efeitos de interação obtidos no MNB.....	95
Quadro 5.3 – Características da secção e do material da secção corrente do tipo caixão.....	112
Quadro 5.4 – Comportamento dos diferentes tipos de via e aspetos de modelação.	121
Quadro 5.5 – Variações da rigidez dos pilares-estaca adotadas nos diferentes modelos.	134
Quadro 5.6 – Modelos de análise da influência de diferentes relações T_t/T_c	160
Quadro 5.7 – Verificação da segurança à estabilidade da via dos diferentes modelos.	167

Quadro 5.8 – Verificação da segurança à estabilidade da via dos diferentes modelos (alteração do encadeamento das ações).	170
Quadro 5.9 – Cenários críticos.	171
Quadro 5.10 – Efeitos de interação obtidos nos cenários críticos.	173

1 INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Foi em plena Revolução Industrial, no séc. XIX em Inglaterra, que surgiu o transporte ferroviário. Considerado um dos mais importantes inventos da época este meio que tem elevada capacidade de transporte de mercadorias e de passageiros tem vindo a desempenhar, até aos dias de hoje, um importante papel no desenvolvimento económico das regiões onde predomina.

Apesar do transporte ferroviário deter vantagens como baixos consumos de energia, ocupação do solo reduzida, capacidade de transporte elevada e baixos índices de poluição e de sinistralidade, com a evolução progressiva de outros modos de transporte tais como rodoviário e aéreo, o modo ferroviário teve necessidade de revolucionar a sua competitividade face aos restantes. Esta competitividade depende muito da velocidade de circulação do transporte que, por sua vez, se relaciona com a capacidade e qualidade das infraestruturas ferroviárias.

Assim sendo, nas primeiras décadas do séc. XX foram introduzidas as vias em barra longa soldada (BLS) que permitiram a circulação a maiores velocidades do que na via clássica. Em contraste com a via clássica (com juntas), este novo método de colocação dos carris permite que estes atinjam vários quilómetros de comprimento sem qualquer junta.

No entanto, a utilização da BLS trouxe alguns problemas, principalmente a nível de controlo da estabilidade da via. A eliminação das juntas dos carris restringe o movimento livre dos mesmos que, sob ação de efeitos térmicos, tendem a dilatar para temperaturas superiores àquela em que a tensão no carril é 0 (TR - temperatura de referência) e a contrair para temperaturas inferiores à mesma, induzindo esforços de compressão e tração respetivamente. Dependendo do caso poderão desenvolver-se dois modos de rotura: perda de estabilidade lateral da via (encurvadura da via) e rotura do carril (separação do carril). A perda de estabilidade lateral da via deriva de movimentos laterais cuja sua dimensão é influenciada pela qualidade da via e pelas forças longitudinais desenvolvidas e tem como consequência final a ocorrência de encurvadura. Por outro lado, a rotura do carril ocorre devido a elevados esforços de tração que causam fraturas nos carris localizadas em zonas com defeitos internos e/ou soldas fracas. De maneira a prevenir a ocorrência destes modos de instabilidade da via, bem como o número de intervenções de manutenção e reparação da via, são estabelecidos critérios de segurança e de qualidade da via.

A rotura do carril tende a ser um modo de instabilidade menos severo do que a encurvadura da via no que respeita à garantia do nível de segurança de circulação na via. A perda de estabilidade lateral da via é afetada por fatores como imperfeições ou desalinhamentos laterais da via, elevadas tensões de compressão no carril, diminuição da temperatura de referência do carril, resistência lateral da via (muito influenciada pela qualidade e compacidade do balastro e pelo atrito desenvolvido entre este e as travessas) e levantamento dinâmico da via (devido à passagem do tráfego ferroviário).

Deste modo, as forças longitudinais que se desenvolvem nos carris propiciam, no caso de forças de compressão, a ocorrência de encurvadura da via. Para além da ação de temperaturas superiores à temperatura de referência do carril, outras ações e fatores característicos da estrutura ferroviária podem causar forças longitudinais adicionais à via e, conseqüentemente, encurvadura da mesma. Descontinuidades no apoio longitudinal da via, tais como cruzamentos ou obras de arte, são alguns desses fatores. Desta forma, os efeitos de interação via-estrutura têm elevada importância na análise das tensões que se desenvolvem nos carris e na estrutura.

A via e a estrutura (ponte ou viaduto), consoante o tipo de ação variável, podem encontrar-se térmica e mecanicamente carregadas. A interação via-estrutura caracteriza-se pela transferência das forças longitudinais entre a via e a estrutura através do balastro. Deste modo, o sistema via-estrutura (solo de fundação, viaduto e via) resiste de forma conjunta a todas as ações implícitas ao mesmo.

Apesar da temperatura por si só ser suficiente para causar encurvadura lateral da via, a maioria dos casos em que ocorre este fenómeno são causados em conjunto com a ação dos veículos pois, com o levantamento dinâmico da via esta perde resistência lateral tornando-se vulnerável à ocorrência do fenómeno de instabilização. A esta combinação de ações acrescem outros fatores que aumentam o risco de ocorrência de encurvadura, como é o caso dos desalinhamentos laterais da via, que vão aumentando com a passagem dos veículos, das baixas resistências longitudinal e lateral do balastro e da resistência torsional do sistema de fixação carril-travessa.

A perceção dos efeitos de interação via-estrutura que poderão causar deslocamentos relativos entre a via e a estrutura e as características dos componentes do sistema via-estrutura são de extrema importância para a análise de estabilidade da via. Esta análise tem um elevado nível de complexidade devido à quantidade de variáveis a controlar. Por esta razão, o número de investigações nesta temática tem aumentado com o intuito de melhorar o conhecimento e controlo dessas variáveis.

1.2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.2.1. ENQUADRAMENTO

Desde o início da aplicação de barras longas soldadas (BLS) nas vias ferroviárias que se desenvolvem estudos de estabilidade da via, métodos de medição dos diferentes parâmetros que controlam o comportamento da via e critérios que assegurem o seu bom funcionamento em serviço.

O aumento do número de investigações no âmbito da estabilidade das estruturas ferroviárias foi fortemente influenciado pelo número de descarrilamentos verificados ao longo do séc. XX devido a fenómenos de instabilidade da via. A ocorrência de um descarrilamento tem consequências severas a nível dos componentes da linha ferroviária, económicas e, em determinadas situações, pode colocar em risco a vida dos passageiros.

Para além das investigações no âmbito da estabilidade da via, a implementação da BLS nas linhas ferroviárias conduziu ao desenvolvimento de estudos do fenómeno de interação via-estrutura verificado nas zonas das linhas onde se encontram inseridas obras de arte (pontes, viadutos e túneis). Existe necessidade de controlar este fenómeno pois, a não limitação dos possíveis efeitos desenvolvidos entre a via e a estrutura poderão conduzir à instabilidade da via.

1.2.2. DESENVOLVIMENTO DOS ESTUDOS DE ESTABILIDADE DA VIA DE BLS

Em 1990, o Comité de Controlo da ORE (Organization of Research and Experiments) aprovou uma versão inicial do estudo de viabilidade ORE S 1061 intitulado por “Improved knowledge of forces in CWR track (including switches)”. Após o estudo, este foi apoiado pelo UIC (International Union of Railways) e oficialmente aprovado em 1991 pelo Comité de Controlo. Os principais objetivos do trabalho foram uniformizar a filosofia da segurança na via de BLS, estabelecer diretrizes e recomendações na sua aplicação, manutenção e diagnóstico, e bases para atualizar e clarificar a ficha de recomendações UIC-720-R (ERRI-D202/RP12, 1999).

A investigação iniciou-se em 1992 e foi levada a cabo pela comissão D202 do ERRI (European Rail Research Institute) focando-se em desenvolver modelos teóricos, testes de verificação *in-situ* e testes em laboratório como suplemento (ERRI-D202/RP12, 1999), tendo sido a organização do trabalho dividida em seis pontos:

- WP 1 – O objetivo foi desenvolver modelos computacionais com capacidade de analisar o comportamento lateral, longitudinal e vertical das vias de BLS face às ações variáveis da temperatura e da passagem de tráfego ferroviário (sobrecarga, arranque e frenagem), tendo em conta as características estruturais da via, condições de manutenção e o facto de ao longo do seu desenvolvimento estarem inseridas obras de arte (análise de fenómenos de interação via-estrutura);
- WP 2 – Consistiu na realização de questionários realizados às empresas ligadas ao sector ferroviário. O objetivo foi recolher informação acerca da experiência adquirida pelas empresas em relação à prática de manutenção nas vias, às zonas de transição entre a via clássica e a via de BLS, a desvios do alinhamento da via, a situações de curvas com raios pequenos e em relação a casos de vias sobre pontes (os modelos computacionais referidos anteriormente tiveram em conta estas situações);
- WP 3 – Este ponto envolveu a realização de ensaios para a medição da resistência longitudinal e lateral da via e o estudo do comportamento a longo prazo da via;
- WP 4 – A verificação da possibilidade de realizar medições de forças nos carris através de métodos não destrutivos foi o objetivo deste ponto. Apesar de existirem vários métodos de medição de tensões nos carris, a determinação do valor absoluto das forças com precisão é complicada. Isto deve-se ao facto de elevadas tensões residuais serem introduzidas nos carris ao longo da sua vida útil, como é exemplo o seu processo de fabrico;
- WP 5 – Neste ponto foi desenvolvido o problema da interação via-estrutura conduzindo a uma revisão da ficha de recomendação UIC-774-3-R (2001). O estudo do problema foi desenvolvido utilizando o programa CWERRI que está incluído no ponto WP 1;
- WP 6 – Este último ponto envolveu a revisão e atualização das fichas UIC existentes, complementando-as com um capítulo com conceitos de segurança.

Desde 1930 têm sido desenvolvidos inúmeros estudos com o objetivo de abordar o problema de estabilidade da via de BLS sob o efeito de ações térmicas. No documento ERRI-D202/RP3 (1995) é apresentado o estado da arte da teoria de estabilidade da via de BLS (ERRI-D202/RP12, 1999).

Na tentativa de perceber a teoria referida e de fornecer diretrizes para as práticas de engenharia foram analisados vários fatores que controlam o comportamento da via.

A encurvadura é o fenómeno de instabilidade da via com maior relevância, sendo indispensável conhecerem-se os parâmetros que o controlam. Das conclusões e recomendações do ERRI-D202/RP3 (1995) à que referir que os principais parâmetros resistentes da via, face às ações impostas, são a

resistência lateral, longitudinal e torsional. A resistência lateral é o parâmetro mais importante, sendo que o seu comportamento força-deslocamento depende das características da estrutura da via (travessas, características do material do balastro, perfil transversal e nível de consolidação do balastro). A resistência longitudinal depende do deslocamento relativo entre o carril e a travessa e entre a travessa e o balastro, considerando-se o menor dos dois valores registados. No caso da resistência torsional esta varia consoante o sistema de fixação adotado, existindo bases de dados de vários sistemas de fixação utilizados na Europa e nos Estados Unidos (ERRI-D202/RP12, 1999).

No documento ERRI-D202/RP12 (1999) é destacado o problema que o aumento substancial de temperatura pode provocar na estabilidade da via. Esse aumento conduz a elevadas tensões de compressão no carril, aumentando o risco de ocorrência de encurvadura. Na conceção e dimensionamento das vias ferroviárias devem ser analisadas várias situações e identificados os casos de carga críticos. Para isso, a criação de modelos numéricos como ferramentas de análise estrutural é necessária para prever e controlar o comportamento da via em serviço de maneira a garantir a circulação em segurança dos comboios.

Assim, em 1992 a comissão D 202 iniciou um programa de investigação onde, com a criação do programa CWERRI pela Delft University of Technology, foram realizadas análises de estabilidade das vias de BLS em modelos numéricos e se puderam prever as forças longitudinais na via e estabelecer limites de segurança para prevenir a encurvadura da mesma (ERRI-D202/RP12, 1999). Este programa recorre ao método dos elementos finitos e nele podem ser realizadas análises tendo em conta os seguintes aspetos:

- Modelos tridimensionais para o cálculo da via;
- Forças e deslocamentos na direção longitudinal, lateral e vertical;
- Comportamento da via antes e após encurvadura (análise de estabilidade lateral e vertical da via);
- Alinhamentos retos e curvas da via;
- Interação via-estrutura;
- Ações do tráfego ferroviário e ações térmicas;
- Comportamento estático e dinâmico.

O ERRI-D202/RP12 (1999) apresenta uma análise numérica de um viaduto localizado em Maartensdijk (Holanda) que, como se pode verificar na Figura 1.1, é composto por dois troços extremos de 60 m e um troço central de 150 m. Os carris da via são do tipo UIC 54 e os carregamentos aplicados foram os seguintes: variação de temperatura de 40°C no carril e de 20°C no tabuleiro; carregamento ferroviário sobre a via formado por 20 veículos (80 eixos) em que cada eixo descarrega uma ação vertical de 225 kN e uma ação longitudinal de 45 kN. No que respeita à via balastrada, a esta foi introduzida uma resistência longitudinal de 20 kN/m (via descarregada) e de 50 kN/m (via carregada). Através do programa CWERRI foi elaborado o modelo da via e viaduto a três dimensões com recurso a elementos de viga.

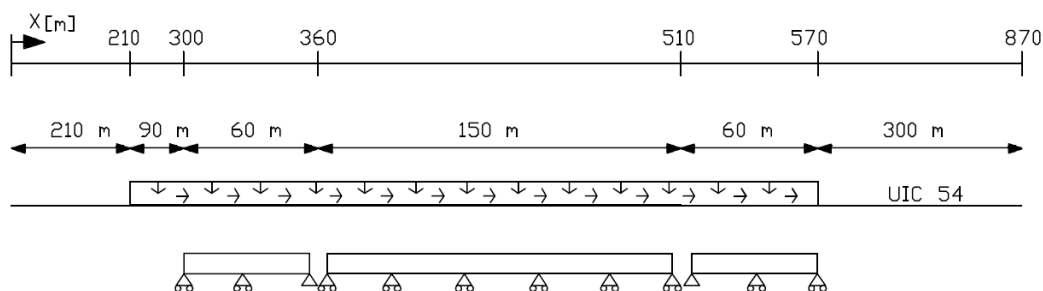


Figura 1.1 – Modelo do viaduto localizado em Maartensdijk, Holanda (adaptado de ERRI-D202/RP12, 1999).

Na Figura 1.2 apresentam-se os resultados relativos à análise referida. Para além da distribuição das forças longitudinais ao longo do modelo (Figura 1.2 a)) são apresentados também os deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro do viaduto (Figura 1.2 b)) que são medidas relevantes para avaliar a desconsolidação do balastro. Face à ação da temperatura verificou-se uma resposta assimétrica em termos de deslocamentos (Figura 1.2 b)) devido à assimetria que a construção e a distribuição do carregamento apresentam. Com o descarregamento na fase 4 registaram-se forças e deslocamentos residuais, sendo que os máximos valores no carril e no balastro foram obtidos nas extremidades de cada um dos três viadutos modelados.

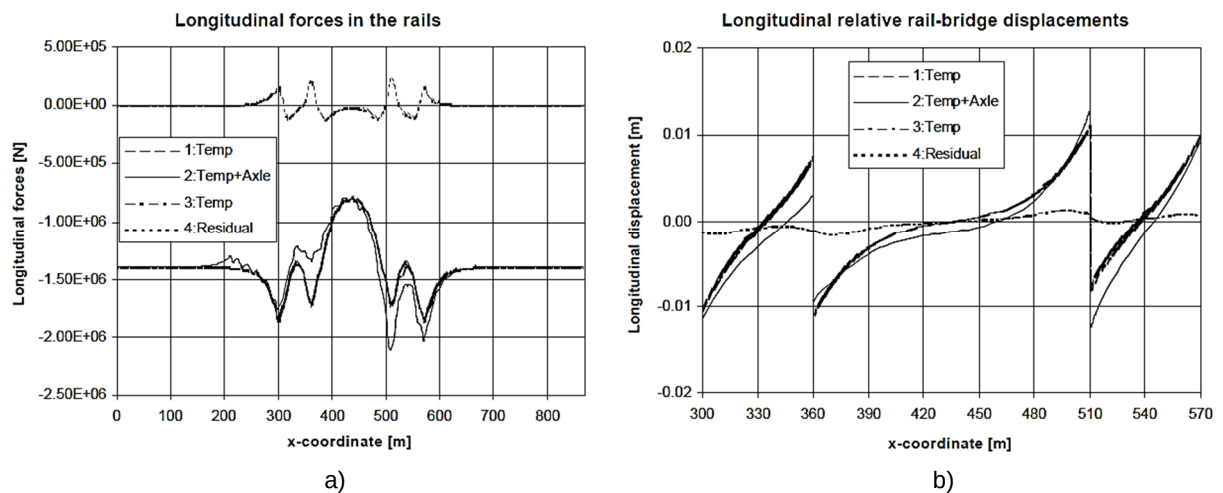


Figura 1.2 – Resultados obtidos pelo programa CWERRI: a) forças longitudinais no carril; b) deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro do viaduto (Esveld, 1996).

Após análise, a comissão ERRI-D202/RP12 (1999) destaca a importância de se considerarem os efeitos dinâmicos dos veículos na estabilidade da via. Caso os carris da via se encontrem sob elevadas temperaturas, a passagem dos veículos pode induzir um acréscimo de energia nos carris podendo conduzir à encurvadura dos mesmos. A análise do problema de estabilidade torna-se mais realista com a inclusão da ação do tráfego ferroviário do que apenas considerando a ação da variação da temperatura, apesar desta última isolada poder desencadear o fenómeno de encurvadura.

Com a observação dos resultados apresentados na Figura 1.2 conclui-se que a distribuição da força longitudinal no carril é um fator relevante na via de BLS. Após a colocação e fixação dos carris na via, a temperatura de referência dos mesmos é aproximadamente de 25 °C. Deste modo, uma variação de temperatura negativa conduz ao aumento de tensões de tração (risco de rotura do carril). Inversamente, um aumento significativo da temperatura induz tensões de compressão (risco de encurvadura do carril). A existência de discontinuidades no apoio longitudinal da via ferroviária (cruzamentos ou obras de arte) pode causar forças longitudinais adicionais nos carris e deslocamentos (ERRI-D202/RP12, 1999).

A temperatura em conjunto com os defeitos de alinhamento lateral da via aumentam o risco de encurvadura da via. A passagem do tráfego ferroviário pode aumentar a amplitude destes defeitos. Deste modo, devem ser estabelecidas tolerâncias de maneira a ser assegurada a segurança de circulação na via (ERRI-D202/RP12, 1999).

As sobrecargas ferroviárias que circulam sobre a via podem causar deformações no plano vertical da mesma se não existir resistência vertical suficiente. Esta resistência é garantida pela camada de balastro cujo material deverá ter boas características mecânicas e a camada ser bem compactada para evitar assentamentos da via. A grandeza desses assentamentos deve ser limitada para evitar o galgamento das rodas do comboio (ERRI-D202/RP12, 1999).

Por outro lado, a comissão ERRI-D202/RP12 (1999) refere ainda que o carregamento vertical sobre as pontes conduz à sua flexão na direção vertical, levando à rotação do tabuleiro na zona dos apoios. Esta rotação provoca o deslocamento longitudinal do balastro resultando na sua descompactação e consequente diminuição de resistência.

A resistência lateral da via é definida pela reação oferecida pelo balastro aos movimentos laterais. Essa reação depende do comportamento que o balastro apresenta em serviço, muito influenciado pelas suas características físicas e pelo seu modo de colocação. Deste modo, a resistência lateral da via pode ter dois tipos de comportamento face aos deslocamentos laterais: comportamento da via com balastro bem consolidado (Figura 1.3 a)) e comportamento da via com balastro enfraquecido (Figura 1.3 b)) (Kish e Samavedam, 2013). Os parâmetros identificados nas figuras são definidos por: F_P é o valor da resistência lateral de pico; W_P é o valor do deslocamento lateral correspondente a F_P ; F_L é o valor da resistência lateral residual; W_L é o valor do deslocamento lateral correspondente a F_L .

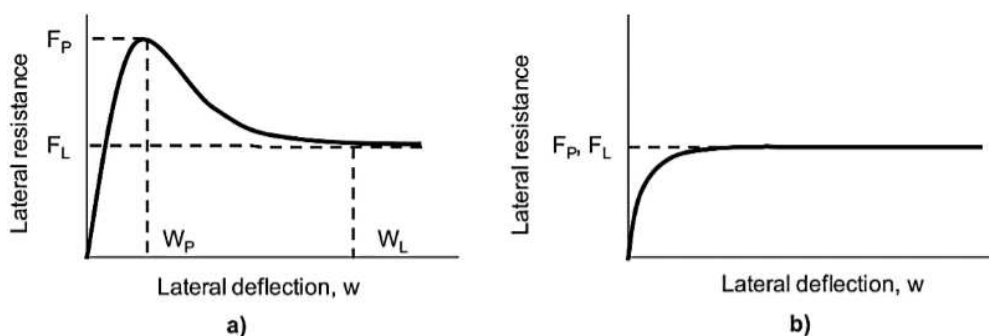


Figura 1.3 - Resistência lateral da via: a) balastro com boa qualidade; b) comportamento após ataque do balastro (Kish e Samavedam, 2013).

Devido à importância da resistência lateral para a estabilidade da via, a European Rail Research Institute (ERRI) desenvolveu vários relatórios onde se apresentam ensaios realizados em laboratório de diferentes modelos de vias. Nesses modelos realizaram-se medições para avaliar a influência que as diferentes características da via (por exemplo, tipos de travessas e condições do balastro) têm na sua resistência lateral. A partir dessas medições podem-se tirar conclusões direta e indiretamente acerca de aspetos estruturais que se podem adotar para aumentar a estabilidade lateral da via:

- Travessas de betão bi-bloco – a existência de duas extremidades interiores das travessas bi-bloco aumentam a resistência lateral pois, ao contrário das monobloco, este tipo de travessas permite que a resistência seja mobilizada em duas zonas;
- Travessas com superfície de rugosidade melhorada – aumento do coeficiente de atrito favorece a força desenvolvida na interface travessa-balastro;
- Aumento da largura das travessas – maior área de contacto entre a travessa e o balastro conduzindo ao aumento da força desenvolvida entre a superfície inferior da travessa e a camada de balastro;
- Adoção de travessas com geometria melhorada.

Atualmente, existem estudos que estão a ser desenvolvidos acerca de novas geometrias de travessas baseando-se na criação de zonas salientes nas mesmas para aumentar a quantidade de superfícies que contribuem para a resistência lateral. Na Figura 1.4 encontra-se representado um exemplo inovador de geometria para as travessas.

Em Domingo *et al.* (2014) é apresentado um estudo acerca da via ferroviária localizada em Cantabria (Espanha) que envolveu propostas para melhorar a solução estrutural da via garantindo a sua segurança. No estudo desenvolveram-se quatro modelos numéricos da via com diferentes tipos de travessas mas

com a via a apresentar as mesmas condições. Os tipos de travessas que se utilizaram nesta análise foram: travessas de madeira, travessas de betão, travessas com nova geometria (Figura 1.4) e uma combinação de travessas com características diferentes (travessa com nova geometria a cada duas travessas de betão). O principal objetivo da análise numérica e comparativa entre os diferentes modelos foi avaliar a influência que os diferentes tipos de travessas têm na estabilidade da via.

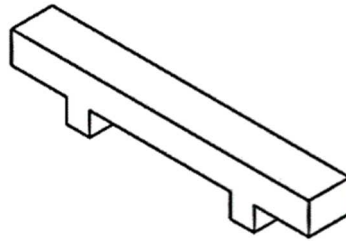


Figura 1.4 – Travessa com nova geometria para aumento da resistência lateral (adaptado de Domingo *et al.*, 2014).

A análise comparativa entre os modelos comprovou que a utilização das travessas com a nova geometria diminuíram substancialmente os deslocamentos laterais quando comparadas com as travessas convencionais. No gráfico da Figura 1.5 podem observar-se os deslocamentos laterais máximos verificados na via de cada um dos modelos construídos. Assim, a adoção de travessas com geometria alterada pode ser uma solução para melhorar a resistência lateral da via caso esta não garanta os requisitos de estabilidade.

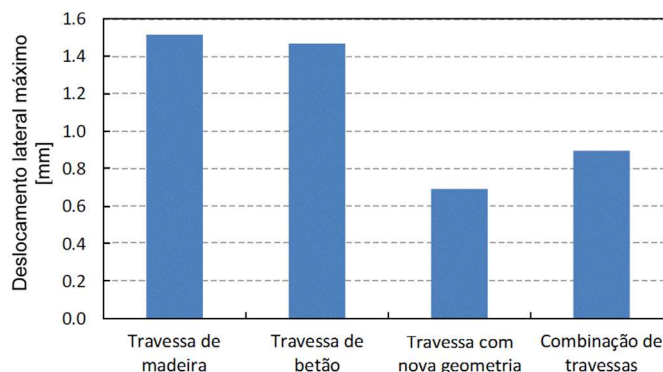


Figura 1.5 – Deslocamentos laterais máximos registados em cada um dos modelos (adaptado de Domingo *et al.*, 2014).

No ERRI-D202/R12 (1999) é apresentado um método de medição experimental da resistência do balastro sob carregamento tridimensional. Este método foi abordado em detalhe no relatório ERRI-D202/DT362 (1997) e teve como principais objetivos a determinação das propriedades mecânicas da via balastrada, determinando as resistências vertical, longitudinal e lateral quando a via se encontra carregada ou descarregada. A determinação destes parâmetros resistentes e posterior inclusão em modelos numéricos possibilita a simulação do comportamento do sistema via-estrutura que se aproxima do comportamento real.

O modelo experimental para medição dessas propriedades pode observar-se na Figura 1.6, sendo formado por uma caixa que serve de confinamento para o balastro. Esta caixa é composta por quatro vigas pesadas (HEB 1000) que funcionam também como reação ao sistema hidráulico que induzirá uma determinada força no modelo experimental. A camada de balastro tem espessura e geometria correntes às normalmente utilizadas nas linhas ferroviárias Europeias e foi ligeiramente compactada. Sobre a

camada foram colocadas cinco travessas monobloco de betão e dois carris com secção do tipo UIC 54 (ERRI-D202/DT362, 1997).

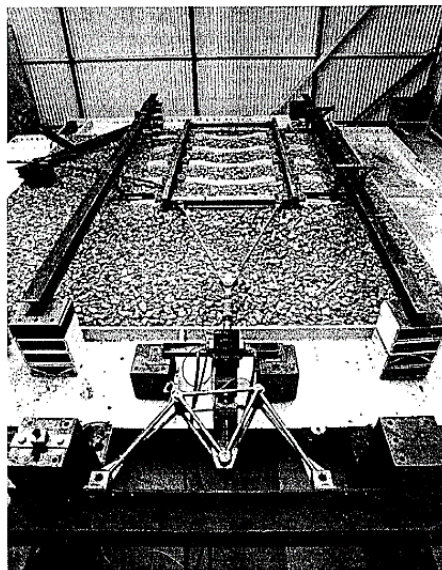


Figura 1.6 – Modelo experimental da via (ERRI-D202/RP12, 1999).

A FRA (2003) desenvolveu estudos para avaliar a influência das operações de manutenção face à resistência lateral da via. A necessidade de se recorrer a operações de manutenção, como nivelamento (ataque do balastro), recolocação das travessas e limpeza do balastro, conduz ao enfraquecimento do balastro, verificando-se um decréscimo acentuado da sua resistência lateral como se pode verificar na Figura 1.3 b) (FRA, 2003). Esta diminuição de resistência coloca em causa a estabilidade da via (aumento do risco de encurvadura).

O ataque do balastro é um processo de manutenção necessário para regularizar a superfície e o alinhamento da via. No entanto, esta operação tem o efeito indesejável de provocar uma quebra na resistência lateral do balastro. Essa quebra deriva das ações de vibração e das forças de compressão exercidas no balastro sob as travessas que a operação envolve. Devido ao enfraquecimento do balastro podem-se verificar assentamentos da via e defeitos no seu alinhamento (Sussmann *et al.*, 2007). Desse modo, as empresas gestoras das infraestruturas ferroviárias recorrem a processos de passagem de comboios carregados a baixa velocidade e a métodos de estabilização dinâmica para melhorar o estado de compactação do balastro e repor os níveis de segurança da via face aos fenómenos de instabilidade (Sussmann *et al.*, 2007).

No que respeita à determinação da resistência lateral da via *in situ*, apesar de existirem vários métodos de medição da resistência lateral, o STPT (*Single Tie Push Test*) é o ensaio mais comum tanto na Europa como nos Estados Unidos. Este método é realizado em plena via e consiste em puxar lateralmente uma travessa desprovida de fixações registando o valor da força em função do seu deslocamento até se atingir o valor máximo de força, determinando-se assim a resistência lateral máxima da via (FRA, 2003). Na Figura 1.7 pode observar-se uma instrumentação do método STPT.



Figura 1.7 – Instrumentação do STPT (Kish, 2013).

1.2.3. ESTUDO DO FENÓMENO DE INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

A interação via-estrutura é um fenómeno onde existe transferência das forças longitudinais entre a via e o tabuleiro através da camada de balastro (Davis, 2007). O comportamento que o balastro apresenta sob essas ações é não-linear e depende do estado de carregamento da via.

Ramondenc *et al.* (2007) apresentam o fenómeno da interação. Nos casos em que a via de BLS atravessa obras de arte como pontes, as cargas aplicadas à via são, em parte, transmitidas ao tabuleiro da estrutura (Figura 1.8). Por outro lado, as deformações impostas da ponte induzem esforços adicionais aos carris.

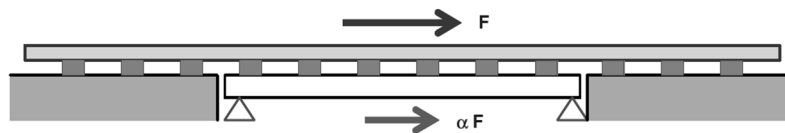


Figura 1.8 – Transmissão de forças da via para a ponte (adaptado de Ramondenc *et al.*, 2007).

Para garantir a segurança da estrutura ferroviária, é necessário controlar a força longitudinal total da via. Esta força é dada pela soma entre os esforços desenvolvidos na via e pelos efeitos adicionais relativos à presença de pontes. No entanto, é necessário ainda incluir efeitos de segunda ordem de maneira a controlar a encurvadura lateral da via e o escorregamento excessivo do balastro (Ramondenc *et al.*, 2007). Deste modo, a resistência longitudinal global deverá ter capacidade suficiente para absorver forças desenvolvidas na via e os efeitos adicionais da ponte (Figura 1.9).

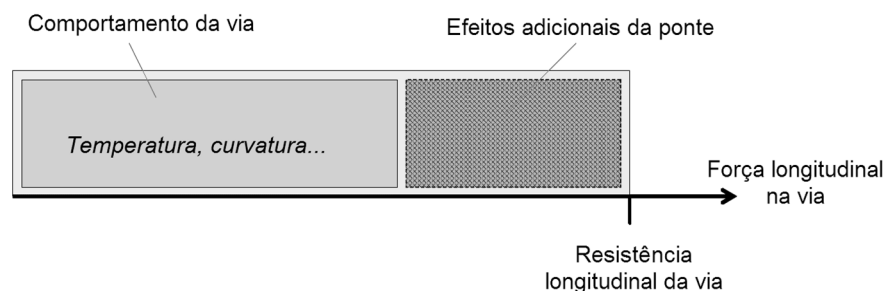


Figura 1.9 – Divisão da resistência global da via (adaptado de Ramondenc *et al.*, 2007).

As ações que podem produzir efeitos de interação são todas aquelas que geram deslocamentos relativos entre a via e a estrutura ou superfície de suporte (Sanguino e Requejo, 2007). Dessas ações a variação da temperatura, o arranque/frenagem e o carregamento vertical dos comboios são as de maior relevância.

Na ficha de recomendações da UIC-774-3-R (2001) são apresentadas metodologias para análise e determinação dos efeitos de interação via-estrutura. As metodologias referidas resultaram dos trabalhos

desenvolvidos por especialistas da comissão ERRI D 213 e foram posteriormente inseridas na norma EN 1991-2 (2003).

Davis (2007) refere que nos projetos ferroviários, a não ser que sejam realizadas análises apropriadas de interação via-estrutura, os deslocamentos da estrutura podem ser sobrestimados, conduzindo a soluções estruturais não económicas. Essas análises devem incluir no modelo numérico o comportamento não-linear da ligação entre a via e o tabuleiro do viaduto.

Os estudos de Sanguino e Requejo (2007) englobaram a análise do fenómeno de interação através de dois cenários diferentes descritos na UIC-774-3-R (2001). As suas análises concluíram que o método da sobreposição dos efeitos provocados pelas ações variáveis aplicadas isoladamente sobre a estrutura (análise simplificada) conduzem a valores conservativos de tensão no carril e reações nos apoios mas, a valores não conservativos a nível de deslocamentos do carril e do tabuleiro.

Na maioria dos casos o método simplificado pode ser suficiente para este tipo de análise. No entanto, uma análise rigorosa pode ser necessária em determinadas situações, recorrendo-se a uma análise “step-by-step” (Sanguino e Requejo, 2007).

A norma EN 1991-2 (2003) possibilita a adoção de uma análise não-linear dos três tipos de ações isoladamente e, posteriormente, a soma linear dos efeitos determinados em cada uma. No entanto, esta situação contraria o carácter não-linear do problema em questão (Ruge *et al.*, 2007). Apesar de ser referida a importância da análise de interação via-estrutura incluindo o comportamento da interface via-ponte, a norma não apresenta qualquer indicação face à consideração do histórico de carregamento na análise de maneira a ser tido em conta o estado de tensão e de deformação da estrutura ao longo da análise.

Ruge *et al.* (2007) concluíram com os seus trabalhos que a consideração do histórico de carregamento pode reduzir o valor máximo da tensão no carril, evitando a necessidade de aplicação de aparelhos de dilatação de via (AD's). A mesma conclusão foi confirmada recentemente no trabalho desenvolvido por Delgado (2013).

No desenvolvimento da investigação de Cutillas (2007), este realça a importância da estrutura ferroviária ter capacidade de resistir às ações horizontais a que se encontra sujeita. Para além das ações de arranque e frenagem, o vento é uma ação natural que atua em toda a superfície exposta da estrutura, pilares e tabuleiro. Esta ação lateral produz momentos fletores em relação ao eixo vertical do tabuleiro bem como momentos torsores que são combinados com os efeitos das ações variáveis atuantes sobre o sistema pilar-tabuleiro.

Os esforços provocados pela ação lateral do vento são semelhantes aos produzidos pela força centrífuga desenvolvida pela passagem do tráfego ferroviário independentemente da dimensão dos raios (Cutillas, 2007). No caso de viadutos com pilares esbeltos estas ações são bastantes relevantes (Delgado, 2013).

1.3. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A conceção e dimensionamento de viadutos ferroviários necessitam de ter em conta determinados limites de deformabilidade da estrutura de maneira a controlar os efeitos de interação. Para além do controlo da tensão nos carris, a limitação dos deslocamentos que se desenvolvem no sistema via-estrutura é também ela relevante para assegurar a estabilidade da via.

Deste modo, o presente trabalho toma como referência um viaduto localizado no novo ramal ferroviário de acesso ao porto de Aveiro, investigando os efeitos de interação que se desenvolvem quando este se

encontra sujeito a alterações do seu estado de tensão e deformação, motivadas pelas ações ferroviárias e de variação de temperatura. Para a análise desses efeitos, e sendo este um dos objetivos da dissertação, é necessário criar um modelo numérico com capacidade de simular o comportamento do sistema via-estrutura de modo adequado, ou seja, um modelo que tenha em conta a configuração e as propriedades da via e da estrutura bem como o comportamento da interface via-estrutura. Na idealização do modelo numérico deve ser também utilizado um método numérico que permita a aplicação faseada dos carregamentos e a consideração do estado de tensão/deformação dos elementos que simulam a interface ao longo do procedimento de cálculo.

A par do objetivo acima referido definiu-se um outro que envolve a realização de diferentes estudos paramétricos com base no modelo numérico a ser desenvolvido numa primeira fase. Estes estudos têm como objetivo principal a determinação dos efeitos de interação causados por determinadas variações impostas tanto à via como à estrutura do viaduto ferroviário. Após determinação desses efeitos pretende-se elaborar um conjunto de comentários acerca da variação dos parâmetros em causa e o que essa mesma variação poderá beneficiar ou prejudicar a segurança à estabilidade da via.

No que respeita à organização da dissertação, esta desenvolve-se ao longo de seis capítulos que seguidamente se apresentam de forma sintetizada.

O presente capítulo apresenta um enquadramento geral do tema a desenvolver. É ainda elaborada uma revisão bibliográfica acerca dos estudos desenvolvidos no âmbito da estabilidade da via de BLS e do fenómeno de interação via-estrutura e apresentam-se os objetivos da dissertação e conteúdos da mesma.

No capítulo 2 são abordados aspetos relativos à interação via-estrutura, começando por apresentar uma descrição do fenómeno de interação e os parâmetros que influenciam a resposta do sistema via-estrutura. A configuração e as propriedades da via e da estrutura são parâmetros que definem o comportamento do sistema ferroviário face aos efeitos de interação que se poderão desenvolver.

No mesmo capítulo são também apresentadas as ações relevantes a ter em conta na análise de interação via-estrutura, os procedimentos de cálculo para combinação dos efeitos das diferentes ações a que a estrutura ferroviária se encontra sujeita e os critérios de segurança impostos para salvaguardar a segurança de circulação do tráfego ferroviário. Esta secção é finalizada com a discussão dos fatores que influenciam a estabilidade lateral da via, expondo ainda de maneira clara como o fenómeno de instabilização lateral tende a desenvolver-se até ser atingida a encurvadura da mesma.

No capítulo 3 são apresentados aspetos relevantes a considerar na modelação numérica do efeito de interação via-estrutura. Para além da discussão dos critérios de modelação, referidos na ficha UIC-774-3-R (2001), apresenta-se a validação do programa de cálculo ANSYS 14.0 através da modelação dos casos E1-3 e E4-6 presentes na mesma ficha. Os modelos idealizados de ambos os casos tiveram como base um método numérico que permite a consideração do histórico de carregamento, ou seja, a consideração do estado de tensão/deformação da interface via-estrutura ao longo da aplicação sucessiva dos diferentes carregamentos. Aos resultados obtidos procedeu-se à análise comparativa entre estes e os apresentados na ficha UIC-774-3-R (2001).

O capítulo 4 tem como finalidade a descrição do novo ramal ferroviário do porto de Aveiro, sendo dado especial enfoque às características estruturais do viaduto Poente de acesso à ponte das Pirâmides pois, um dos objetivos do presente trabalho prende-se ao estudo dos efeitos de interação que se podem

desenvolver nesse viaduto. É de referir que esta obra de arte foi alvo de estudos desenvolvidos por Delgado (2013), pretendendo-se agora dar continuidade aos mesmos.

Devido aos troços do viaduto serem dotados de comprimentos de dilatação de 100 m, superiores aos estabelecidos pela ficha UIC-774-3-R (2001), considerou-se interessante escolher esta obra para o estudo dos efeitos de interação via-estrutura.

Após introdução do viaduto Poente apresenta-se o modelo numérico construído no programa ANSYS 14.0 que teve como base o respetivo projeto. Todos os elementos que constituem o modelo são descritos bem como as características inseridas nos mesmos. Ao longo do processo de discretização do modelo existiu ainda a preocupação de aproximar o seu comportamento ao comportamento real da estrutura.

O capítulo 5 começa por apresentar o comportamento do modelo numérico do viaduto Poente. A avaliação do comportamento do modelo face aos diferentes casos de carga (ação vertical, ação vertical e frenagem do comboio, variação da temperatura e carregamento global) foi baseada na análise da configuração das deformadas da estrutura. Posteriormente, apresentam-se os efeitos de interação via-estrutura determinados através do programa ANSYS 14.0 e confrontam-se os mesmos com os resultados obtidos no modelo numérico desenvolvido por Delgado (2013).

Neste capítulo são apresentados os estudos paramétricos desenvolvidos a partir do modelo numérico base (MNB) do viaduto. Estes estudos envolveram a variação de diferentes parâmetros do sistema via-estrutura com o objetivo de avaliar a influência que essas variações têm sobre os efeitos de interação resultantes. Procedeu-se à avaliação da influência da variação das características geométricas do sistema via-tabuleiro, das características da via e da rigidez do sistema de apoio; a análise da influência dos aparelhos de dilatação de via (AD's) e da configuração longitudinal do viaduto nos efeitos de interação; bem como a avaliação desses efeitos com a variação das temperaturas do carril e do tabuleiro. Por último, desenvolveram-se ainda cenários críticos combinando características de modelos das análises anteriores cujos efeitos de interação obtidos se identificam como os mais desfavoráveis.

No capítulo 6 são expostas todas as conclusões acerca dos estudos desenvolvidos e propostos estudos a desenvolver no futuro tanto no âmbito da interação via-estrutura como no da estabilidade da via.

2

ASPETOS RELATIVOS À INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA E À ESTABILIDADE DA VIA

2.1. DESCRIÇÃO DO FENÓMENO DE INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

Face à necessidade de se criar um nível competitivo ao transporte ferroviário, quando este comparado com o transporte rodoviário e aéreo, ainda no início do séc. XX foi desenvolvido um método inovador de colocação de carris: barra longa soldada (BLS). As vias de (BLS) são formadas por carris soldados com comprimento que poderá atingir vários quilómetros (Lim e Sung, 2004). Este método venceu em meados do séc. XX e, para além de permitir a circulação a velocidades mais elevadas, melhorou a qualidade da via, aumentou a segurança de circulação e a resistência à fadiga do carril e do material circulante (ou seja, conduziu a um aumento da vida útil dos componentes da via) e favoreceu o nível de conforto dos passageiros (Kish e Samavedam, 2013). A nível económico as vias de BLS reduziram os custos de instalação, devido ao facto de apresentarem um menor número de elementos de ligação do que a via clássica, e custos de manutenção. Como complemento ao referido, é importante ainda acrescentar que, com o surgimento vias modernas, a eliminação das juntas dos carris tornaram a circulação ferroviária mais segura, económica e confortável devido às seguintes razões (Pandit, 1988):

- As juntas de ligação são uma zona onde se produzem forças dinâmicas elevadas;
- Os carris exibem um maior desgaste e sofrem fissuras com maior regularidade nas zonas da via onde existem juntas;
- Devido ao desenvolvimento de forças dinâmicas nas juntas dos carris a geometria da via na zona das juntas é constantemente perturbada devido ao elevado número de operações de manutenção;
- As juntas dos carris têm também um impacto significativo a nível de consumo de combustível e no desgaste das rodas dos veículos que circulam na via;
- Com a eliminação das juntas dos carris existe um decréscimo acentuado a nível de ruído e de vibrações com a passagem dos comboios.

Com a colocação de carris contínuos sobre o sistema estrutural via-ponte, ambas as estruturas têm que resistir a ações variáveis como: variações de temperatura, arranque/frenagem e carregamento vertical dos comboios, retração e fluência do tabuleiro (EN 1991-2, 2003). Assim, o facto da via estar sobre a uma obra de arte conduz a um fenómeno de interação entre as duas estruturas devido às forças que são aplicadas a uma induzirem forças e deslocamentos na outra. Esta interação manifesta-se devido à via e à estrutura estarem ligadas entre si tanto em casos de via com solução de fixação direta (embora o carril não seja diretamente fixado à laje do tabuleiro) como nos casos em que a via assenta sobre uma camada de balastro (UIC-774-3-R, 2001). A Figura 1.8 representa em esquema o exemplo da transmissão de forças provenientes da via para a ponte.

Deste modo, e devido às vias de barra longa soldada (BLS) não serem dotadas de juntas, podem surgir problemas de instabilidade da via. Estes problemas ocorrem devido ao aumento de esforços de compressão e de tração, em que os primeiros surgem quando os carris tendem a dilatar devido a temperaturas superiores à sua temperatura de referência (TR), e os segundos quando os carris contraem devido a temperaturas inferiores à de referência. O controlo da TR é então uma questão que deve ser analisada e controlada consoante o local de instalação dos carris. Mais à frente será dada especial atenção a este pormenor.

O controlo dos níveis de tensão nos carris é essencial para se garantir a segurança e estabilidade da via. A limitação desses níveis a valores que evitem a rotura dos carris (tensões de tração elevadas - Figura 2.1 b)) ou encurvadura da via (tensões de compressão elevadas - Figura 2.1 a)) são requisitos para a garantia da circulação do tráfego ferroviário em condições de segurança.



Figura 2.1 - Mecanismos de rotura: a) Encurvadura da via; b) Rotura do carril.

Para além do controlo da tensão nos carris devem ser também limitados os deslocamentos desenvolvidos na via e na estrutura e possíveis rotações nas extremidades dos tabuleiros de maneira a reduzir os efeitos de interação. Estes aspetos estão assegurados nos critérios de segurança apresentados nas recomendações da ficha UIC-774-3-R (2001) e na norma EN 1991-2 (2003). Estes documentos têm presente todos os aspetos necessários para se proceder à análise do fenómeno em estudo inclusive as ações necessárias a ter em consideração, comportamento da via e da ponte/viaduto face ao fenómeno e os parâmetros que influenciam cada uma das estruturas, que adiante se apresentam.

2.1.1. PRINCÍPIOS BASE DO COMPORTAMENTO DA VIA EM BLS

Em função da temperatura a que está sujeita, teoricamente uma barra metálica linear apoiada numa superfície sem atrito pode dilatar e contrair livremente devido às variações de temperatura. Na Figura 2.2 pode observar-se a alteração do estado inicial de uma barra, com determinadas características, quando sujeita a uma variação de temperatura ΔT positiva ($t_i < t_f$, onde t_i é a temperatura inicial e t_f a temperatura final).

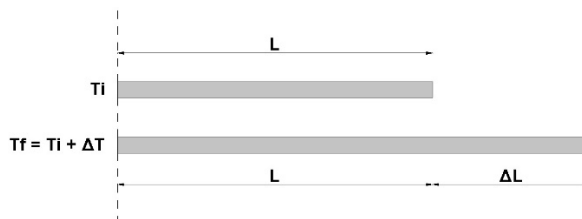


Figura 2.2 - Dilatação térmica linear de uma barra metálica.

Para um dado comprimento L de uma barra metálica cujo seu coeficiente de dilatação térmica é α e para a respetiva variação de temperatura ΔT , a variação de comprimento da barra é dada pela equação (2.1):

$$\Delta L = L \cdot \alpha \cdot \Delta T \quad (2.1)$$

No entanto, o caso dos carris da via em barra longa soldada (BLS) não pode ser comparado ao caso anterior. O movimento livre dos carris da via, quando sujeitos a variações térmicas, é restringido devido à fixação dos mesmos às travessas. Os fixadores de comportamento elástico, que estabelecem a ligação carril-travessa, são instalados de forma que não existam deslocamentos relativos entre o carril e a travessa e para que as forças que os carris recebem sejam transmitidas às travessas. Para completar o equilíbrio de forças da via, com o embebedimento das travessas na camada de balastro, a resistência longitudinal do balastro assegura a resistência ao escorregamento do sistema carril-travessa. Desse modo, a resistência ao escorregamento do sistema carril-travessa é tanto maior quanto maior for a resistência longitudinal ao movimento oferecida pelo balastro (UIC-774-3-R, 2001).

A resistência longitudinal da via aumenta progressivamente desde as extremidades da BLS até à sua zona central. Nos carris de barra longa soldada (BLS) existem duas zonas de “respiração”, uma em cada extremidade com comprimento de aproximadamente 150 m, e a zona “central” onde os movimentos estão restringidos. Como é de esperar, na zona “central” é atingido o valor de tensão mais elevado da BLS devido à restrição de movimento existente e nas zonas de “respiração” existe um decréscimo de tensão desde as secções do carril onde iniciam os comprimentos de “respiração” até às secções onde o carril é cortado e onde existe liberdade de movimento (Figura 2.3).

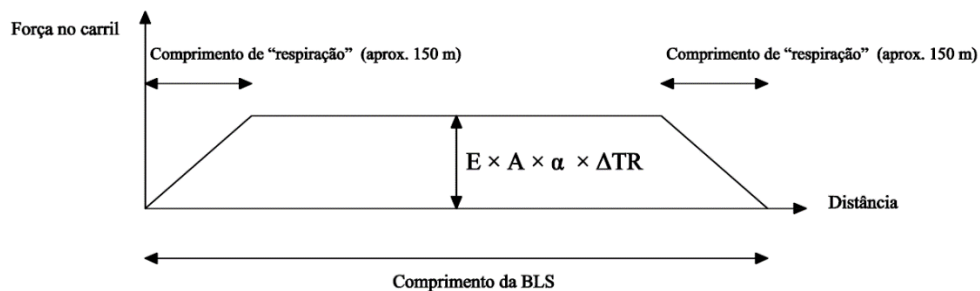


Figura 2.3 – Comportamento dos carris em BLS sob o efeito de uma variação de temperatura (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).

Os parâmetros apresentados na Figura 2.3 e que definem o comportamento do carril em BLS são então definidos por:

- F – Força no carril;
- E – Módulo de elasticidade do aço;
- A – Área da secção transversal dos dois carris;
- α – Coeficiente de dilatação térmica do carril;
- ΔTR – Variação de temperatura no carril relativamente à sua temperatura de referência.

Nas recomendações da ficha UIC-774-3-R (2001) além de ser apresentado o comportamento padrão do carril de barra longa soldada (Figura 2.3), apresenta-se um exemplo prático: para uma via com carris UIC 60 ($A = 76,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2$, $\alpha = 1,0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$ e $E = 210 \text{ GPa}$) e para uma variação de temperatura ΔTR de $+ 50^\circ\text{C}$, a força no carril obtida é de aproximadamente $F \approx 1600 \text{ kN}$.

2.1.2. EFEITO DA PRESENÇA DE PONTES OU VIADUTOS NA VIA FERROVIÁRIA

O facto da via ferroviária ser dotada de zonas em que se inserem obras de arte como pontes e viadutos, a presença destas estruturas sob vias de BLS conduzem a fenómenos de interação via-estrutura. Assim, qualquer força ou movimento que se desenvolva na via ou na estrutura vai induzir um aumento de esforços na outra (UIC-774-3-R, 2001):

- Forças aplicadas na via de BLS induzem forças adicionais na via e/ou nos aparelhos de apoio do tabuleiro e deslocamentos tanto na via como no tabuleiro;
- Quaisquer deslocamentos ou deformações impostas do tabuleiro induzem forças adicionais à via (aumento do nível de tensão dos carris) e ao sistema de apoio da ponte.

Na Figura 2.4 é demonstrada a influência que a presença de uma ponte/viaduto sob uma via de BLS tem ao nível das tensões nos carris.

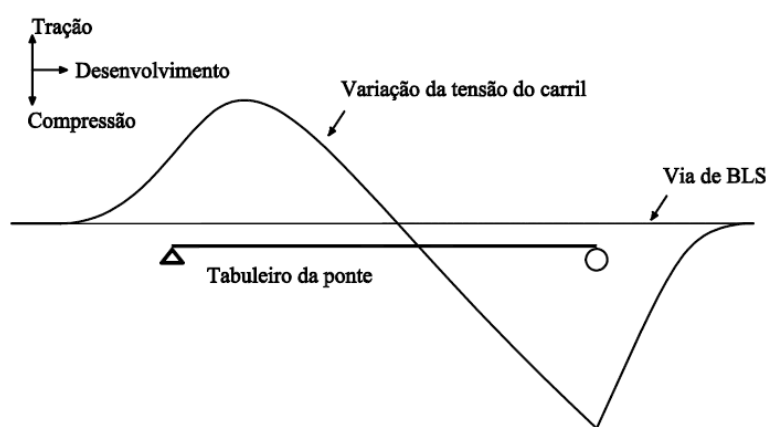


Figura 2.4 - Desenvolvimento da tensão no carril devido à variação de temperatura na tabuleiro de uma ponte (adaptado de Kumar e Upadhyay, 2012).

Os efeitos resultantes da resposta combinada do sistema via-estrutura a ações variáveis deve ser tida em conta no dimensionamento da superestrutura da ponte, aparelhos de apoio fixos e fundações e na verificação dos efeitos dos carregamentos nos carris da via (EN 1991-2, 2003).

2.2. PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESPOSTA COMBINADA DO SISTEMA VIA-ESTRUTURA

Para realizar a análise do fenómeno de interação via-estrutura é imprescindível ter conhecimento técnico acerca da via e da estrutura. Implícito a essas, enumeram-se de seguida os aspetos que influenciam o comportamento da via e da estrutura face ao fenómeno de interação e que, tal como indicado na ficha UIC-774-3-R (2001) e na norma EN 1991-2 (2003), devem ser tidos em conta neste tipo de análise:

- Configuração da estrutura ou arranjo estático;
- Configuração da via;
- Propriedades da estrutura;
- Propriedades da via.

2.2.1. CONFIGURAÇÃO DA ESTRUTURA

Em geral, na conceção de pontes/viadutos ferroviários a definição do seu arranjo estático é realizada em torno dos esquemas que se apresentam na Figura 2.5. Estes esquemas são apresentados na ficha UIC-

774-3-R (2001) como os mais comumente utilizados e as suas configurações estáticas são definidas pelos seguintes aspetos:

- Tabuleiros simplesmente apoiados, contínuos ou séries de tabuleiros apoiados/contínuos;
- Número de tabuleiros individuais e respetivos comprimentos;
- Número de vãos da estrutura e respetivos comprimentos;
- Posição dos aparelhos de apoio fixos e móveis;
- Comprimento de dilatação do tabuleiro (L_T);
- Existência e localização dos aparelhos de dilatação de via (AD's).

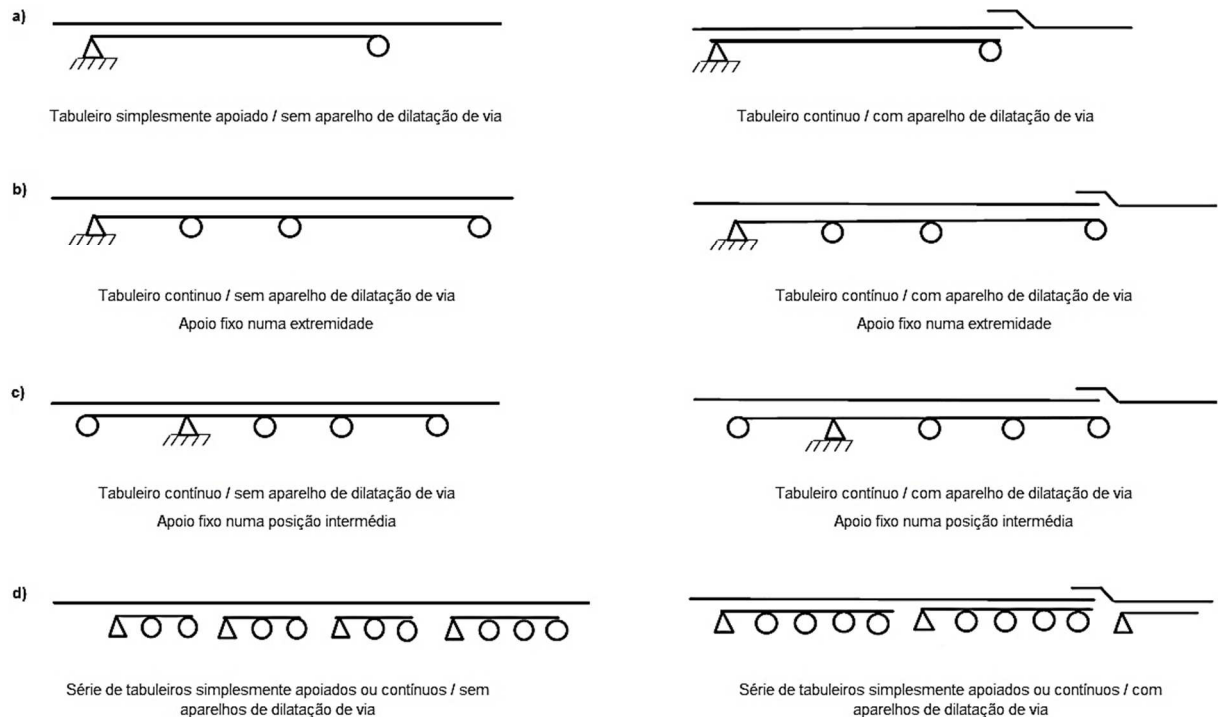


Figura 2.5 – Esquematização dos arranjos estáticos mais comuns (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).

Através da localização dos pontos fixos do tabuleiro podem ser definidos os comprimentos de dilatação. Esses comprimentos definem-se como sendo a distância entre os pontos fixos do tabuleiro e as extremidades do mesmo. Exemplificando, caso o tabuleiro da ponte em estudo seja simplesmente apoiado (Figura 2.5 a)) com um apoio fixo na extremidade, o comprimento de dilatação é o comprimento do vão; se o tabuleiro tiver continuidade (Figura 2.5 b)) com um apoio fixo numa extremidade, o comprimento de dilatação é o comprimento total do tabuleiro; no caso do apoio fixo se situar numa zona intermédia, considera-se que existem dois comprimentos de dilatação, um de cada lado do ponto fixo; por último, no caso de existirem vários troços de tabuleiros, o comprimento de dilatação é definido como a soma dos comprimentos de dilatação dos troços adjacentes. Para melhor visualizar a definição dos comprimentos de dilatação, na Figura 2.6 estão representados vários sistemas estruturais e a respetiva identificação do comprimento de dilatação.

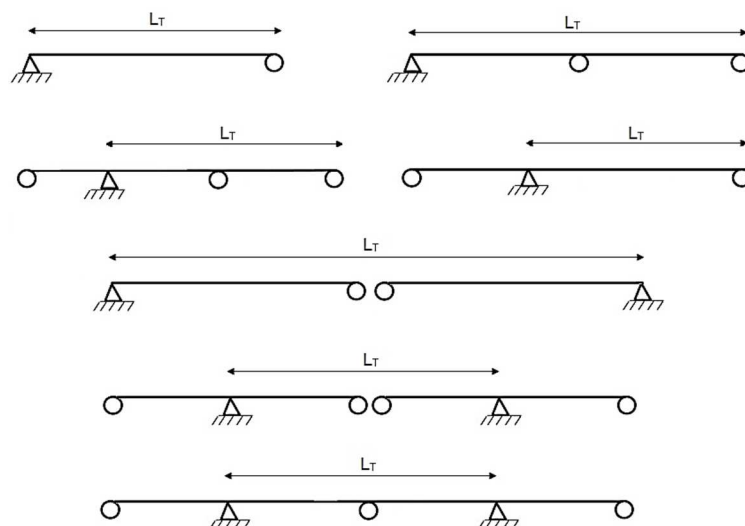


Figura 2.6 – Comprimento de dilatação da ponte (adaptado de UIC-775-3-R, 2001, e EN 1991-2, 2003)

2.2.2. CONFIGURAÇÃO DA VIA

Os sistemas ferroviários poderão ser compostos por vias balastradas ou não balastradas (Figura 2.7). Na regulamentação europeia EN 1991-2 (2003) encontram-se definidos os requisitos necessários para se realizar a análise dos efeitos de interação via-estrutura para vias balastradas. Com situação distinta estão as vias não balastradas cujos requisitos para a resposta combinada do sistema via-estrutura devem ser especificados em Anexo Nacional da regulamentação em causa ou para projetos individuais (EN 1991-2, 2003).



a)



b)

Figura 2.7 – Tipo de via: a) exemplo de uma via balastrada; b) exemplo de via em laje.

Para além do material e da forma da camada de base da via existem outros aspetos da configuração da via que influenciam o fenómeno de interação:

- Distância vertical entre a face superior do tabuleiro e o centro de gravidade dos carris – influência na resistência da via;
- Localização dos aparelhos de dilatação de via (AD's).

A localização dos aparelhos de dilatação é influenciada por diversos fatores que deverão ser tidos em conta na sua definição, tais como (Simões, 2006):

- Traçado da via em planta;
- Via balastrada ou não balastrada;
- Via clássica ou via em barra longa soldada (BLS);
- Características dos componentes da via: carril, tipo e afastamento das travessas;
- Comprimento de dilatação do tabuleiro (influenciado pelo arranjo estático da ponte/viaduto como referido em 2.2.1.);
- Velocidade de circulação do tráfego ferroviário;
- Perfil longitudinal do tabuleiro e viés (condicionante para a montagem dos AD's).

Na Figura 2.8 apresenta-se um exemplo da configuração de um aparelho de dilatação de via (AD).



Figura 2.8 – Aparelho de dilatação de via.

2.2.3. PROPRIEDADES DA ESTRUTURA

2.2.3.1. Comportamento à flexão do tabuleiro

Existe necessidade de controlar o nível de flexibilidade do tabuleiro de maneira a garantir o seu bom comportamento à flexão. Como se pode observar na Figura 2.9, a deformação vertical está associada à flexão do tabuleiro devido à ação da sobrecarga ferroviária; a flexão do tabuleiro provoca rotações nas suas extremidades e deslocamentos horizontais na face superior das mesmas. Estes efeitos alteram o estado de tensão e de deformação tanto da estrutura como da via conduzindo a interação de forças entre as mesmas.

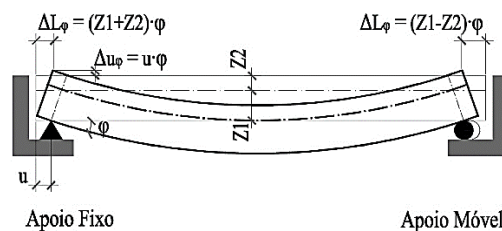


Figura 2.9 – Comportamento das extremidades do tabuleiro devido ao efeito de flexão (Delgado, 2013).

Deste modo, as principais propriedades que controlam o comportamento à flexão do tabuleiro são:

- Rigidez à flexão do tabuleiro;
- Altura do tabuleiro;
- Distância vertical entre o eixo neutro do tabuleiro e a face superior do mesmo;
- Distância vertical entre o eixo neutro do tabuleiro e o eixo de rotação do aparelho de apoio;
- Rigidez elástica dos apoios fixos do tabuleiro.

2.2.3.2. Rigidez longitudinal global do sistema de apoio do tabuleiro

No ponto anterior, verificou-se que a flexão do tabuleiro induz uma interação de forças entre a via e a estrutura motivada pela alteração do estado de tensão e de deformação das mesmas. No entanto, os efeitos de interação via-estrutura são verificados na atuação de outras ações para além da sobrecarga ferroviária.

Todo o conjunto de ações que conduzem a deslocamentos tanto ao nível da via como da estrutura provocam efeitos de interação entre as mesmas. Essas ações serão tratadas com maior detalhe na secção 2.3..

O controlo dos deslocamentos que o sistema via-estrutura pode sofrer devido às ações a que é solicitado tem elevada importância para a segurança e estabilidade da via pois, o controlo deste parâmetro permite também o controlo indireto das tensões no carril. Deste modo, a definição da rigidez longitudinal do sistema de apoio da ponte/viaduto deverá garantir à estrutura capacidade para limitar esses deslocamentos numa gama de valores admissíveis. Mais à frente, na secção 2.5., são apresentados os limites das grandezas dos deslocamentos indicadas na UIC-774-3-R (2001) e na norma EN 1991-2 (2003).

A rigidez longitudinal da estrutura é definida como a rigidez total que pode ser mobilizada pela subestrutura. Esta rigidez é determinada a partir da relação entre as ações na direção longitudinal ao nível dos aparelhos de apoio do tabuleiro e o somatório dos deslocamentos verificados ao mesmo nível (ver equação 2.2).

$$K = \frac{H[kN]}{\sum_i \delta_i[m]} = \frac{H}{\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h + \delta_a} \quad (2.2)$$

As variáveis presentes na equação 2.2 são assim definidas:

- H – Força horizontal ao nível do aparelho de apoio;
- δ_p – Deslocamento da cabeça do pilar devido à flexão elástica;
- δ_φ – Deslocamento da cabeça do pilar devido à rotação da fundação;
- δ_h – Deslocamento da cabeça do pilar devido ao movimento horizontal da fundação;
- δ_a – Deslocamento relativo entre a parte superior e inferior do aparelho de apoio.

De seguida, apresenta-se na Figura 2.10 as diferentes componentes dos deslocamentos ao nível da cabeça do pilar devido à ação horizontal H que determinam a rigidez longitudinal da subestrutura. Encontram-se representados os deslocamentos δ_p , δ_φ e δ_h ficando em falta a representação do deslocamento relativo entre faces do aparelho de apoio (δ_a).

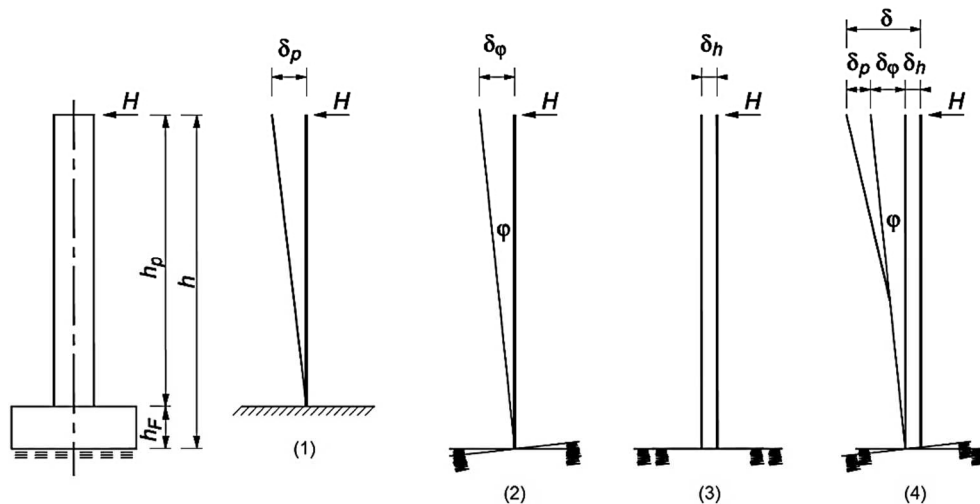


Figura 2.10 – Fatores que influenciam a rigidez longitudinal do apoio (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)

- (1) Flexão/Deformação do pilar;
- (2) Rotação da fundação;
- (3) Deslocamento horizontal da fundação;
- (4) Sobreposição das deformações (1), (2) e (3) ao nível da cabeça do pilar.

A grandeza do somatório dos deslocamentos acima referidos pode ser controlada através da rigidez total do sistema de apoio do tabuleiro (fundações, pilares e aparelhos de apoio) e das propriedades mecânicas do solo de fundação. Assim, é necessário avaliar e quantificar estes aspetos de maneira a poderem ser corretamente inseridos no processo de modelação e análise numérica dos efeitos de interação via-estrutura.

O conhecimento das propriedades do maciço de fundação é fundamental no estudo dos efeitos de interação via-estrutura de forma a avaliar a capacidade de reação do solo face às solicitações longitudinais. Essas reações devem contribuir para o controlo de deslocamentos do sistema estrutural e, consequentemente, para a redução dos efeitos de interação resultantes.

Tendo em conta as propriedades mecânicas do solo de fundação, deve ser determinado o módulo de elasticidade estático para o cálculo com variações de temperatura e o módulo de elasticidade dinâmico quando o cálculo tem em conta os efeitos do arranque e frenagem do comboio (UIC-774-3-R, 2001).

No caso do sistema de apoio, a estrutura pode ter: apoios fixos elásticos, apoios móveis, apoios móveis com determinado coeficiente de atrito e apoios elásticos. A UIC-774-3-R (2001) refere que a distinção clara entre apoio fixo elástico e apoio elástico não pode ser interpretada em termos de comportamento teórico. Os termos têm utilidade para exprimir que os apoios fixos elásticos envolvem aparelhos de apoio fixos em subestruturas flexíveis (pilares ou encontros) enquanto os apoios elásticos envolvem aparelhos de apoio flexíveis em subestruturas flexíveis.

A consideração de apoios fixos com determinado nível de elasticidade tem como principal objetivo simular com maior rigor a flexibilidade de elementos que definem o sistema estrutural das pontes/viadutos, tais como: pilares, encontros e fundações. A definição da flexibilidade desses elementos vai beneficiar os resultados obtidos na análise numérica.

Normalmente, a rigidez dos apoios móveis só é considerada em análises mais rigorosas e em situações em que a estrutura é dotada de apoios móveis com um determinado grau de rigidez elástica. No caso de

tabuleiros com aparelhos de apoio elásticos ou outros com nível de rigidez elástica semelhante, estes permitem a deformação elástica do apoio que absorve os esforços horizontais e transmite as forças verticais aos pilares. O valor do coeficiente de atrito pode variar de 0% a 5% (UIC-774-3-R, 2001).

Na definição da rigidez total dos apoios, na maior parte dos casos, apenas um apoio fixo é considerado. No entanto, caso exista mais do que um apoio a contribuir para a rigidez total deve ser considerada a soma de todos os contributos para a mesma.

No cálculo em que a ação da frenagem do comboio está presente devem ser tidos em conta todos os apoios que contribuem para a resistência aos deslocamentos longitudinais.

A resistência longitudinal dos apoios deslizantes com determinado coeficiente de atrito beneficiam a estrutura a nível de tensões nos carris e deslocamentos, especialmente quando a rigidez do apoio fixo é reduzida. Assim, a não consideração do atrito nos apoios móveis conduz a uma análise conservativa.

Tendo em conta os aspetos acima referidos, a UIC-774-3-R (2001) define a rigidez total como o somatório entre as rigidezes de todos os apoios fixos ou móveis elásticos (K_i) e a resistência ao atrito dos apoios deslizantes (F_{fj}), como verificado na equação 2.3.

$$K_{tot} = \sum K_i + 2 \sum F_{fj} [kN/m] \quad (2.3)$$

2.2.4. PROPRIEDADES DA VIA

Dentro das propriedades da via, as características dos carris, o sistema de fixação dos mesmos e o tipo de estrutura da via (balastrada ou não balastrada) são os aspetos que mais influenciam o comportamento do sistema via-estrutura.

A secção transversal e, consequentemente, rigidez axial e flexional dos carris são parâmetros que definem a sua resistência limite face às ações a que lhe são impostas.

No caso da estrutura da via, a sua resistência longitudinal é um parâmetro importante, ao qual vai ser dado especial enfoque. Esta resistência define-se através da análise do comportamento que a via apresenta face a determinados aspetos:

- Modo de colocação da via;
- Via balastrada ou não balastrada;
- Carregamento vertical sobre a via (via carregada ou descarregada);
- Frequência dos carregamentos;
- Existência de defeitos na estrutura da via;
- Procedimentos de manutenção da via.

Como se pode observar na Figura 2.11, a estrutura da via balastrada pode caracterizar-se como sendo composta por duas interfaces: carril-travessa e travessa-balastro. Essas interfaces são ligações entre elementos distintos onde, por presença de determinadas ações, se manifestam através de deslocamentos relativos entre os mesmos.

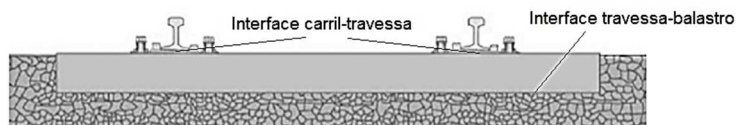


Figura 2.11 – Interfaces carril-travessa e travessa-balastro da via.

Deste modo, a resistência longitudinal tem em conta duas resistências que estão interligadas entre si. A resistência longitudinal da ligação carril-travessa pode ser mobilizada consoante o nível de deslocamento relativo entre o carril e a travessa, dependendo sobretudo do sistema de fixação dos carris às travessas e da sua eficiência. Por outro lado, o balastro oferece resistência à via quando a travessa tende a exercer um determinado movimento, situação verificada muito devido ao atrito mobilizado entre a travessa e o balastro e, também, ao atrito entre o balastro e o tabuleiro. A resistência longitudinal da via é dada pelo menor valor entre a resistência da ligação carril-travessa e a resistência oferecida pelo sistema travessa-balastro.

Como se pode verificar, a mobilização da resistência longitudinal depende do nível de deslocamento dos carris relativamente à estrutura que os suporta. Na Figura 2.12 poder observar-se o comportamento que a via apresenta face à evolução dos deslocamentos. Para pequenos deslocamentos a resistência aumenta rapidamente mantendo-se constante quando essa atinge uma determinada grandeza, enquanto os deslocamentos aumentam progressivamente.

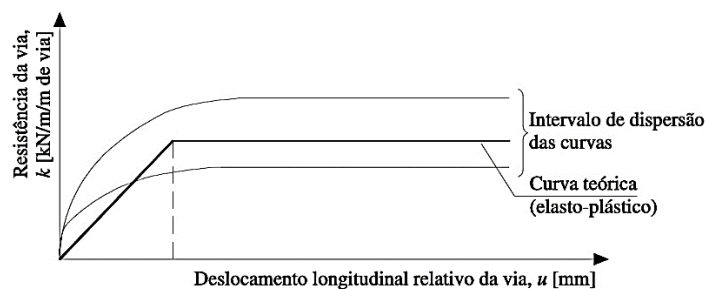


Figura 2.12 – Resistência longitudinal da via em função do deslocamento longitudinal (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)

A partir da Figura 2.12 procedeu-se à simplificação das respetivas curvas dando origem a uma relação bilinear que caracteriza o comportamento da via. Como se pode verificar, a Figura 2.13 representa a relação entre a resistência longitudinal da via k em função do deslocamento longitudinal do carril u relativamente à estrutura de suporte.

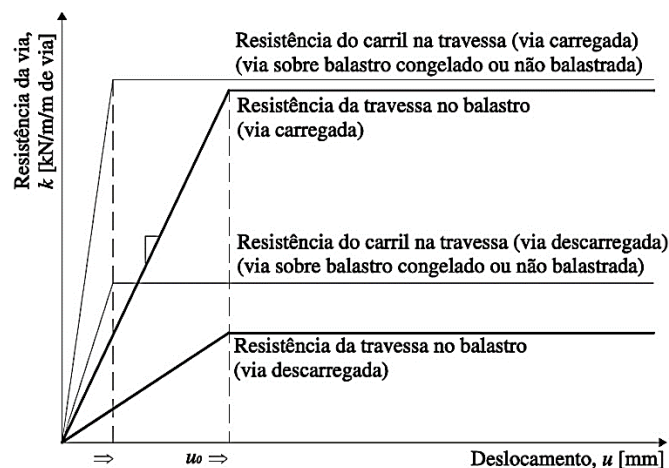


Figura 2.13 – Comportamento bilinear da via: resistência longitudinal por metro de desenvolvimento via, k , em função do deslocamento longitudinal do carril, u , relativamente ao tabuleiro (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).

Esta relação bilinear é composta por um ramo elástico, em que a resistência da via aumenta progressivamente até ser atingido o seu pico que corresponde ao deslocamento limite elástico, seguida por um ramo plástico, onde existe um contínuo aumento de deslocamentos mas com o valor da resistência da via a manter-se constante.

O tipo de estrutura da via e os procedimentos de manutenção alteram a relação entre a resistência da via e os deslocamentos. Verifica-se ainda que a resistência longitudinal da via é mais elevada quando esta está sob condições de carregamento (efeito da sobrecarga ferroviária) do que quando se encontra descarregada.

Nas recomendações da ficha UIC-774-3-R (2001) estão definidos os seguintes valores para os deslocamentos u_0 (entre a zona elástica e plástica) e para a resistência da via k (zona plástica):

- $u_0 = 0,5$ mm, para a resistência da interface carril-travessa;
- $u_0 = 2,0$ mm, para a resistência da interface travessa-balastro;
- $k = 12$ kN/m, para a resistência da interface travessa-balastro em via descarregada e com nível de manutenção moderado;
- $k = 20$ kN/m, para a resistência da interface travessa-balastro em via descarregada e com bom nível de manutenção;
- $k = 60$ kN/m, para a resistência de via carregada ou via com balastro congelado (engloba as vias ferroviárias situadas em regiões com muito baixas temperaturas, onde o balastro pode eventualmente congelar, e as vias em laje de betão).

Na mesma ficha encontram-se outros valores para os deslocamentos u_0 e para as resistências da via k que determinados países adotam nas suas administrações de caminhos-de-ferro. Existem também referências para os mesmos parâmetros quando nos encontramos em casos em que a via não é balastrada ou onde os carris estão embebidos noutros materiais como resina.

2.3. AÇÕES RELEVANTES PARA A ANÁLISE DA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

Após a análise do comportamento da via e da estrutura, indiretamente apercebe-se que o fenómeno de interação resulta de deslocamentos relativos entre as mesmas. Deste modo, é necessário ter em conta todas as ações que possam conduzir a estes efeitos de interação para que, em serviço, a estrutura ferroviária tenha um bom desempenho. Seguidamente, enumeram-se as ações relevantes para a análise em causa:

- Variação da temperatura;
- Ações verticais do tráfego ferroviário;
- Ações horizontais resultantes do arranque e frenagem do tráfego ferroviário;
- Efeitos diferidos do betão do tabuleiro (retração e fluência);
- Deslocamentos longitudinais dos apoios e deformação da estrutura devido ao gradiente térmico vertical do tabuleiro.

Na maioria dos casos, das ações acima referidas é dada maior relevância às três primeiras.

A retração e a fluência não são consideradas relevantes na análise de interação devido ao tempo que envolve o processo de construção da ponte/viaduto e posterior colocação da via sobre a mesma. Outra justificação para a não consideração dessas ações é o facto das operações de manutenção da via serem realizadas com frequência, podendo mesmo conduzir à anulação/dissipação dessas ações visto que essas se manifestam a longo prazo (Ramondenc *et al.*, 2007).

2.3.1. VARIAÇÃO DA TEMPERATURA

A utilização de vias de barra longa soldada (BLS) tem um aspeto particular: como o movimento livre dos carris está restringido devido à eliminação das juntas, quando a via é submetida a variações térmicas

os carris tendem a dilatar e a contrair gerando, respetivamente, esforços axiais de compressão e de tração. Estes efeitos devem ser controlados de maneira a ser garantida a segurança da via.

No entanto, a variação da temperatura no tabuleiro também deve ser tida em conta pois, os movimentos do tabuleiro podem levar a efeitos de interação entre este e a via e a uma redução da resistência longitudinal do balastro devido à desconsolidação do mesmo. A simulação do efeito da temperatura na estrutura ferroviária difere de caso para caso. Para além de depender das condições climáticas da região em que se insere a obra, depende também do facto de existirem ou não aparelhos de dilatação de via.

A ficha UIC-774-3-R (2001) recomenda que nos casos onde existam AD's devem ser consideradas diferenças de temperatura entre o carril e o tabuleiro. A temperatura de referência do tabuleiro é a sua temperatura no momento em que o carril é instalado. Assume-se que o desvio da temperatura de referência não ultrapassa o intervalo de $\pm 35\text{ }^{\circ}\text{C}$ no caso do tabuleiro e de $\pm 50\text{ }^{\circ}\text{C}$ no caso do carril. Por outro lado, a diferença entre a temperatura do tabuleiro e do carril não pode exceder $\pm 20\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Nos casos em que a via não é dotada de AD's, a variação da temperatura da via não provoca deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro, logo a única variação de temperatura a considerar é a do tabuleiro.

Na análise de interação, a tensão normal no carril gerada por efeito da variação da temperatura do tabuleiro considera-se como “tensão adicional”, a ser somada à tensão normal que se gera devido à própria variação de temperatura do carril confinado (Sanguino e Requejo, 2007). A partir da equação 2.4 é possível determinar a tensão normal no carril sujeito à ação da temperatura.

$$\sigma_c = \alpha_c \cdot \Delta T_c \cdot E_c \quad (2.4)$$

- σ_c – Tensão normal instalada no carril;
- α – Coeficiente de dilatação térmica do carril;
- ΔT_c – Variação da temperatura no carril;
- E_c – Módulo de elasticidade do carril.

2.3.2. SOBRECARGA FERROVIÁRIA

Como referido em 2.2.3.1. a sobrecarga ferroviária pode provocar a deformação vertical do tabuleiro conduzindo a rotações e deslocamentos horizontais das suas extremidades. Estes efeitos criam assim fenómenos de interação entre a via e a estrutura.

No que respeita aos modelos de cargas preconizados no documento normativo EN 1991-2 (2003), consoante o nível de tráfego ferroviário podemos ter:

- Load Model 71 – Modelo representativo do carregamento de comboios convencionais;
- Load Model SW/0 – Modelo representativo do carregamento de comboios convencionais em pontes/viadutos com continuidade;
- Load Model SW/2 – Modelo representativo do carregamento de comboios pesados;
- Load Model HSLM – Modelo representativo da passagem de comboios de passageiros a velocidades superiores a 200 km/h (comboios de alta velocidade);
- Load Model “unloaded train” – Modelo representativo da passagem de comboios sem carga.

Na EN 1991-2 (2003) e na ficha UIC-774-3-R (2001) é indicado também que o modelo LM71 é o que deve ser utilizado na análise de interação via-estrutura. A configuração do modelo e os valores característicos dos carregamentos estão representados na Figura 2.14.

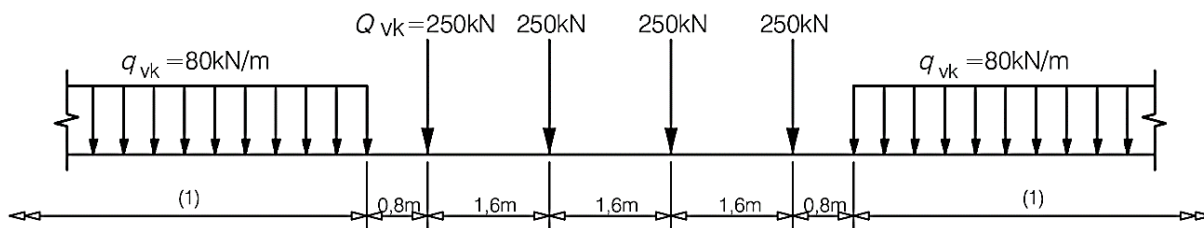


Figura 2.14 – Modelo de cargas LM71 (EN 1991-2, 2003).

A indicação (1) no modelo LM71 da Figura 2.14 define que a extensão da carga vertical uniformemente distribuída q_{vk} não é limitada.

O eurocódigo indica ainda que os valores característicos do modelo LM71 deverão ser afetados pelos fatores α apresentados no Quadro 2.1, consoante o carregamento do tráfego ferroviário seja superior ou inferior ao representado na Figura 2.14.

Quadro 2.1 – Fatores de correção das cargas verticais (α) (EN 1991-2, 2003).

0,75	0,83	0,91	1,00	1,10	1,21	1,33	1,46
------	------	------	------	------	------	------	------

A ficha UIC-774-3-R (2001) recomenda que as cargas devem ser aplicadas na via sobre a ponte/viaduto e, caso o comboio tenha comprimento suficiente, no aterro de um dos lados do tabuleiro (Figura 2.15). A consideração dos aterros carregados em ambos os lados do tabuleiro levaria à sobrestimação dos efeitos (quando um comboio circula sobre a ponte e depois transita para o aterro, a resistência longitudinal no balastro do aterro aumenta quando o tabuleiro já sofreu deformação, não tendo qualquer influência nos efeitos de interação).

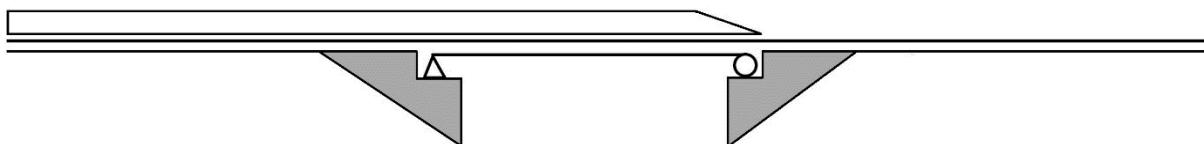


Figura 2.15 – Disposição do comboio sobre a estrutura ferroviária.

2.3.3. ARRANQUE E FRENAGEM

O arranque e a frenagem são também ações que derivam da passagem do tráfego ferroviário. Estas induzem forças horizontais nos carris que deverão ser anuladas pela resistência longitudinal da via. A norma europeia EN 1991-2 (2003) e a ficha UIC-774-3-R (2001) indicam que estas ações devem ser distribuídas uniformemente na via ao longo de um determinado comprimento, designado por $L_{a,b}$ na primeira e L_f na segunda, e com determinados valores característicos. No Quadro 2.2 estão organizados os valores característicos das forças de arranque (Q_{lak}) e frenagem (Q_{lbk}) e correspondentes modelos de carga.

Quadro 2.2 – Valores característicos das forças de arranque e frenagem (EN 1991-2, 2003).

Força de arranque	$Q_{lak} = 33 \text{ [kN/m]} \times L_{a,b} \text{ [m]} \leq 1000 \text{ kN}$
	Para os modelos de carga LM71, SW/0, SW/2 e HSLM
Força de frenagem	$Q_{lbk} = 20 \text{ [kN/m]} \times L_{a,b} \text{ [m]} \leq 6000 \text{ kN}$
	Para os modelos de carga LM71, SW/0 e HSLM
	$Q_{lbk} = 35 \text{ [kN/m]} \times L_{a,b} \text{ [m]}$
	Para o modelo de carga SW/2

No caso do modelo de cargas SW/0 e SW/2, as forças de arranque e frenagem necessitam apenas de ser aplicadas nas zonas em que a estrutura se encontra carregada pelo respetivo modelo (EN 1991-2, 2003).

De modo semelhante à ação vertical do comboio, as forças de frenagem e arranque apresentadas no Quadro 2.2 devem ser afetadas pelos fatores α presentes no Quadro 2.1 consoante o carregamento do tráfego ferroviário em causa.

A EN 1991-2 (2003) e a UIC-774-3-R (2001) referem ainda que as forças de arranque e frenagem devem ser combinadas com o correspondente carregamento vertical para posterior análise do efeito combinado. Quando sobre a ponte/viaduto se encontram duas ou mais vias, as forças de frenagem de uma via devem ser adicionadas às forças de arranque da outra (apenas duas vias necessitam de ser consideradas). Por outro lado, quando em duas ou mais vias a passagem do tráfego ferroviário tem o mesmo sentido, devem ser consideradas forças de frenagem ou de arranque em duas vias.

2.4. EFEITO COMBINADO DAS AÇÕES

O documento normativo EN 1991-2 (2003) e as recomendações da ficha UIC-774-3-R (2001) apresentam um método de combinação das ações referidas em 2.3. para se proceder a uma análise dos efeitos de interação via-estrutura que essas podem provocar.

A realização de um modelo numérico que simule a interação via-estrutura tem algumas particularidades, resultando daí alguns problemas na calibração do mesmo. A principal particularidade é a interface via-estrutura. Esta interface apresenta um comportamento bilinear (elasto-plástico) e a sua resistência limite depende sobretudo da via se encontrar carregada ou descarregada. O fenómeno de interação é assim um problema não-linear devido ao comportamento verificado entre a via e o tabuleiro da ponte/viaduto (Sanguino e Requejo, 2007).

A análise numérica deste fenómeno pode ser desenvolvida por duas vias distintas:

- Análise simplificada – Análise separada dos efeitos da variação da temperatura, arranque/frenagem e sobrecarga ferroviária;
- Análise completa – Análise com combinação dos efeitos da variação da temperatura, arranque/frenagem e sobrecarga ferroviária, simulando a passagem do comboio ao longo da estrutura ferroviária (análise “step-by-step”).

Em ambas as análises deve ser considerado o comportamento não-linear da interface via-ponte.

A partir de uma análise simplificada são determinados, para cada ação, os efeitos a nível de tensões nos carris, deslocamentos do tabuleiro, deslocamentos relativos entre os carris e o tabuleiro e as reações dos apoios. Os documentos acima indicados apresentam a equação 2.5 para o cálculo dos efeitos globais das ações sobre a reação horizontal total dos apoios do tabuleiro.

$$\sum R = \alpha \cdot R(\Delta T) + \beta \cdot R(\text{Arranque/ Frenagem}) + \gamma \cdot R(\text{Flexão}) \quad (2.5)$$

Os coeficientes α , β e γ da equação 2.5 são coeficientes de combinação. No cálculo dos valores globais das tensões nos carris e dos deslocamentos, para tabuleiros simplesmente apoiadas ou com continuidade, esses coeficientes assumem o valor unitário (UIC-774-3-R, 2001).

De modo semelhante à determinação da reação total dos apoios da estrutura, a EN 1991-2 (2003) refere ainda que as forças longitudinais nos carris e nos aparelhos de apoio, resultantes de cada ação, podem ser combinadas através de uma sobreposição linear.

No entanto, a soma linear dos efeitos das ações obtidos em cada modelo da análise simplificada não é totalmente correta. Os modelos são de carácter não-linear logo a combinação linear dos efeitos não traduz propriamente os resultados que se obteriam numa análise completa. Para combater este problema é necessário criar modelos com a capacidade de simular a combinação dos efeitos de todas as ações tendo sempre em conta o comportamento da interface via-estrutura.

Na presente dissertação será discutida esta problemática apresentando aspetos relevantes a considerar na modelação numérica para análise dos efeitos de interação via-estrutura. Será também apresentado um modelo com a capacidade de simular o efeito conjunto das ações a que o sistema estrutural está sujeito de maneira a aproximá-lo da realidade.

2.5. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA

Para controlar o fenómeno de interação que se manifesta nas obras de arte ferroviárias são necessários definir critérios de segurança para salvaguardar as condições de operacionalidade do tráfego ferroviário. Os documentos EN 1991-2 (2003) e UIC-774-3-R (2001) apresentam uma lista de critérios que deverão ser considerados no cálculo do modelo numérico e na sua posterior análise e verificação de segurança.

Os critérios apresentados limitam as tensões nos carris, os deslocamentos relativos e absolutos, a rotação e os deslocamentos nas extremidades dos apoios do tabuleiro. A limitação destes parâmetros a valores admissíveis tem o objetivo de controlar os efeitos de interação via-estrutura

A definição dos critérios acima referidos tem em consideração as características da via. Desse modo, perante estruturas ferroviárias podem existir três cenários distintos:

- Via de barra longa soldada (BLS);
- Via de BLS com aparelho de dilação numa extremidade do tabuleiro;
- Via de BLS com aparelhos de dilatação em ambas as extremidades do tabuleiro ou via de carris com juntas.

Seguidamente apresentam-se os critérios de segurança que devem ser estabelecidos em qualquer projeto ferroviário.

2.5.1. TENSÃO ADMISSÍVEL NOS CARRIS

Na análise do efeito de interação via-estrutura, ou seja, quando a via de BLS se encontra sobre uma ponte/viaduto e sobre o encontro adjacente, os valores das tensões nos carris resultantes das ações atuantes (variação da temperatura do tabuleiro, arranque e frenagem e sobrecarga ferroviária) devem ser limitados aos seguintes:

- $\sigma_{\text{compressão}} \leq 72 \text{ MPa}$ (controlo do risco de encurvadura do carril);
- $\sigma_{\text{tração}} \leq 92 \text{ MPa}$ (controlo do risco de rotura do carril).

Os valores referidos são apresentados na norma EN 1991-2 (2003) e na ficha UIC-774-3-R (2001). No entanto, a definição destes valores teve como base ensaios realizados na Universidade Técnica de Munique com o objetivo de determinar a carga crítica de uma via balastrada. Associada à carga crítica da via está uma variação de temperatura que define a temperatura que conduz à instabilidade da via.

Os ensaios foram realizados em plena via com raio em planta de 1100 m, constituída por dois carris UIC 60 ($\alpha = 1,15 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ e $E = 210 \text{ GPa}$) e travessas de betão B70 com espaçamento de 60 cm entre as mesmas. Destes ensaios concluiu-se que a temperatura que conduz à instabilidade da via é no mínimo de 120 °C (Figura 2.16). Aplicando a este valor um coeficiente de segurança de 1,5 a temperatura de segurança para os carris é de 80 °C. Tendo em conta que o carril pode atingir temperaturas acima da sua temperatura de referência na ordem de 50 °C (ver secção 2.3.1.), a tensão de compressão admissível no carril corresponde a uma variação de temperatura de $80 - 50 = 30 \text{ }^{\circ}\text{C}$ (Figura 2.16). Assim, a tensão de compressão disponível pode ser determinada pela equação 2.4, resultando uma tensão de compressão de 72 MPa.

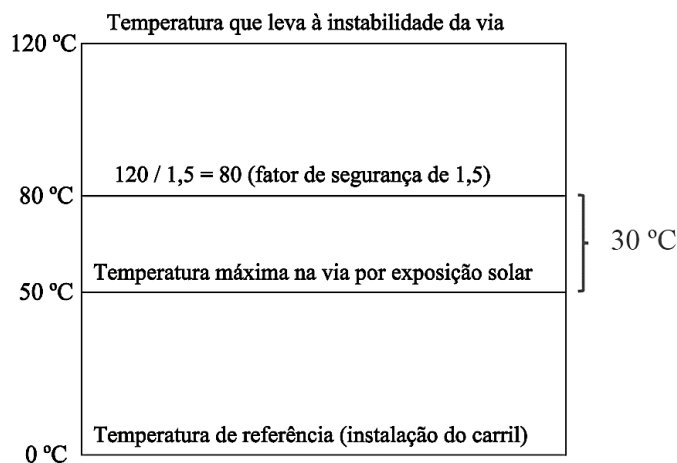


Figura 2.16 – Resultados dos ensaios realizados para a determinação da carga crítica da via.

Ainda referente aos ensaios realizados por Ruge *et al.* (2004), conclui-se que a tensão de cedência do material é determinante na definição da variação da tensão normal de tração nos carris de via balastrada. Dos ensaios resultou um valor de 92 MPa para a tensão de tração admissível. Na mesma investigação é ainda referido o efeito favorável que a deformação vertical do tabuleiro tem na variação da tensão normal dos carris ($\approx 20 \text{ MPa}$).

Assim, conclui-se que considerando os efeitos da flexão do tabuleiro a tensão de tração disponível é de 112 MPa enquanto não considerando os efeitos a tensão assume o valor de 92 MPa.

Nos casos em que vias ferroviárias são providas de aparelhos de dilatação, os valores apresentados em cima não são na realidade os valores de tensão limite nos carris. Devem ser determinadas as tensões nos carris devido aos efeitos globais das ações variáveis (variação da temperatura no carril e no tabuleiro,

arranque/frenagem, sobrecarga ferroviária, fluência e retração) e comparadas com a soma entre a tensão limite admissível e a tensão do carril confinado correspondente à variação de temperatura do mesmo (Sanguino e Requejo, 2007).

Em 2.3.1. foi referido que se considera admissível um desvio da temperatura de referência do carril num intervalo de ± 50 °C. A tensão do carril confinado pode ser determinada a partir da equação 2.4 e, como já referido, posteriormente adicionada à tensão limite.

Exemplificando, para uma via com carris UIC 60 ($\alpha = 1,15 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ e $E = 210$ GPa) e para uma variação de temperatura no carril de $\Delta T_c = \pm 50$ °C, a partir da equação 2.4 obtêm-se $\sigma_c = \pm 121$ MPa. Com a adição das duas parcelas de tensão dos carris (tensão admissível e tensão do carril confinado), conclui-se que as tensões limite assumem o valor de 193 MPa para compressão e de 213 MPa para tração. Estes valores são então comparados aos valores dos efeitos globais obtidos devido às ações variáveis.

A norma EN 1991-2 (2003) indica ainda que a limitação dos valores das tensões nos carris é válida para vias com as seguintes características:

- Carris UIC 60 com uma tensão mínima resistente de 900 MPa;
- Via reta ou dotada de curvatura com raio mínimo de 1500 m;
- Via balastrada com travessas de betão e espaçamento máximo de 65 cm entre elas;
- Via balastra com pelo menos 30 cm de balastro consolidado sob as travessas.

2.5.2. DESLOCAMENTOS RELATIVOS E ABSOLUTOS

Como já referido anteriormente, o conjunto de ações que provoca efeitos de interação entre a via e a estrutura é aquele que, de alguma forma, causa deslocamentos relativos entre as mesmas. Assim, tanto a limitação destes deslocamentos como a dos absolutos são necessárias para a estrutura ferroviária se situar dentro dos parâmetros de segurança.

Na Quadro 2.3 encontram-se organizados os deslocamentos limite apresentados na EN 1991-2 (2003) e na UIC-774-3-R (2001) tendo em conta o cenário da estrutura ferroviária em causa, onde: δ_{rel} é o deslocamento relativo entre o tabuleiro e o carril devido à ação do arranque/frenagem; δ_{abs} é o deslocamento horizontal absoluto do tabuleiro devido às mesmas ações.

Quadro 2.3 – Deslocamentos máximos admissíveis – ação de arranque/frenagem.

Cenário	δ_{rel}	δ_{abs}
Via de BLS	≤ 4 mm	≤ 5 mm
Via de BLS com AD numa extremidade do tabuleiro	≤ 4 mm	≤ 5 mm
Via de BLS com AD em ambas as extremidades do tabuleiro	-	≤ 30 mm

É de acrescentar ainda que a mesma limitação dos deslocamentos δ_{abs} apresentada no Quadro 2.3 é válida para deslocamentos relativos entre uma extremidade do tabuleiro e o encontro adjacente e para o caso dos mesmos deslocamentos mas entre dois tabuleiros consecutivos (Figura 2.17).

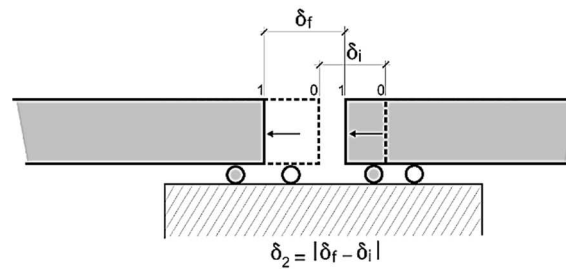


Figura 2.17 – Deslocamento relativo máximo entre dois tabuleiros consecutivos (IAPF, 2007).

2.5.3. ROTAÇÃO DA EXTREMIDADE DO TABULEIRO

O tabuleiro na presença da ação vertical da sobrecarga ferroviária tende a fletir. Esta flexão, para além da deformação vertical induzida no tabuleiro, provoca a rotação das extremidades do mesmo e deslocamentos na sua face superior (Figura 2.18). Todos estes aspetos conduzem a fenómenos de interação entre a via e a estrutura. Desse modo, a rotação do tabuleiro é também um parâmetro que deve ser controlado.

De maneira semelhante ao desenvolvido no ponto 2.5.2., tendo em conta os mesmo documentos apresenta-se no Quadro 2.4 a limitação dessa rotação em função dos três tipos de cenário, onde: $\delta_{\theta H}$ é o deslocamento relativo entre a face superior da extremidade do tabuleiro e o aterro ou entre a face superior de dois tabuleiros consecutivos devido ao carregamento vertical (LM71 afetado pelo fator dinâmico).

Quadro 2.4 – Limitação da rotação das extremidades do tabuleiro.

Cenário	$\delta_{\theta H}$
Via de BLS	$\leq 8\text{mm}$
Via de BLS com AD numa extremidade do tabuleiro	$\leq 8\text{mm}$
Via de BLS com AD em ambas as extremidades do tabuleiro	-

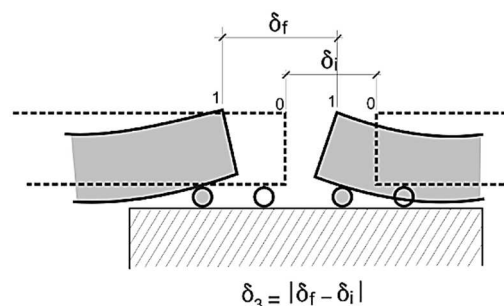


Figura 2.18 – Deslocamento horizontal considerando a rotação dos tabuleiros (IAPF, 2007).

2.5.4. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DA EXTREMIDADE DO TABULEIRO

Na norma EN 1991-2 (2003) estão também presentes indicações para a limitação dos deslocamentos verticais entre a face superior do tabuleiro e a face superior do tabuleiro ou encontro adjacente devido

às ações variáveis. Estes deslocamentos não devem exceder 2 mm em linhas ferroviárias projetadas para velocidades superiores a 160 km/h e 3 mm em linhas projetadas para velocidades iguais ou inferiores a 160 km/h. Note-se que, quando a rasante não é horizontal, os movimentos horizontais do tabuleiro provocam deslocamentos normais ao seu desenvolvimento (Delgado, 2013); a Figura 2.19 representa esse efeito.

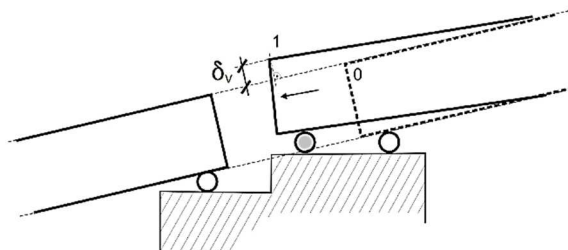


Figura 2.19 – Deslocamento vertical máximo entre faces superiores de tabuleiros adjacentes (IAPF, 2007).

2.6. CONCEÇÃO ESTRUTURAL DE VIADUTOS E PONTES FERROVIÁRIAS

No projeto de qualquer linha ferroviária existem sempre determinados condicionalismos que devem ser tidos em conta, tanto na execução do traçado da via como na conceção estrutural das obras de arte que se inserem na linha. Aspetos de segurança, topográficos, técnicos, económicos e de engenharia são alguns pontos que devem ser estudados e analisados consoante o projeto ferroviário.

No que diz respeito às condições de traçado, as vias ferroviárias tem menor flexibilidade que as vias rodoviárias. As vias férreas envolvem a adoção de curvas com raios mínimos maiores e traineis com inclinações menores de maneira a estabelecer bons desempenhos de operacionalidade do tráfego (circulação e capacidade de reboque de cargas), menores consumos e desgaste dos componentes ferroviários. Estes condicionalismos geométricos do traçado conduzem a elevadas dificuldades em adequar o traçado à topografia do terreno. Para contornar o problema os projetistas recorrem a obras de arte, tais como viadutos e pontes, podendo atingir alguns quilómetros de extensão.

Devido às pontes ferroviárias estarem sujeitas a cargas mais elevadas do que as rodoviárias existem maiores exigências a nível de desempenho estrutural. Deste modo, a definição do esquema estrutural (condicionado pelo local de implantação da obra e pelas condições do solo de fundação), a altura e rigidez dos pilares e a relação entre a altura da secção do tabuleiro e o vão (H/L) são parâmetros que devem corresponder às exigências de segurança da estrutura ferroviária. Em jeito de comparação, a relação H/L do tabuleiro de uma ponte rodoviária situa-se entre 1/25 e 1/20; no caso do tabuleiro de uma ponte ferroviária a esbelteza é substancialmente menor devido às exigências a nível de rigidez, variando entre 1/15 a 1/13.

Na conceção de pontes ferroviárias poderão adotar-se soluções em betão armado pré-esforçado, aço ou mistas. A definição da secção do tabuleiro dependerá não só dos componentes materiais que se pretende utilizar mas também da tipologia da ponte: ponte em pórtico, em arco, atirantadas.

As obras de arte inseridas em linhas ferroviárias estão sujeitas a ações e a efeitos particulares. Sendo a obra composta pelo sistema estrutural via-estrutura, quando este é solicitado pelas ações variáveis vão gerar-se efeitos de interação entre os dois elementos. Estes efeitos são de grande relevância na conceção da configuração longitudinal da estrutura e da via. A análise dos efeitos de interação via-estrutura torna-se preponderante para garantir o bom comportamento da estrutura e a segurança de circulação na via.

Na configuração longitudinal da via e da estrutura (ponte ou viaduto) são definidos aspetos como: número de troços que formam a estrutura, esquema estático e comprimento de dilatação de cada troço, número de tramos que cada troço contempla, localização do apoio fixo e da rigidez da subestrutura. Os aparelhos de dilatação de via (AD's) são componentes que também deve ser tidos em consideração na conceção de estruturas ferroviárias. A necessidade da sua utilização deve ser avaliada e, caso imprescindível, definida a quantidade de AD's e a sua localização ao longo da via (na secção 2.2.2. foram apresentados fatores que influenciam a sua localização). A colocação destes aparelhos deve ser evitada devido ao elevado custo económico e de manutenção associado e, também, por motivos de conforto dos passageiros.

Tendo em conta o tipo de estrutura em causa, a ficha UIC 774-3-R (2001) define determinados valores máximos para os comprimentos de dilatação de tabuleiros sob vias de BLS:

- 60 m – Vias balastradas sobre estrutura em aço (comprimento máximo do tabuleiro com o apoio intermédio fixo: 120 m);
- 90 m – Vias balastradas sobre estruturas em betão ou mistas (comprimento máximo do tabuleiro com o apoio intermédio fixo: 180 m);
- As vias não balastradas sobre quaisquer tipos de estruturas (betão, aço ou mistas) são casos particulares onde se deverão realizar avaliações específicas consoante o caso.

Quando os comprimentos acima referidos são atingidos, as BLS devem ser cortadas e deve proceder-se à instalação de AD's.

Nas secções que se seguem são descritas possíveis soluções estruturais a adotar em projetos ferroviários e apresentados aparelhos de dilatação de via e de retenção de balastro que em determinadas situações são necessários aplicar para melhorar o comportamento estrutural da obra.

2.6.1. SOLUÇÕES ESTRUTURAIS

A configuração longitudinal de um viaduto ferroviário pode ser definido por diferentes soluções estruturais. Uma dessas soluções é a conceção de viadutos com tramos de tabuleiro isostáticos ao longo do seu desenvolvimento, como se pode observar na Figura 2.20. Os tramos isostáticos desta solução podem ter comprimentos até 90 m. No entanto, é economicamente viável serem adotados comprimentos entre 30 a 40 m (Ramondenc *et al.*, 2007). Nesta solução devem ser adotados pilares relativamente pequenos ($H < 15$ m) e robustos devido à ação da frenagem dos comboios se repartir entre os pilares e os carris pois, caso os pilares não tenham rigidez suficiente os carris podem ficar sobrecarregados, podendo desenvolver-se o fenómeno de encurvadura. A grande vantagem da aplicação desta solução é o facto de se evitar o recurso a aparelhos de dilatação de via (Garcia, 2005).

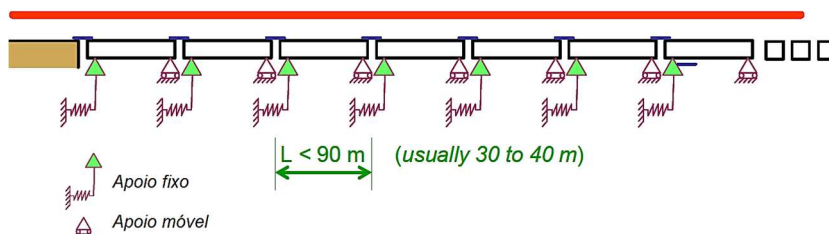


Figura 2.20 – Solução com sucessão de tramos isostáticos (adaptado de Ramondenc *et al.*, 2007).

O arranjo físico da solução representada na Figura 2.20 é muito utilizado em casos de viadutos regulares, com elevada extensão e onde é possível recorrer-se a elementos pré-fabricados. No entanto, o seu emprego depende bastante das condições topográficas do local de implantação da obra pois, a

viabilidade verifica-se quando o relevo é pouco acentuado e uniforme, aproximadamente plano, sem existência de vales profundos.

Ainda acerca da mesma solução, Garcia (2005) destaca que nos casos em que se adotem sucessões de tramos isostáticos em que os pilares são altos a melhor solução é encadear os tramos de maneira a conduzir as ações horizontais até um ponto fixo. Assim, as forças longitudinais aplicadas sobre os carris são transferidas para a estrutura e esta, ao ter continuidade ao longo do seu desenvolvimento, vai encaminhar as forças para o ponto fixo. O encadeamento deve ser realizado através de pré-esforço centrado e através de placas de neoprene dispostas no centro de gravidade do tabuleiro e entre tramos consecutivos. Caso seja conferida continuidade entre tabuleiros devem ser verificados os comprimentos de dilatação e, caso necessário, aplicados AD's.

Outra solução é recorrer a sucessões de troços de tabuleiro contínuos (Figura 2.21). Esta solução é economicamente competitiva não sendo necessário utilizar aparelhos de dilatação de via.

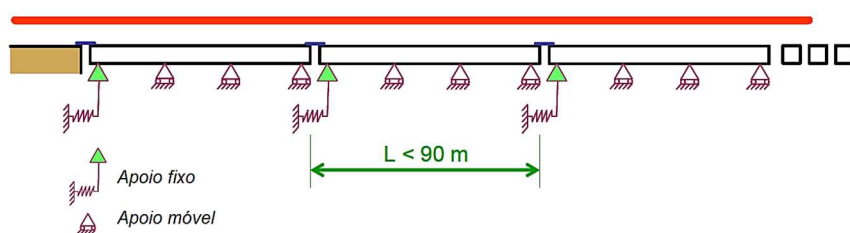


Figura 2.21 – Solução com sucessões de troços de tabuleiros contínuos (adaptado de Ramondenc *et al.*, 2007).

Nos casos em que exista apenas um troço de tabuleiro, a extensão total do viaduto pode ser maximizada através da colocação do ponto fixo no centro do tabuleiro. Deste modo, o comprimento de dilatação do tabuleiro passa a ser metade do valor do seu comprimento.

A solução de tabuleiro com continuidade em viadutos fornece maior rigidez, maior interferência na resposta dinâmica (que se traduz em controlo de problemas de ressonância), e permite a aplicação de pilares mais altos e esbeltos (Garcia, 2005).

Para além das soluções anteriores, na Figura 2.22 é apresentada uma solução para pontes contínuas de grande desenvolvimento. Esta solução provém da sobreposição dos esquemas estruturais apresentados atrás. A particularidade que apresenta é o facto de apresentar tramos isostáticos intermédios onde são instalados aparelhos de dilatação de via em cada extremidade dos mesmos.

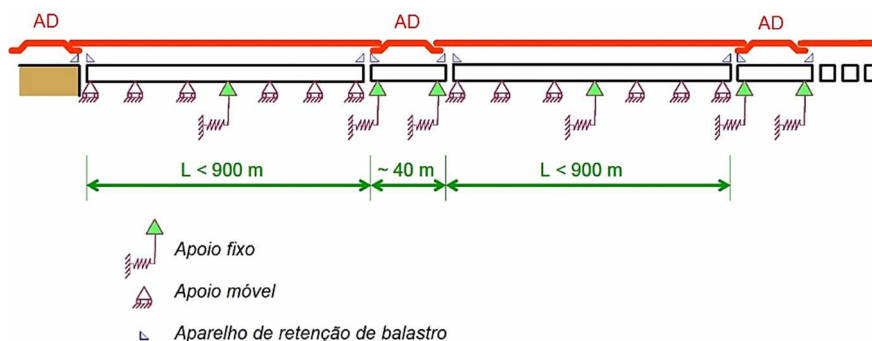


Figura 2.22 – Solução para pontes contínuas de grande desenvolvimento (adaptado de Ramondenc *et al.*, 2007)

2.6.2. APARELHOS DE DILATAÇÃO DE VIA

Devido a variações de temperatura podem surgir consideráveis forças longitudinais nos carris e deslocamentos que se desenvolvem ao longo das vias de BLS que estão colocadas sobre pontes/viadutos.

A ocorrência de elevados deslocamentos relativos entre as travessas e a camada de balastro pode perturbar a posição inicial e estável da via sobre o balastro. Esta perturbação tem como consequência a redução da resistência da ligação travessa-balastro pois, os movimentos que se verificam entre os dois elementos vão causar a diminuição da resistência ao escorregamento entre eles.

Estes problemas são normalmente solucionados com a aplicação de aparelhos de dilatação (Figura 2.8). Quando os níveis de tensão nos carris ou os deslocamentos ultrapassam os limites recomendados procede-se à instalação destes aparelhos sobre os apoios móveis do tabuleiro. No entanto, mesmo que as tensões nos carris e os deslocamentos não excedam os valores admissíveis, a UIC-774-3-R (2001) indica que pode ser necessário a instalação de AD's. Esta situação verifica-se no caso em que a variação diária do comprimento do tabuleiro (ΔL) excede os valores admissíveis tendo em conta as condições de manutenção. De maneira a garantir o bom estado da camada de balastro, ΔL é limitado a valores entre 10 e 15 mm.

Apesar de na secção 2.2.2. terem sido apresentados fatores que influenciam a localização destes aparelhos na linha ferroviária, à que acrescentar algumas considerações práticas a ter em conta na sua utilização (Ramondenc *et al.*, 2007):

- Os aparelhos de dilatação de via são extensos (cerca de 30 m) e necessitam de ser instalados em plataformas estáveis;
- A aplicação de aparelhos de dilatação deve ser em via reta ou em zonas de curva constante (circular);
- Em secções de vias onde existe curvatura em planta em simultâneo com curvatura em perfil não devem ser aplicados AD's.

Em certos casos é necessário utilizar aparelhos de retenção de balastro (Figura 2.23) para garantir a sua estabilidade.



Figura 2.23 – Aparelho de retenção de balastro (Ramondenc *et al.*, 2007).

Os AD's não são uma solução atrativa devido a causarem distúrbios na rigidez vertical e na geometria da via, conduzindo a operação de manutenção intensivas.

Deste modo, caso seja necessário controlar as tensões nos carris ou deslocamentos podem ser adotados dispositivos de fixação que permitam o movimento livre dos carris ao longo de uma determinada extensão. O sistema de fixação, designado por ZLR – “Zero Longitudinal Restraint” (Esveld, 1996), consiste em fixar o carril à travessa com fixação Pandrol do tipo Spring (Figura 2.24). Existem pequenas aberturas entre a placa de base do sistema e a face superior da patilha do carril. Caso se desenvolvam forças laterais elevadas a placa base previne que o carril sofra rotação. Na face inferior do carril é colocada uma palmilha composta por material com baixo coeficiente de atrito, como é o caso do teflon. A aplicação deste material vai garantir que o atrito realizado entre o carril e a travessa seja

aproximadamente nulo quando não existe ação do tráfego ferroviário. Esta situação permite ao carril dilatar e contrair livremente nas secções da via onde estes dispositivos estão aplicados. No entanto, quando a via é sujeita ao carregamento ferroviário, apesar do material da palmilha ter atrito reduzido esta oferece alguma resistência longitudinal às possíveis ações de frenagem (Esveld, 1996).

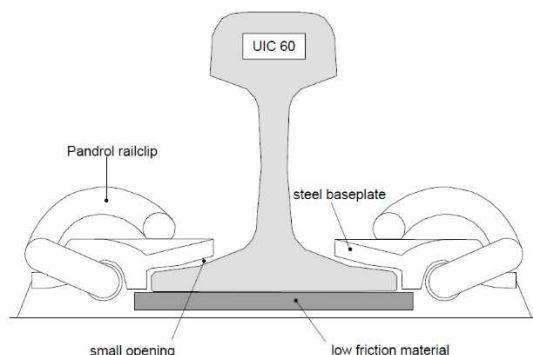


Figura 2.24 – Sistema de fixação sem restrição longitudinal (Esveld, 1996).

2.7. ESTABILIDADE LATERAL DA VIA

Como referido em 2.1., a introdução das vias de BLS nas linhas ferroviárias melhorou a condição de circulação dos comboios, a qualidade da via e o conforto dos passageiros. As vantagens que a via de BLS ofereceu à ferrovia permitiram a circulação dos comboios a velocidades mais elevadas e com maiores cargas por eixo.

No entanto, e devido principalmente às ações do tráfego ferroviário (sobrecarga e arranque/frenagem) e à variação da temperatura, as forças longitudinais nos carris da via de BLS aumentam pois, têm os seus movimentos restringidos devido à eliminação das juntas. Caso exista um aumento de forças longitudinais de compressão, a via necessita de ter resistência lateral suficiente para absorver essas forças e manter o nível de segurança de circulação para os comboios. Quando tal não acontece, podem ocorrer fenómenos de encurvadura (Figura 2.1 a)). Os principais fatores que influenciam a encurvadura da via são (Sussmann *et al.*, 2007):

- Tensão longitudinal no carril (temperatura de referência);
- Resistência lateral da via;
- Levantamento dinâmico da via entre bogies do comboio;
- Desvios do alinhamento lateral da via.

A encurvadura da via é caracterizada pelo crescimento dos defeitos de alinhamento da via, que muitas vezes conduzem ao descarrilamento dos veículos. Este modo de rotura tende a iniciar-se devido à existência de pequenos defeitos no alinhamento da via. Com a passagem do tráfego ferroviário e com o aumento da temperatura nos carris as forças de compressão vão aumentar, conduzindo também ao aumento da amplitude do desalinhamento da via (Kish e Samavedam, 2013). Caso este mecanismo evolua ao longo do tempo, a encurvadura lateral da via vai ocorrer quando a resistência lateral da via atingir o seu limite.

Nas vias ferroviárias existem zonas que podem ser mais vulneráveis à ocorrência de encurvadura que outras. Dessas zonas salientam-se: curvas em planta, especialmente quando existem defeitos iniciais de alinhamento da via, e as zonas de transição entre os aterros e a obra de arte, onde se verifica uma redução da resistência lateral do balastro devido aos deslocamentos relativos entre a via e o tabuleiro e onde normalmente os carris estão mais comprimidos.

Apesar da investigação no âmbito desta temática focar-se essencialmente na estabilidade lateral da via, o fenómeno de encurvadura pode também ocorrer no plano vertical. No entanto, esta situação é rara devido à elevada rigidez vertical do carril e devido ao peso da via que resiste a esse movimento. Mesmo que a encurvadura vertical ocorra, como os carris têm rigidez lateral reduzida a via tende a encurvar lateralmente (Kish e Samavedam, 2013). Esta é, assim, a justificação para o facto dos estudos de estabilidade das ferrovias se centrarem na análise do seu comportamento lateral.

Como controlo dos parâmetros que influenciam a estabilidade da via, as operações de manutenção devem ser realizadas para garantir um bom nível de segurança à circulação dos veículos. As operações de manutenção consistem em corrigir a geometria da via vertical e longitudinalmente com a mínima perturbação possível da camada de balastro. A soldadura dos carris e intervenções com o objetivo de elevar a temperatura de referência são também outras operações de manutenção da via ferroviária.

Seguidamente são detalhados os fatores que influenciam a estabilidade lateral da via.

2.7.1. TENSÃO LONGITUDINAL NO CARRIL

Como já referido, nas barras longas soldadas surgem esforços axiais elevados de compressão e de tração consoante a variação térmica que lhes é imposta. No caso de surgirem forças longitudinais de compressão devido ao aumento da temperatura, o fenómeno de encurvadura pode ocorrer. Apesar da simples variação térmica positiva dos carris poder desencadear o processo de encurvadura da via, esta quando combinada com a ação dinâmica do tráfego ferroviário aumenta o risco de instabilidade da via.

O estado de tensão da BLS tem diversas origens e varia ao longo da sua vida útil (Szelazek, 1998). As primeiras tensões são introduzidas no seu processo de fabrico como se pode observar na Figura 2.25. Os valores das tensões residuais que se verificam após o fabrico da BLS derivam do seu arrefecimento não homogéneo e do processo de perfilagem que terá que obedecer a determinadas exigências geométricas. Um aspeto importante que se verifica através da Figura 2.25 é o facto de sobre a secção transversal do novo carril não existirem quaisquer tensões residuais nas zonas assinaladas na mesma, podendo-se concluir que nessas zonas não se criam forças longitudinais na BLS.

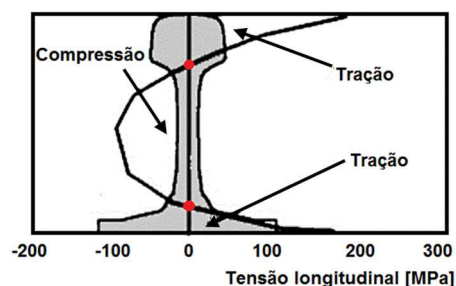


Figura 2.25 – Distribuição da tensão residual na secção transversal do carril (adaptado de Szelazek, 1998).

Seguidamente, durante o processo de soldadura dos carris de BLS são criadas tensões residuais adicionais que aumentam o estado de tensão dos mesmos. Estas tensões desenvolvem-se até uma distância de cerca de 500 mm da soldadura. Verifica-se ainda que, caso o processo de soldadura do carril seja realizado antes da sua fixação às travessas, a soldadura não cria qualquer força longitudinal no carril mas o estado de tensão na vizinhança da soldadura é alterado (Szelazek, 1998). Após soldadura dos carris segue-se a sua colocação na via. Com a fixação dos carris às travessas, o processo de regularização da geometria da via provoca deslocamentos horizontais e verticais nos carris que, dependendo da sua grandeza, podem criar forças longitudinais nas BLS.

No entanto, a variação da temperatura da via de barra longa soldada é a ação a que se deve dar especial atenção pois, pode provocar um aumento considerável da tensão nos carris. Como se pode verificar na Figura 2.3, o valor da força longitudinal nos carris é diretamente proporcional ao valor da variação da temperatura que os mesmos apresentam.

A temperatura do carril no estado livre de tensão designa-se por temperatura de referência (TR), ou seja, a TR é a temperatura à qual as forças longitudinais no carril são nulas. O controlo da temperatura do carril é realizado tendo em conta a sua TR. Assim, e com os carris devidamente fixados às travessas, caso ocorra uma variação de temperatura positiva em relação à TR, desenvolvem-se forças/tensões de compressão; no caso da variação de temperatura ser negativa desenvolvem-se forças/tensões de tração. Este fenómeno pode ser analisado na Figura 2.26 onde o valor da temperatura de referência de projeto do carril se encontra normalmente no intervalo de 18 a 30 °C para um carril UIC 60 (Delgado, 2013).

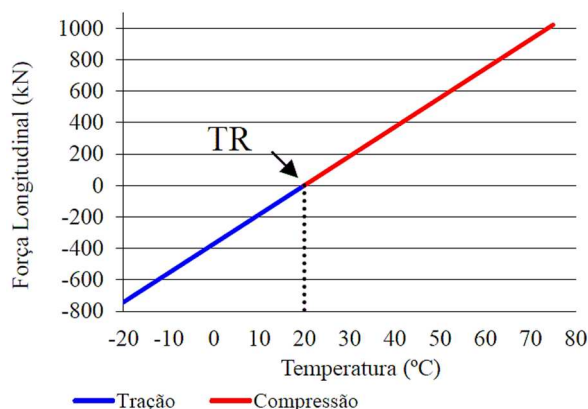


Figura 2.26 – Relação entre a variação de temperatura e a força longitudinal no carril (adaptado de Koob, 2005).

A operação de instalação dos carris envolve avaliar a temperatura ambiente da região onde a obra está inserida. A partir dessa avaliação é estimada a temperatura de referência do carril e comparada com a temperatura de projeto. Caso não exista concordância entre a TR estimada e a de projeto pode ser necessário efetuar soldaduras aluminotérmicas sob forças controladas de tração ou compressão (Figura 2.27) até atingir a temperatura de referência pretendida (Delgado, 2013).



Figura 2.27 – Fase inicial do processo de soldadura aluminotérmica do carril.

A temperatura de referência é um parâmetro essencial no que respeita ao controlo do risco de encurvadura da via. Quando a temperatura do carril ultrapassa a TR deve existir um acompanhamento da evolução desse crescimento pois, caso seja atingida a temperatura crítica do carril, o fenómeno de encurvadura pode desenvolver-se.

As empresas gestoras das infraestruturas ferroviárias têm definidas medidas de prevenção face ao fenómeno em causa. A redução da velocidade de circulação dos comboios no verão, devido à temperatura ambiente ser mais elevada nesta estação, tem em vista reduzir a aplicação dinâmica das cargas ferroviárias à via. Outra medida consiste em reduzir a tensão de compressão dos carris de BLS, processo que consiste em retirar as fixações na extensão que se quer corrigir e posteriormente se corta o carril; é eliminada uma pequena quantidade do carril e depois procede-se novamente à sua soldadura e fixação às travessas (método destrutivo).

Para além das medidas de prevenção acima referidas existem outras técnicas de medição da tensão do carril e, conseqüentemente, regularização da TR. Como métodos destrutivos, que são os mais comuns na gestão das vias ferroviárias, para além do corte do carril existe a utilização de extensómetros e a elevação do carril. No caso de métodos não destrutivos encontram-se ainda em processo de investigação e desenvolvimento técnicas de ultra-sónicos, magnéticas e de vibração.

2.7.2. RESISTÊNCIA LATERAL DA VIA

Devido às ações da variação de temperatura e da passagem do tráfego ferroviário poderem induzir forças longitudinais de compressão consideráveis à via de BLS, os carris tendem a deslocar-se lateralmente para libertar o acréscimo de energia verificado nos mesmos. Desse modo, a resistência lateral da via é solicitada para impedir que o deslocamento lateral ocorra. Outro exemplo relevante em que a via é solicitada lateralmente é o caso das zonas de via em curva, onde atuam forças centrífugas aquando a passagem do tráfego ferroviário.

A resistência lateral da via é então um parâmetro com grande influência na sua estabilidade. Esta resistência é principalmente garantida pelo balastro que envolve as travessas e pelas forças de atrito desenvolvidas entre as superfícies das travessas e o balastro. Assim, a resistência do sistema travessa-balastro (Figura 2.28), face aos movimentos laterais que a via pode sofrer, pode dividir-se em três componentes (FRA, 2003):

- F_s – Força de atrito desenvolvida entre a superfície lateral da travessa e o balastro;
- F_b – Força de atrito desenvolvida entre a superfície inferior da travessa e o balastro;
- F_e – Impulso na extremidade da travessa.

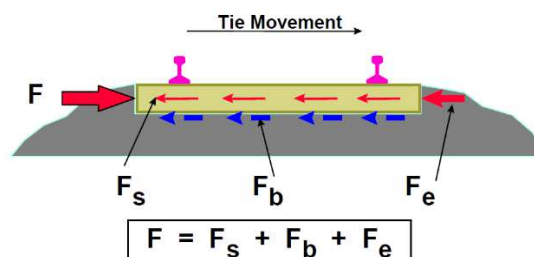


Figura 2.28 – Componentes da resistência lateral da interface travessa-balastro (FRA, 2003).

A resistência oferecida pela força F_s deriva principalmente do espaçamento entre as travessas da via, do imbricamento do balastro e do atrito desenvolvido entre a superfície lateral da travessa e o balastro. No caso da força F_b , as características da travessa (tipo, peso e dimensão) e a carga vertical, que afeta o atrito desenvolvido entre a superfície inferior da travessa e o balastro, são parâmetros que influenciam o valor final dessa resistência. Por último, F_e depende essencialmente da geometria e da quantidade e qualidade do balastro que a via tem na zona das banquetas; o aumento da rigidez lateral da via é conseguido através do aumento da largura das banquetas, que por sua vez conduz ao aumento da força

F_e. Conclui-se então que os parâmetros que mais influenciam a resistência da via ao movimento lateral são:

- Tipo, peso, dimensões e espaçamento entre as travessas;
- Tipo e estado do sistema de fixação carril-travessa;
- Composição da granulometria da camada de balastro;
- Quantidade de balastro entre as travessas e na zona das banquetas (extremidades das travessas)
- Nível de compactação da camada de balastro.

2.7.3. LEVANTAMENTO DINÂMICO DA VIA ENTRE BOGIES DO COMBOIO

A resistência lateral da via durante a ação da passagem tráfego ferroviário não permanece constante ao longo do seu desenvolvimento. O modo como as cargas verticais são descarregadas na via é influenciado pelas características do próprio comboio, tais como espaçamento entre eixos de rodas dos bogies (identificado como S na Figura 2.29) e espaçamento entre eixos de bogies (identificado como TCS na Figura 2.29).

Com a passagem de tráfego a resistência lateral da via sobre os bogies aumenta mas, na zona central entre os bogies e nas extremidades do comboio exista uma redução substancial da resistência (Figura 2.29). Essas zonas onde se verifica o levantamento vertical dos carris tornam-se vulneráveis à ocorrência de encurvadura devido à perda de resistência lateral (Kish e Samavedam, 2013). O risco de encurvadura pode ainda aumentar em situações de defeitos do alinhamento da via, existência de zonas em curva, defeitos nas rodas dos veículos e elevadas cargas laterais por estas transmitidas à via. A secção seguinte dá uma continuidade mais detalhada sobre estes efeitos que colocam em risco a segurança da via.

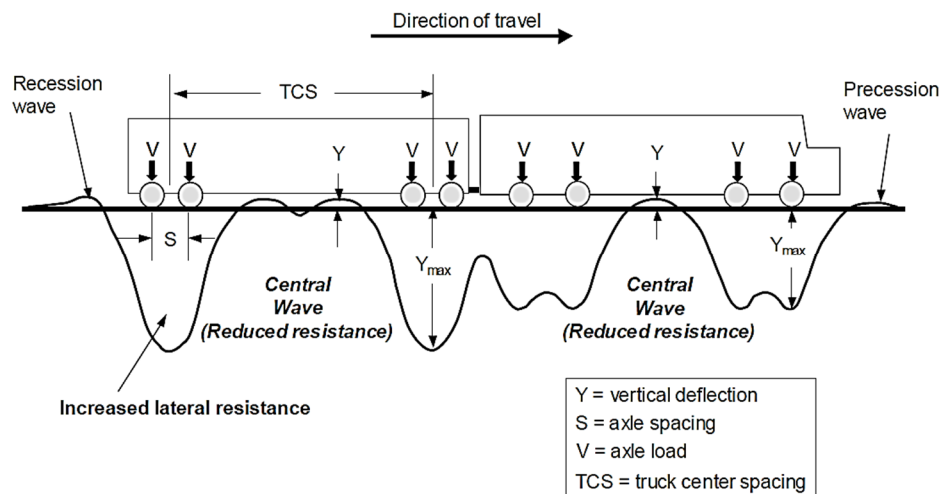


Figura 2.29 – Efeito dinâmico do comboio sobre a resistência lateral da via (Kish e Samavedam, 2013).

2.7.4. DESVIOS DO ALINHAMENTO LATERAL DA VIA

A garantia e controlo da estabilidade da via ferroviária está na base da conceção e dimensionamento de qualquer projeto ferroviário. Todos os fatores que influenciam a estabilidade e, de alguma forma contribuem para o risco de encurvadura da via, devem ser tidos em conta para que se consiga contrariar essa tendência com soluções estruturais e a segurança seja assegurada.

Existem vários parâmetros que podem comprometer a estabilidade da via e que estão diretamente interligados com a disposição geométrica da via. Caso existam defeitos no alinhamento da via a sua dimensão pode aumentar devido ao aumento das forças longitudinais, à relação L/V (L – força lateral transmitida pelos eixos do bogie; V – carga vertical descarregado pelos eixos do bogie), ao levantamento dinâmico da via entre bogies do comboio, às múltiplas passagens das rodas com imperfeições e às forças centrífugas e de lancete. A relação L/V tem elevada importância na avaliação do nível de desvio lateral da via, situação que se comprova nos estudos realizados por Prud'homme e pela SNCF referidos em Kish *et al.* (1998).

No Quadro 2.5 é apresentada uma síntese da evolução dos defeitos do alinhamento da via até a ocorrência do fenómeno de instabilidade (encurvadura da via).

Quadro 2.5 – Evolução do mecanismo de estabilidade lateral da via (Kish *et al.*, 1998).

Fase		Fatores
1	Formação de defeitos iniciais na via	(1) Imperfeições iniciais (soldas e rodas) e defeitos de construção (2) Relação L/V elevada devido aos movimentos de lancete e forças longitudinais (3) Reduzida resistência lateral em determinadas zonas da via
2	Crescimento dos defeitos de alinhamento da via	(1) Aumento da relação L/V devido aos defeitos da via (2) Aumento das forças longitudinais devido às ações variáveis (3) Levantamento dinâmico da via devido às cargas verticais (4) Aumento dos ciclos de passagem das rodas
3	Formação repentina de uma grande deformação na via (encurvadura)	(1) Forças longitudinais elevadas (2) Redução da tensão disponível no carril acima da temperatura de referência (3) Defeitos de alinhamento causados pelo deslocamento da via (4) Curva de levantamento dinâmico (ilustrada na Figura 2.29) (5) Redução da resistência lateral

Desde a fase de assentamento da via em diante, devido às ações do tráfego ferroviário e à variação da temperatura a que a via está sujeita, caso a resistência lateral não seja adequada os defeitos de alinhamento podem aumentar prejudicando a segurança à circulação dos comboios. Assim, a insegurança da via inicia-se por pequenos defeitos no seu alinhamento. Com o aumento dos defeitos laterais geram-se forças laterais elevadas que conduzem, por sua vez, ao aumento da relação L/V. Esta situação pode gerar um mecanismo de rotura da via pois, um simples aumento da temperatura (aumento das forças longitudinais de compressão) pode causar a formação repentina de uma grande deformação (encurvadura da via).

3

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO SISTEMA INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA

3.1. ENQUADRAMENTO

Nos capítulos anteriores ficou registada a importância e necessidade de se recorrer a análises numéricas de maneira a poderem ser avaliados os efeitos de interação desenvolvidos entre a via e a estrutura. A avaliação destes efeitos é crucial para estabelecer um nível de segurança de circulação na via.

Na ficha de recomendações da UIC-774-3-R (2001) são apresentadas metodologias para análise numérica da interação via-estrutura. Este documento estabelece que qualquer programa de cálculo automático, onde se pretenda desenvolver estudos de interação via-estrutura, deve ser validado antes de se proceder à análise concreta do caso em estudo.

A validação referida tem como base a modelação numérica de casos presentes na ficha que foram alvo de estudos desenvolvidos pelos especialistas da comissão ERRI D 213. Os resultados obtidos devem ser posteriormente comparados com os resultados apresentados pela UIC-774-3-R (2001) consoante o caso em análise. O programa de cálculo é considerado validado quando este respeita as tolerâncias estabelecidas pela ficha.

Deste modo, no presente capítulo apresentam-se critérios relativos à modelação numérica desta problemática, modelos de validação de dois casos presentes na UIC-774-3-R (2001) para validar o programa de cálculo ANSYS 14.0 (programa também utilizado na análise do caso de estudo) e a análise dos resultados obtidos.

3.2. CRITÉRIOS DE MODELAÇÃO DO SISTEMA VIA-ESTRUTURA

A modelação do sistema via-estrutura deve ter em conta as características e parâmetros da via e da estrutura (ver secção 2.2.) e as ações relevantes (ver secção 2.3.) para a análise dos efeitos de interação a que o sistema está sujeito. A avaliação destes efeitos é realizada através de um conjunto de análises não-lineares para que o comportamento simulado se assemelhe ao comportamento real do sistema via-estrutura. Na Figura 3.1 é apresentado o esquema de um modelo representativo do sistema via-estrutura.

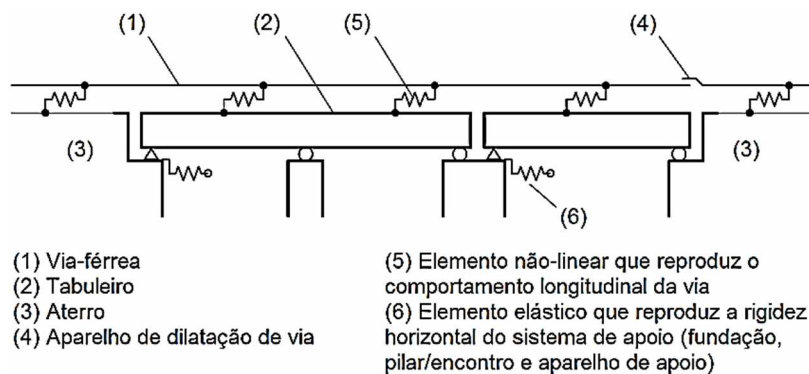


Figura 3.1 – Modelo representativo do sistema via-estrutura (adaptado de EN 1991-2, 2003).

Na elaboração do modelo numérico os elementos que discretizam o carril e o tabuleiro devem ser colocados à cota do seu centro de gravidade. No caso dos apoios, estes devem ser também introduzidos de maneira à sua posição coincidir com o seu centro de rotação. As ligações entre elementos da via e do tabuleiro e entre elementos do tabuleiro e aparelhos de apoio podem ser modeladas recorrendo a elementos com elevada rigidez, permitindo o posicionamento dos elementos à cota pretendida. Esta discretização pode ser observada na Figura 3.2.

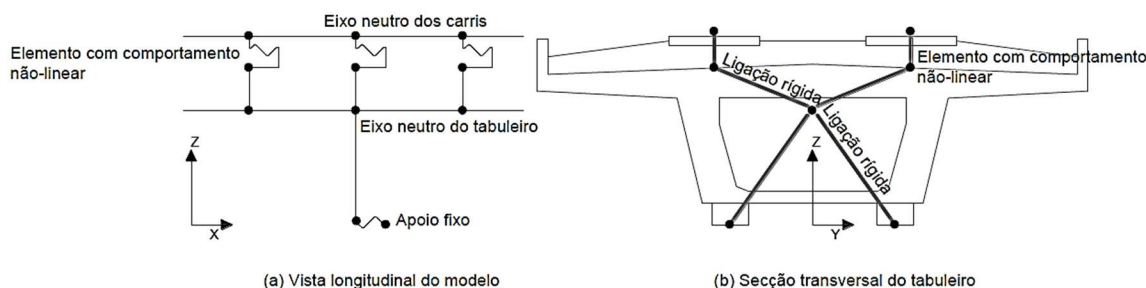


Figura 3.2 – Modelo típico do sistema via-tabuleiro-sistema de apoio (Delgado, 2013).

Deve ser assumido um comportamento linear-elástico na modelação dos elementos que simulam o tabuleiro, o carril, as restrições dos apoios fixos e a subestrutura (se considerada). Por outro lado, os elementos que simulam a interface travessa-balastro devem ter um comportamento não-linear de maneira a reproduzir o comportamento real da camada de balastro, no caso de via balastrada, ou o comportamento que a via em laje assume, se for o caso. Por simplificação, o comportamento da interface pode ser traduzido no comportamento bilinear (elasto-plástico) que se observa na Figura 2.13. A resistência limite, caracterizada pelo ramo plástico, depende do facto da via se encontrar carregada ou descarregada.

Os aparelhos de apoio devem também ser simulados com elementos de comportamento não-linear para ter em conta o atrito desenvolvido entre o tabuleiro e o pilar.

No caso de viadutos regulares não é necessário modelar a subestrutura detalhadamente (sistemas fundação-pilar-aparelho de apoio e fundação-encontro-aparelho de apoio). A rigidez horizontal da subestrutura pode ser traduzida pela soma das rigidezes de cada elemento que a compõe (ver secção 2.2.3.2.). No entanto, em casos especiais como pontes em arco, pontes atirantadas ou pontes em viga treliçada, a subestrutura deve ser cuidadosamente modelada.

Quando existe um determinado grau de incerteza na definição da rigidez dos elementos da subestrutura (pilares e encontros) devido à fendilhação do betão ou a características do solo, devem ser consideradas duas situações extremas na análise. Normalmente é realizada uma avaliação conservativa das reações

de apoio e das tensões nos carris obtendo, respetivamente, valores máximos e mínimos para a rigidez dos apoios (UIC-774-3-R, 2001).

A discretização da via e da estrutura num modelo numérico deve garantir uma avaliação eficaz das tensões nos carris, das reações de apoio da estrutura e dos deslocamentos absolutos e relativos entre a via e a estrutura. Assim sendo, é imprescindível a utilização de um modelo de elementos finitos para análise dos efeitos de interação. Os elementos da via e do tabuleiro devem ser discretizados com dimensões não superiores a 2 m e parte da via que se encontra sobre os aterros adjacentes ao tabuleiro deve ser modelada com pelo menos 100 m de desenvolvimento (UIC-774-3-R, 2001).

3.3. APRESENTAÇÃO DOS CASOS E1-3 E E4-6 DA UIC 774-3-R

A UIC-774-3-R (2001) identifica os casos E1-3 e E4-6 como fundamentais no processo de validação numérica de programas de cálculo. Desse modo, procedeu-se à validação do programa ANSYS 14.0 com a realização da análise numérica dos dois casos referidos. Na presente secção são apresentadas as características do sistema via-estrutura de ambos os casos. Posteriormente, na secção 3.4. são descritos os modelos numéricos bem como apresentados e comparados os resultados obtidos com os resultados que a ficha UIC-774-3-R (2001) apresenta.

Como referido inicialmente, o programa de cálculo é considerado validado quando respeita determinadas tolerâncias, que devem ser verificadas na comparação entre os resultados obtidos e os resultados presentes na UIC-774-3-R (2001). Impõe-se que o limite de erro seja inferior a 10% quando as cargas são introduzidos separadamente no modelo e, também, para o caso em que é aplicado o carregamento total. Caso se verifiquem erros pelo lado da segurança podem assumir-se tolerâncias até 20%.

Os casos E1-3 e E4-6 correspondem a uma ponte com um tabuleiro formado por um único tramo simplesmente apoiado com 60 m de vão. Em termos de condições de apoio, os movimentos na direção vertical são restringidos em ambos os apoios; na direção horizontal o apoio esquerdo apresenta uma determinada rigidez elástica enquanto o apoio direito é móvel (Figura 3.3).

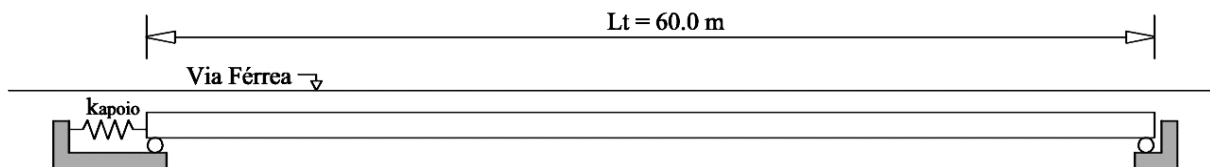


Figura 3.3 – Esquema estrutural dos casos E1-3 e E4-6 (Delgado, 2013).

A secção transversal tabuleiro, designada por *DECK TYPE 1* na ficha UIC-774-3-R (2001), é definida por uma secção mista aço-betão formada por duas vigas I em aço ligadas superiormente a uma laje de betão armado pré-esforçado (Figura 3.4). A altura do tabuleiro, H , é de 6 m e a distância entre a face inferior do tabuleiro ao centro gravidade da secção, v_i , é de 4,79 m.

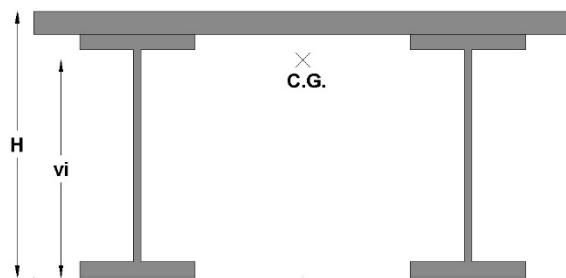


Figura 3.4 – Secção transversal do tabuleiro dos casos E1-3 e E4-6.

A via é balastrada e apresenta uma resistência longitudinal com comportamento bilinear. Esta resistência varia consoante a via se apresente descarregada ($k = 20 \text{ kN/m}$) ou carregada ($k = 60 \text{ kN/m}$).

Para o desenvolvimento da análise numérica foi assumido um comboio com 300 m de comprimento. No que respeita a ações a considerar nos modelos foram aplicadas as seguintes:

- Variação de temperatura no tabuleiro de $+35 \text{ }^{\circ}\text{C}$;
- Sobrecarga ferroviária correspondente ao modelo LM71 de 80 kN/m ;
- Ação da força de frenagem do comboio de 20 kN/m .

A análise numérica dos casos E1-3 e E4-6 envolveu uma análise estática (análise sem variação temporal da posição da ação ferroviária). O aspeto que difere entre os casos referidos é o sentido de circulação do comboio. Ou seja, no caso E1-3 foi simulada a ação do comboio com sentido do apoio fixo para o apoio móvel e o inverso foi simulado no caso E4-6. É esperado que o valor máximo e mínimo de tensão se apresentem no primeiro caso e o valor máximo de reação no apoio do último (UIC-774-3-R, 2001).

É ainda de referir que o arranjo estático do modelo deve ter 300 m de via em ambos os lados da ponte.

3.4. METODOLOGIA DE ANÁLISE NUMÉRICA E VALIDAÇÃO DO PROGRAMA ANSYS 14.0

Na secção 2.4 foram apresentados dois cenários distintos para a realização da análise numérica. No entanto, com os progressivos estudos em volta desta temática foram retiradas conclusões acerca da eficiência de cada cenário. Na secção 1.2.3. foram apresentadas algumas conclusões de investigadores que compararam a análise simplificada com uma análise que tenha em consideração o estado de tensão e de deformação do sistema via-estrutura devido à aplicação faseada das ações.

Deste modo, a validação dos modelos numéricos dos casos E1-3 e E4-6 foi realizada através de uma análise que tem em conta o histórico de carregamento, sendo o faseamento do carregamento baseado nas recomendações da ficha UIC-774-3-R (2001).

A definição do modelo numérico tem como principal aspeto a simulação da interface via-ponte. A interface é fortemente influenciada pelo estado de carregamento da via conduzindo à necessidade de se adotarem técnicas de simulação que aproximem o comportamento do modelo ao comportamento real da estrutura.

Nos modelos desenvolvidos a interface é formada por elementos que simulam a resistência longitudinal, correspondente a uma via descarregada, e por elementos de atrito em que a resistência da superfície de deslizamento depende do carregamento vertical, simulando assim as características de uma via carregada. A introdução dos elementos de atrito tem a vantagem de se poder proceder à análise dos efeitos de interação para diferentes posições do comboio sem a necessidade de se alterar as características de resistência da via pois, esta é automaticamente estabelecida pelos elementos de interface em função do carregamento vertical.

3.4.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

A modelação teve como base um modelo numérico bidimensional que envolveu a simulação de 660 m de via, 300 m em aterro e 60 m sobre viaduto. Na definição do sistema via-estrutura do modelo teve-se em conta os seguintes aspetos:

- O carril e o tabuleiro foram discretizados em elementos de 0,25 m de comprimento;
- Centro de gravidade do carril coincidente com o topo do tabuleiro, à cota de 0 m;
- Centro de gravidade do tabuleiro à cota de -1,21 m;
- Os elementos que simulam a interface travessa-balastro foram introduzidos à cota de -0,05 m com 0,25 m de espaçamento entre eles;
- Foram introduzidas restrições aos movimentos de translação e rotação espaçados de 0,25 m à cota de -0,30 m ao longo do desenvolvimento de ambos os aterros;
- Introduziram-se elementos rígidos para estabelecer a ligação dos elementos da interface ao carril (ligação superior) e ao tabuleiro e encastramentos do aterro (ligação inferior);
- Os apoios do tabuleiro coincidem com a face inferior do tabuleiro, à cota de -6 m;
- A ligação entre os apoios e o tabuleiro foi estabelecida por elementos rígidos;
- A rigidez horizontal do apoio esquerdo foi simulada através de um elemento mola.

A modelação foi realizada recorrendo a elementos pertencentes à biblioteca de elementos finitos do ANSYS 14.0 e a métodos de cálculo disponíveis. A Figura 3.5 apresenta um esquema do modelo numérico desenvolvido.

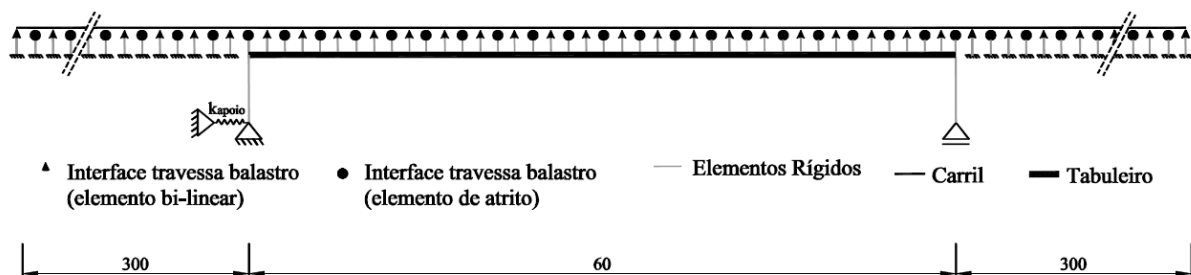


Figura 3.5 – Representação do modelo numérico dos casos E1-3 e E4-6 (Delgado, 2013).

Completando a informação em cima referida, o espaçamento de 0,25 m corresponde ao espaçamento entre elementos que foram introduzidos para simular a interface travessa-balastro, sendo 0,50 m o espaçamento que corresponde ao espaçamento entre elementos da mesma natureza. O espaçamento entre elementos com as mesmas características é importante para a definição dos seus parâmetros (designado por *Real Constants* no programa ANSYS 14.0) e para a criação de um modelo numérico que se assemelhe ao comportamento real.

Da biblioteca de elementos finitos do programa recorreu-se a elementos viga BEAM3 para simular os elementos que definem o carril, o tabuleiro e os elementos rígidos. Os elementos BEAM3 são elementos 2-D com comportamento elástico definidos por dois nós (I e J) e por três graus de liberdade por nó: translações na direção X e Y e rotação em torno do eixo Z (Figura 3.6). Na aplicação destes elementos é necessário serem introduzidas as características geométricas e as propriedades do material do elemento.

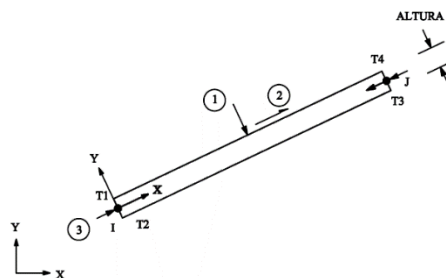


Figura 3.6 – Elemento BEAM3.

Como o modelo numérico é bidimensional este foi simulado tendo em conta a secção transversal dos dois carris da via (carris do tipo UIC 60). Por outro lado, a secção transversal do tabuleiro foi definida de acordo com as características apresentadas na UIC-774-3-R (2001) para os casos E1-3 e E4-6.

No Quadro 3.1 podem observam-se os parâmetros introduzidos nos elementos BEAM3 que simulam o carril e o tabuleiro.

Quadro 3.1 – Características dos elementos do carril e do tabuleiro.

Parâmetro	Carril	Tabuleiro
Área, A [m^2]	$1,53 \times 10^{-2}$	$7,40 \times 10^{-1}$
Inércia, I [m^4]	$6,11 \times 10^{-5}$	2,59
Módulo de elasticidade, E [GPa]	210	210
Coeficiente de dilatação térmica linear, α [$^{\circ}C$]	$1,20 \times 10^{-5}$	$1,00 \times 10^{-5}$

Igualmente modelados em elementos viga BEAM3, aos elementos rígidos foram introduzidas características que lhe conferem elevada rigidez. A definição destas características envolveu um processo iterativo que consistiu na alteração das características do elemento e posterior análise da sua influência nos resultados, terminando quando tal influência não se verificara.

No que respeita à simulação da interface via-ponte recorreu-se a elementos COMBIN40 e CONTAC12.

Os elementos COMBIN40 são definidos por dois nós (I e J) com um grau de liberdade por nó, de translação ou de rotação. Pode ser associada a um ou a ambos os nós uma determinada massa (M ou $M/2$). O elemento COMBIN40 é também definido pela combinação de duas molas ($K1$ com rigidez associada a uma força FSLIDE limite e $K2$ com uma rigidez linear) e um amortecedor (C) em paralelo. Como se pode observar na Figura 3.7, as molas e o amortecedor estão associadas em série a uma interface de contacto (GAP), caracterizada por uma determinada abertura. Quando se considera a abertura igual a zero a interface do elemento está em contacto, passando o elemento a apresentar o comportamento associado à mola $K1$. Nos modelos desenvolvidos foi considerado $GAP = 0$.

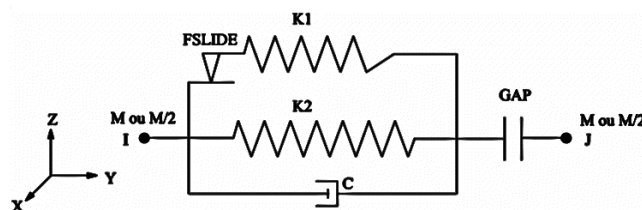


Figura 3.7 – Elemento COMBIN40.

Como se pretende simular o comportamento real da interface via-ponte, a modelação desta deve ter em conta o comportamento bilinear apresentado na Figura 2.13. A escolha do elemento COMBIN40 para simular a resistência longitudinal da interface teve como base o pressuposto referido e, como se verifica na Figura 3.8, o elemento apresenta um comportamento semelhante ao comportamento desejado.

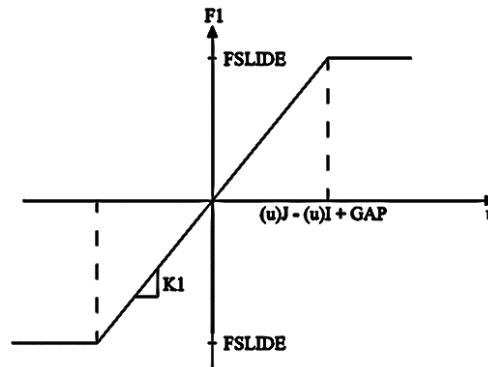


Figura 3.8 – Comportamento do elemento COMBIN40.

A lei de comportamento bilinear assumida é a apresentada no gráfico da Figura 3.9. A resistência longitudinal por metro de desenvolvimento de via, k , é de 20 kN/m e 60 kN/m para o caso de via descarregada e carregada, respetivamente. Foi considerado um deslocamento relativo entre a zona elástica e plástica, u_0 , de 2 mm.

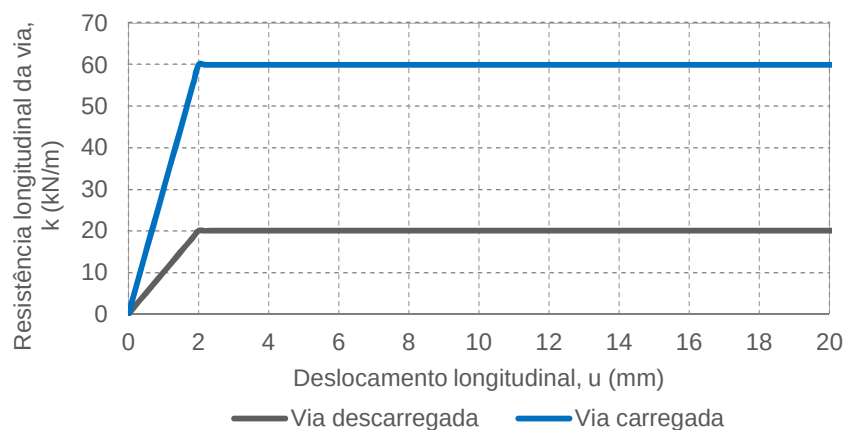


Figura 3.9 – Comportamento longitudinal do balastro face ao estado de carregamento da via.

No caso da definição dos elementos que simulam a resistência longitudinal da via, independentemente da via estar carregada ou descarregada, essa resistência é metade do valor da resistência que se observa na Figura 3.9 pois, os elementos COMBIN40 da interface via-ponte foram introduzidos com espaçamento de 0,50 m entre eles (como anteriormente referido).

Os elementos COMBIN40 foram introduzidos com o objetivo de simular a resistência longitudinal da via descarregada. Deste modo, e tendo em conta o espaçamento entre elementos, a rigidez da mola $K1$ é metade da rigidez que resulta da relação k/u_0 , ou seja, $K1 = 5000$ kN/m, enquanto a força limite, $FSLIDE$, é de 10 kN.

Por outro lado, os elementos CONTAC12 que foram introduzidos, quando a via se encontra carregada, têm o objetivo de simular uma resistência longitudinal correspondente a 40 kN/m. Esta resistência adicionada à resistência longitudinal de 20 kN/m, oferecida pelos respetivos elementos COMBIN40, estabelecem a resistência inicialmente desejada para uma via carregada (60 kN/m).

Na Figura 3.10 encontra-se representada a geometria dos elementos CONTAC12. Estes elementos são definidos por: dois nós (I e J) com dois graus de liberdade translacionais em cada nó, um ângulo θ que define a orientação do elemento, duas rigidezes (KN e KS), uma distância inicial entre as duas superfícies do elemento (GAP) e pela definição do estado inicial do elemento (START). A rigidez KN corresponde à rigidez na direção normal e KS a rigidez na direção tangencial. As superfícies do elemento podem manter ou interromper o contacto entre as mesmas e deslizar uma relativamente à outra.

O elemento tem definido um sistema de coordenada (s-n) na sua interface tendo capacidade de suportar apenas forças de compressão na direção normal à das superfícies (n) e tem resistência na direção tangencial (s) desenvolvida por atrito. O coeficiente de atrito μ é definido através do parâmetro MU do *Material Properties* do CONTAC12.

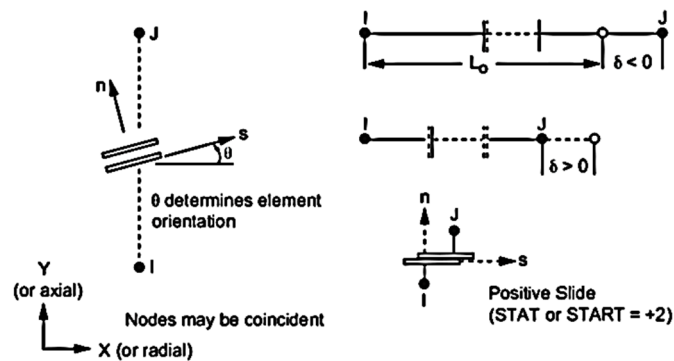


Figura 3.10 – Elemento CONTAC12.

Em relação ao comportamento do elemento CONTAC12, esse encontra-se representado na Figura 3.11. Quando a força FN é negativa, ou seja, quando esta se encontra aplicada na mesma direção mas com sentido oposto a n, são desenvolvidas forças de atrito na direção tangencial devido ao contacto entre as duas superfícies do elemento. O desenvolvimento dessas forças produz a resistência longitudinal que se pretende simular.

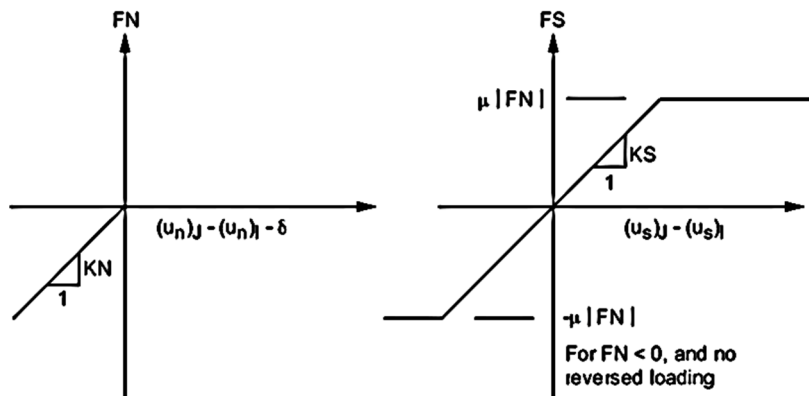


Figura 3.11 – Comportamento do elemento CONTAC12.

A utilização conjunta dos elementos COMBIN40 e CONTAC12 foi adotada tendo em conta o trabalho realizado por Sanguino e Requejo (2007) onde, com base na equação 3.1, se pode definir o coeficiente de atrito μ a introduzir nas características dos elementos de contacto.

$$F_N = F_0 + \mu N \quad (3.1)$$

Sendo F_0 o valor da resistência da via descarregada (20 kN/m) simulada pelos elementos COMBIN40, N o valor do carregamento vertical (80 kN/m) aplicado em 0,50 m (que corresponde à distância entre dois elementos CONTAC12 consecutivos) e F_N o valor da resistência da via carregada (60kN/m), obtém-se o valor de 1 para o coeficiente de atrito μ .

De modo análogo à definição da rigidez $K1$ do elemento COMBIN40, considerando o início da plastificação do elemento CONTAC12 a 2 mm, a sua rigidez K_S corresponde a metade do valor resultante de k/u_0 . Sendo $k = 40$ kN/m como anteriormente referido, $K_S = 10000$ kN/m. À rigidez vertical K_N foi atribuída uma rigidez elevada pois, não estão previstos deslocamentos relativos significativos nessa direção.

Ao contrário dos elementos COMBIN40 definidos anteriormente, os elementos de contacto têm a possibilidade de simular as resistências longitudinal e vertical. Deste modo, foi também necessário introduzir elementos COMBIN40 com uma rigidez vertical elevada em paralelo aos elementos COMBIN40 que simulam o comportamento longitudinal.

A rigidez elástica horizontal do apoio esquerdo da estrutura (Figura 3.3) foi simulada através de um elemento COMBIN14 (Figura 3.12). Este é um elemento mola-amortecedor com capacidade de simular a rigidez axial ou torsional em análises 1-D, 2-D ou 3-D. É definido por dois nós (I e J) e tem três graus de liberdade por nó translacionais (caso de aplicação axial) ou rotacionais (caso de aplicação torsional).

O elemento COMBIN14 foi introduzido com uma rigidez K_{apoio} de 600000 kN/m, como definido na UIC-774-3-R (2001).

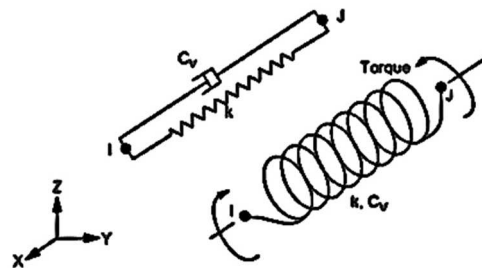


Figura 3.12 – Elemento COMBIN14.

3.4.2. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS - CASO E1-3 E CASO E4-6

Tendo já sido anteriormente referido, em ambos os casos de estudo procedeu-se à introdução faseada das ações variáveis de acordo com a ficha UIC-774-3-R (2001).

Primeiramente foi introduzida a variação da temperatura no tabuleiro que conduziu a alterações do estado de tensão e deformação da estrutura. Seguidamente, foi aplicada a ação vertical do comboio e posteriormente a ação da frenagem que estabelece o estado final de tensão e deformação da estrutura.

Sendo o problema de interação via-estrutura um problema não-linear, no processo de cálculo da solução numérica adotou-se o método Newton-Raphson. Para além disso, na descrição do elemento CONTAC12 localizada na biblioteca de elementos do ANSYS 14.0 verifica-se que em análises que envolvem a simulação de atrito a utilização do método Newton-Raphson é adequada, suportando a opção de utilização do método referido na análise numérica.

Este método tem a capacidade de numa análise de elementos finitos traçar a curva carga-deslocamento em problemas não-lineares (Figura 3.13). O método utiliza uma matriz de rigidez tangencial $[K_t]$ gerada antes do cálculo de cada incremento de deslocamento. As cargas são subdivididas em séries de incrementos de carga em que, à medida que vão sendo aplicados, se procede à verificação da sua

convergência. Quando os critérios de convergência não são satisfeitos o vetor das cargas é reavaliado, é atualizada a matriz de rigidez e uma nova solução é obtida. Este processo iterativo continua até ao problema convergir. A estrutura encontrar-se-á em equilíbrio quando as forças/momentos residuais (assinalado por R na Figura 3.13) se anularem.

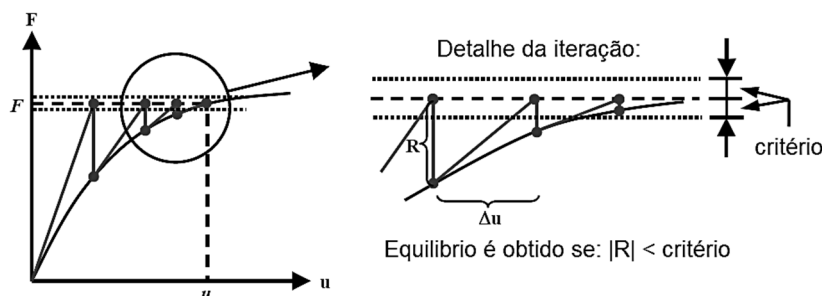


Figura 3.13 – Esquema do processo iterativo do método Newton-Raphson.

Seguidamente apresentam-se os resultados obtidos na análise de interação via-estrutura dos casos E1-3 e E4-6. Estes resultados, como referido em 3.3., são comparados com os apresentados na ficha UIC-774-3-R (2001).

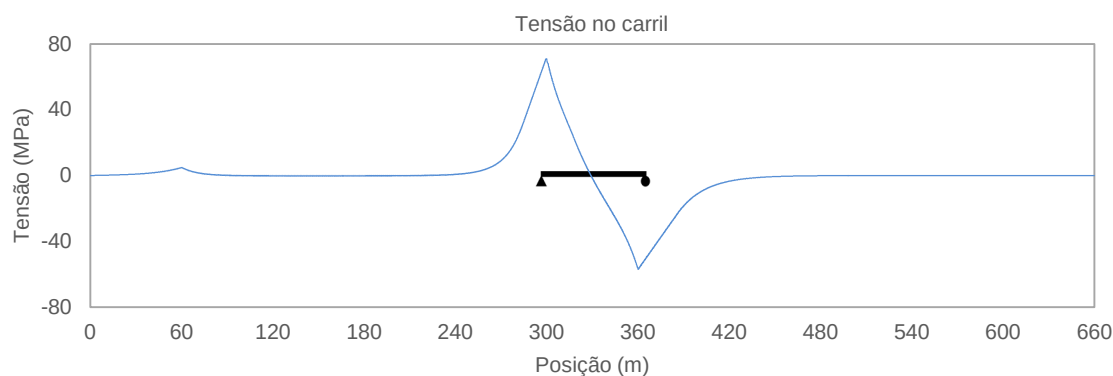
No caso E1-3 as ações do comboio são uniformemente distribuídas ao longo de 300 m (comprimento do comboio) desde a secção localizada a 60 m da extremidade esquerda da via (via sobre aterro) até à secção sobre o apoio móvel da estrutura (localizado a 360 m da mesma extremidade).

Em relação aos resultados obtidos esses são apresentados no Quadro 3.2, onde: σ é a tensão verificada no carril; δ_t é o deslocamento absoluto do tabuleiro; δ_r é o deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro; RH é a reação horizontal do apoio fixo elástico.

Quadro 3.2 – Resultados obtidos no caso E1-3 e comparação com os apresentados pela ficha UIC-774-3-R (2001).

Ação	$-\sigma$ [MPa]	δ_t [m]	δ_r [m]	RH [kN]
$\Delta T + FR + LM71$ (A)	-57,04	$2,53 \times 10^{-2}$	$-1,84 \times 10^{-2}$	757,90
$\Delta T + FR + LM71$ (UIC)	-56,40	$4,56 \times 10^{-3}$	$-1,73 \times 10^{-2}$	874,42
% Erro [(A-UIC)/UIC]	1,13	-	6,36	-13,33

Na Figura 3.14 encontram-se também representadas graficamente as evoluções das tensões e dos deslocamentos ao longo do desenvolvimento do modelo, sendo δ_c o deslocamento absoluto do carril.



a)

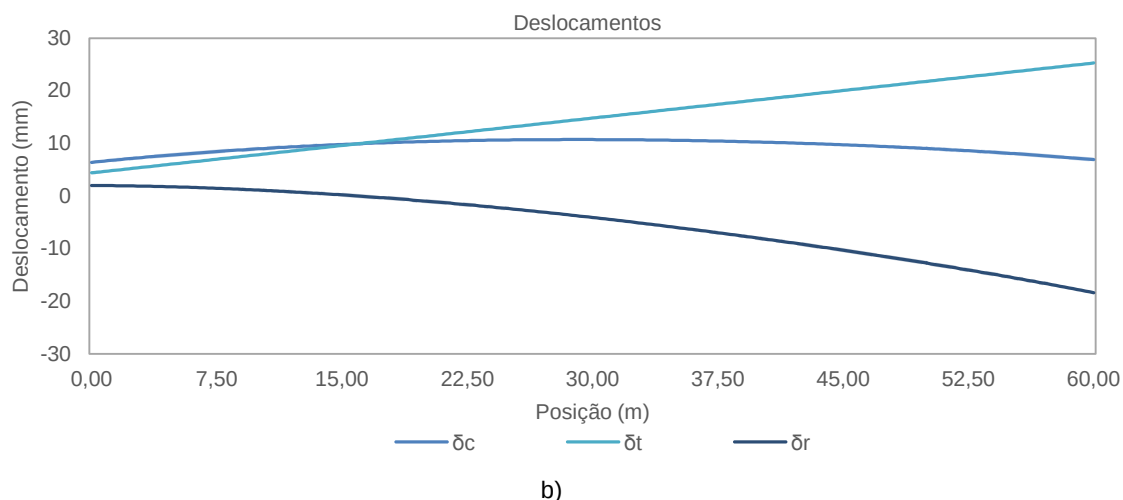
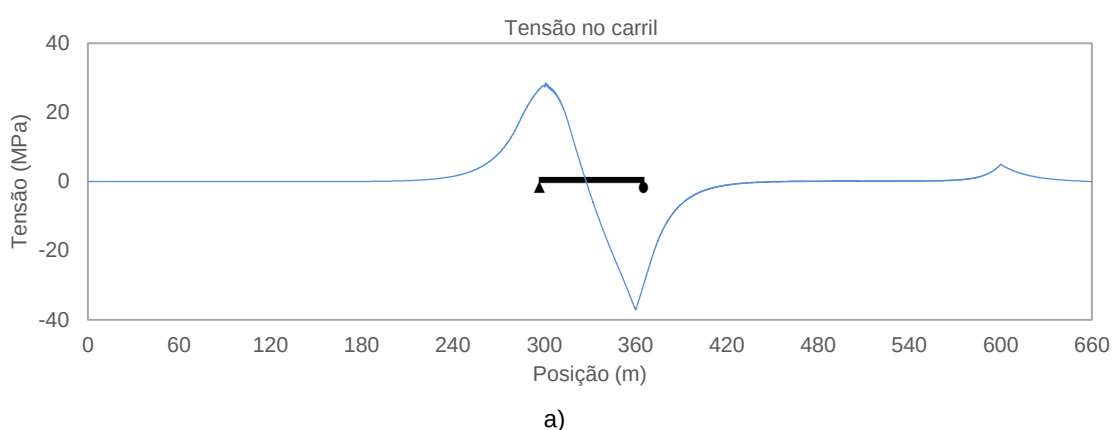


Figura 3.14 – Representação gráfica da evolução dos efeitos de interação obtidos no caso E1-3: a) tensão no carril; b) deslocamentos no carril, no tabuleiro e relativos entre os mesmos.

Como referido na secção 3.3., o que difere entre os modelos E1-3 e E4-6 é o sentido de circulação do comboio. Desse modo, ao modelo E4-6 foi introduzida ação do comboio a partir da secção localizada a 60 m da extremidade direita da via (via sobre aterro) até à secção sobre o apoio fixo com determinada rigidez elástica (K_{apoio}). Da mesma forma que o realizado para o caso E1-3, segue-se a apresentação dos resultados obtidos no Quadro 3.3 e na Figura 3.15.

Quadro 3.3 - Resultados obtidos no caso E4-6 e comparação com os apresentados pela ficha UIC-774-3-R (2001).

Ação	$-\sigma$ [MPa]	δ_t [m]	δ_r [m]	RH [kN]
$\Delta T + FR + LM71$ (A)	-37,06	$2,14 \times 10^{-2}$	$-1,88 \times 10^{-2}$	2200,50
$\Delta T + FR + LM71$ (UIC)	-36,06	$-1,69 \times 10^{-3}$	$-1,78 \times 10^{-2}$	2196,10
% Erro [(A-UIC)/UIC]	2,77	-	5,62	0,20



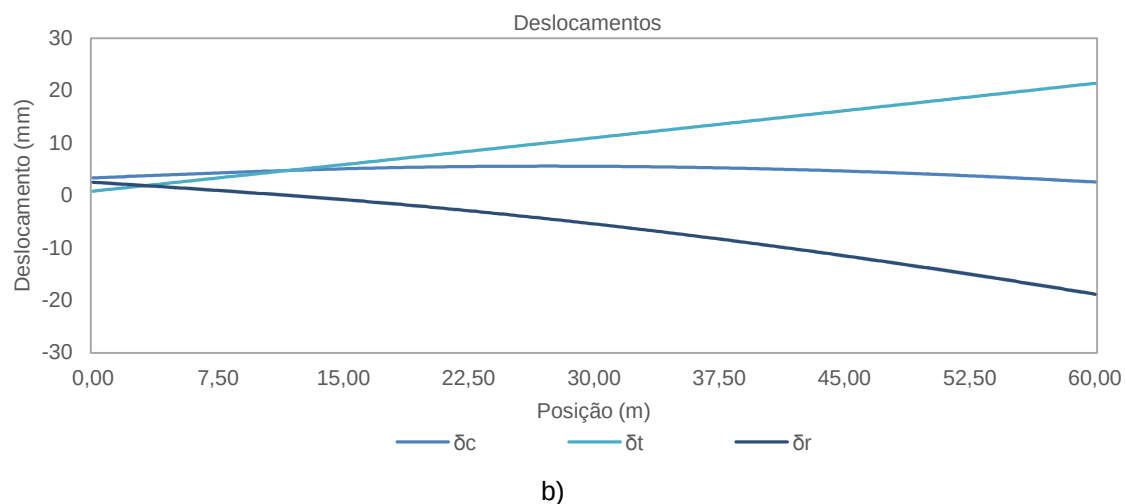


Figura 3.15 - Representação gráfica da evolução dos efeitos de interação obtidos no caso E4-6: a) tensão no carril; b) deslocamentos no carril, no tabuleiro e relativos entre os mesmos.

Através da comparação dos resultados obtidos com os resultados apresentados na ficha UIC-774-3-R (2001) verifica-se apenas uma maior diferença no valor do deslocamento absoluto do tabuleiro em ambos os casos analisados, não se encontrando uma razão válida que justifique a percentagem de erro obtida. No entanto, as restantes percentagens de erro encontram-se dentro das tolerâncias impostas pela ficha, dando-se por validado o programa de cálculo ANSYS 14.0 para análise de efeitos de interação via-estrutura.

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO VIADUTO POENTE DE ACESSO À PONTE DAS PIRÂMIDES

4.1. ENQUADRAMENTO

Entrando em exploração a 27 de março de 2010, a nova ligação do porto de Aveiro à rede ferroviária nacional (linha do Norte e linha da Beira Alta) constitui uma expansão e melhoria da competitividade da atividade portuária e do transporte nacional e internacional de mercadorias, conduzindo ao desenvolvimento socioeconómico regional e nacional (REFER, 2010).

No presente capítulo será apresentada uma descrição geral da obra ferroviária e, posteriormente, detalhados aspetos relativos ao viaduto Poente. Este viaduto foi objeto de estudo e de uma análise de interação via-estrutura. Para a realização dessa análise procedeu-se à criação de um modelo numérico bidimensional do viaduto através do programa de cálculo ANSYS 14.0, apresentando-se também neste capítulo as propriedades dos elementos pertencentes à via e ao viaduto, características do modelo e os tipos de elementos utilizados na simulação do sistema via-estrutura.

É de acrescentar que a presente dissertação tem como objetivo dar continuidade aos estudos iniciados por Delgado (2013) acerca do mesmo viaduto, pretendendo-se neste momento dar especial enfoque aos efeitos de interação via-estrutura e aos parâmetros que podem provocar a variação dos mesmos.

4.2. DESCRIÇÃO GERAL DA OBRA FERROVIÁRIA

O novo ramal ferroviário do porto de Aveiro é um troço ferroviário em bitola ibérica (distância entre faces interiores de carris de 1,668 m) que tem uma extensão de nove quilómetros em via balastrada simples não eletrificada, embora se encontre preparada para uma futura instalação dos postes de catenária. O ramal estabelece a ligação entre o porto de Aveiro e a plataforma multimodal de Cacia (km 274+600 da linha do Norte) permitindo a circulação de tráfego ferroviário com carga máxima por eixo de 25 toneladas a velocidades não superiores a 60 km/h (REFER, 2010).

O traçado da obra ferroviária desenvolve-se paralelamente à autoestrada A25 (como se verifica na Figura 4.1) e ao intercetor do sistema multimunicipal de saneamento da Ria de Aveiro (SIMRIA) cruzando os canais da Esgueira, São Roque e das Pirâmides, e o rio Bouco. O traçado implicou a construção de várias obras de arte devido a condicionalismos impostos pela Câmara Municipal de Aveiro, impactes ambientais negativos na Zona de Proteção Especial da Ria de Aveiro e localização do coletor da SIMRIA, deixando de parte a solução em aterro prevista inicialmente entre a ponte da Esgueira e o viaduto de acesso à ponte das Pirâmides (REFER, 2005).



Figura 4.1 – Trecho do ramal ferroviário do porto de Aveiro (REFER, 2010).

A prospeção geotécnica realizada pela REFER em 1989 para o projeto do ramal ferroviário permitiu concluir que o maciço da zona de implantação da obra é formado essencialmente por iodos e areais bastante compressíveis (REFER, 2005). Por este motivo foi necessário recorrer-se a uma solução com fundações indiretas com dimensão suficiente para atingir formações geológicas mais compactas.

Uma vez definida a solução em viaduto, a escolha do sistema de fundação envolveu a análise da sua viabilidade na fase de construção, uma vez que seria necessário construir uma pista de acesso temporário para a passagem de equipamentos destinados à execução das estacas e dos maciços de encabeçamento. A construção dessa pista deveria situar-se pelo menos a 25 m da conduta da SIMRIA e seria necessário realizarem-se acessos aos alinhamentos dos pilares (REFER, 2005). Estes aspetos iriam ao encontro dos condicionalismos inicialmente referidos pois, os acessos seriam construídos sobre os terrenos da Ria trazendo inúmeros problemas tanto na sua construção como na posterior remoção.

Deste modo, a equipa projetista adotou uma solução alternativa que consistiu na alteração do sistema de fundação previsto com quatro estacas por linha de apoio por um sistema pilar-estaca, evitando-se a construção de maciços de encabeçamento e das correspondentes ensecadeiras. Esta nova solução envolveu um processo construtivo semelhante aos cimbres auto-lançáveis utilizados na execução dos tabuleiros das pontes (Figura 4.2), recorrendo-se a uma plataforma móvel apoiada nas estacas anteriormente construídas que permitiu o apoio e movimentação dos equipamentos para a execução das seguintes estacas e pilares (REFER, 2005).

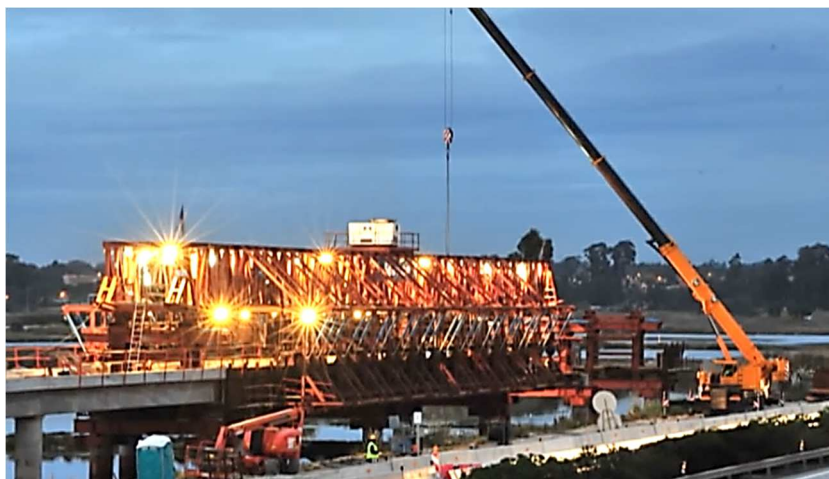


Figura 4.2 – Processo construtivo para execução da estrutura do viaduto (REFER, 2010).

O ramal ferroviário tem como obras de arte duas pontes, uma sobre o canal das Pirâmides (ponte das Pirâmides) e outra sobre o rio Bouco na Gafanha (ponte da Gafanha), e por três viadutos, dois de acesso à ponte das Pirâmides e um de acesso à ponte da Gafanha. Dos dois viadutos de acesso à ponte das Pirâmides um desenvolve-se desde o canal da Esgueira à ponte e designa-se por viaduto Nascente e o outro de ligação entre as duas pontes é designado por viaduto Poente (REFER, 2005).

O viaduto Nascente fica implantado entre o km 0+677 e o km 3+500 (2823 m de desenvolvimento), a ponte das Pirâmides entre o km 3+500 e o km 3+675 (vão de 175 m) e o viaduto Poente entre o km 3+675 e o km 4+651 (976 m de desenvolvimento). A ponte da Gafanha tem uma extensão de 197 m e o viaduto de acesso 177,50 m, desenvolvendo-se entre o km 6+125 e 6+501 do traçado (REFER, 2005).

Na Figura 4.3 pode observar-se a configuração do ramal ferroviário do porto de Aveiro onde se encontram identificadas as obras de arte existentes ao longo do seu desenvolvimento.

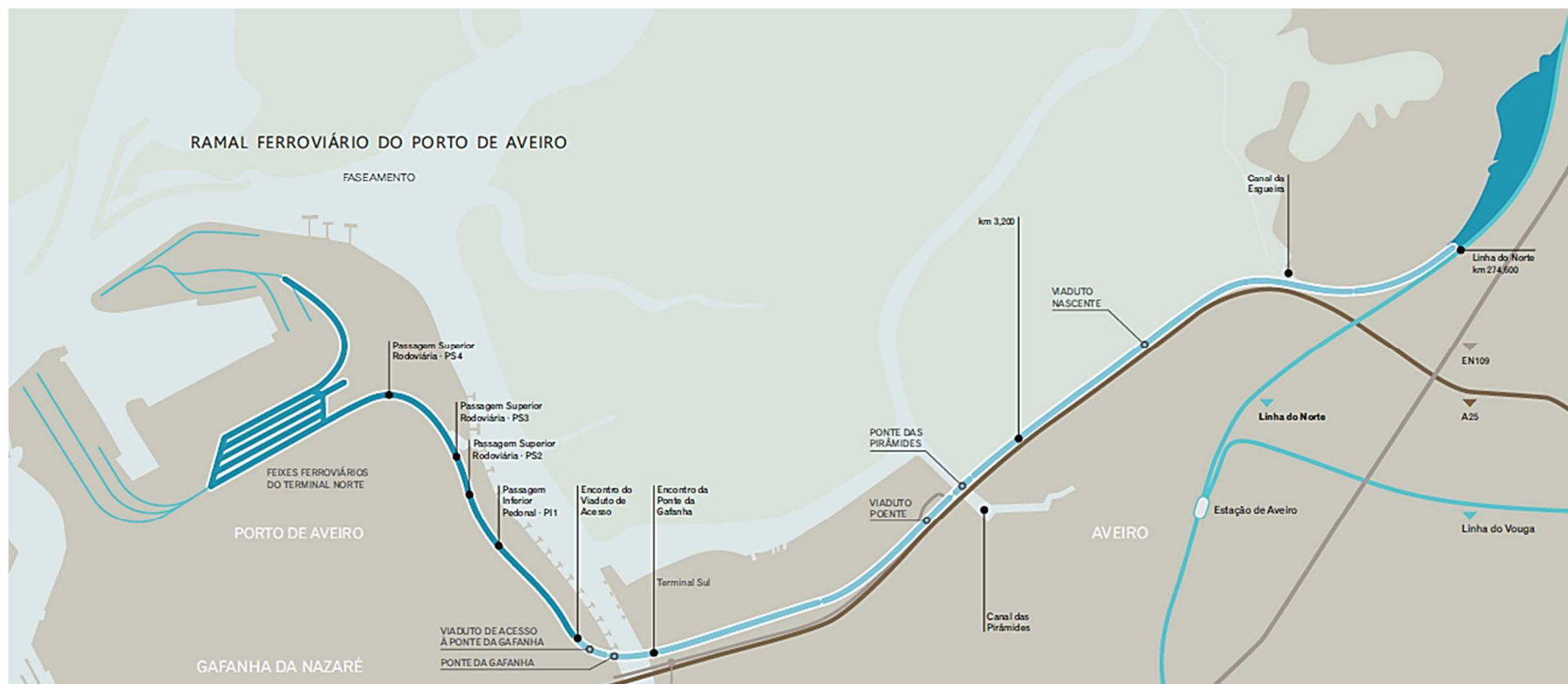


Figura 4.3 – Disposição geral das obras de arte do ramal ferroviário do porto de Aveiro (REFER, 2010).

4.3. DESCRIÇÃO GERAL DO VIADUTO POENTE

A conceção de qualquer uma das obras de arte existentes teve que respeitar determinados condicionalismos. No caso do viaduto Poente, para além das condições geotécnicas referidas na secção anterior existiram condicionalismos a nível rodoviário, hidráulico e de integração paisagística. Seguidamente, acompanhando a descrição estrutural do viaduto, serão indicados também os aspetos que condicionaram as opções tomadas pela equipa projetista na sua conceção.

Tal como referido atrás, o viaduto Poente tem 976 m de extensão que se desenvolvem entre o km 3+675 e o km 4+651 do ramal ferroviário. O viaduto é dividido em nove troços e as suas configurações longitudinais são as seguintes (REFER, 2005):

- Um troço com 120 m (troço T1);
- Um troço com 118 m (troço T2);
- Um troço com 138 m (troço T3);
- Seis troços com 100 m (troço T4 a T9).

Na Figura 4.4 pode observar-se o desenvolvimento de uma parte do viaduto Poente de acesso à ponte das Pirâmides.



Figura 4.4 – Trecho do viaduto Poente de acesso à ponte das Pirâmides (REFER, 2010).

Os troços T1 e T2 desenvolvem-se entre o km 3+675 e o km 3+913. O troço T1 é formado por cinco tramos de 24 m e pelos pilares P119 a P124. No caso do troço T2, este é definido por dois tramos extremos de 23 m e três tramos intermédios de 24 m, incluindo também os pilares P124 a P129. A configuração destes troços pode observar-se na Figura 4.5.

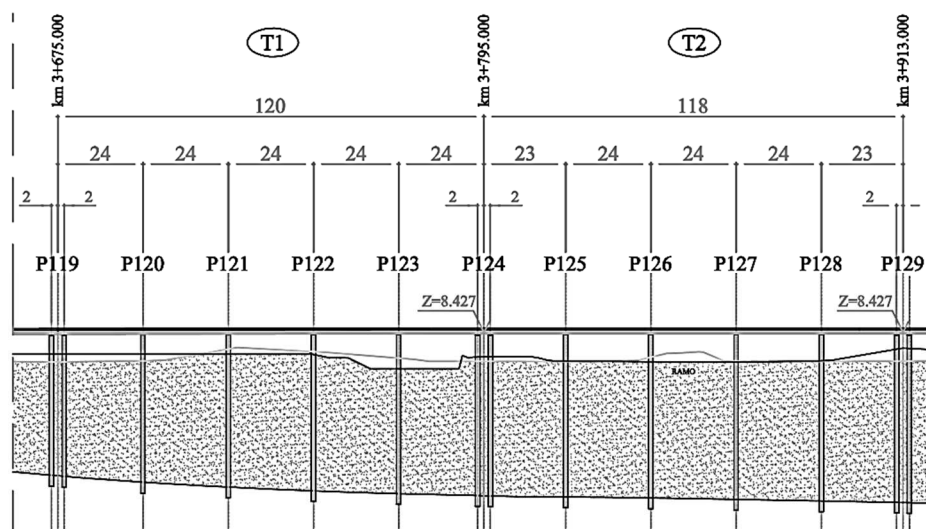


Figura 4.5 – Corte longitudinal do troço T1 e T2 do viaduto Poente (adaptado de REFER, 2005).

No caso do troço T3 (km 3+913 a km 4+051), este apresenta seis tramos de 23 m e os pilares P129 a P135 (Figura 4.6). Este troço tem a particularidade dos pilares P130 a P134 se encontrarem enviesados relativamente ao desenvolvimento do viaduto (REFER, 2005). Esta disposição dos pilares deveu-se ao facto do viaduto interseitar os ramos do nó rodoviário da N109 (condicionalismo rodoviário) e o coletor da SIMRIA (condicionalismo hidráulico).

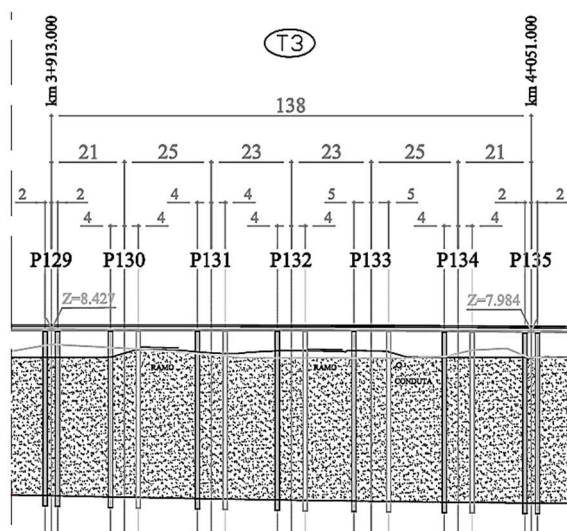


Figura 4.6 – Corte longitudinal do troço T3 do viaduto Poente (adaptado de REFER, 2005).

Os troços T4 a T9 perfazem a restante extensão do viaduto Poente localizando-se entre o km 4+051 e o km 4+651. Estes troços são compostos por cinco tramos de 25 m, pelos pilares P135 a P158 e pelo encontro E2. Na Figura 4.7 pode observar-se as características de um destes troços.

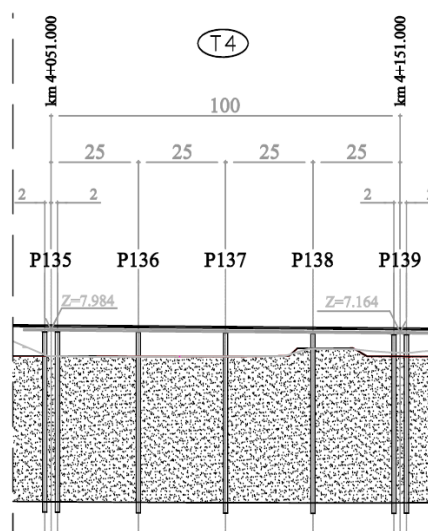


Figura 4.7 – Corte longitudinal de um dos cinco troços com extensão de 100 m do viaduto Poente (adaptado de REFER, 2005)

Um dos aspetos impostos pela Câmara Municipal de Aveiro que condicionou a conceção da estrutura foi a necessidade de aproximar tanto quanto possível o ramal ferroviário do nível da A25. Para tal, optou-se por uma solução de tabuleiro inferior que, apesar de não ser a solução mais eficiente em termos estruturais, foi a solução que permitiu respeitar as exigências de integração paisagística impostas pela Câmara Municipal (REFER, 2005).

Deste modo, foi definida uma secção transversal em “U” para o tabuleiro do viaduto composta por uma laje inferior com 0,45 m de espessura na zona central (a mais espessa) estabelecendo ligação a duas longarinas localizadas em cada extremidade do tabuleiro com 1,60 m de altura e 0,60 m de largura. As longarinas dispõem de banzos superiores com 1,20 m de largura e 0,50 m de altura e a distância entre as suas faces interiores é de 5,40 m dos quais 4,30 m são ocupados pela via e o restante por caleiras colocadas lateralmente (Figura 4.8).

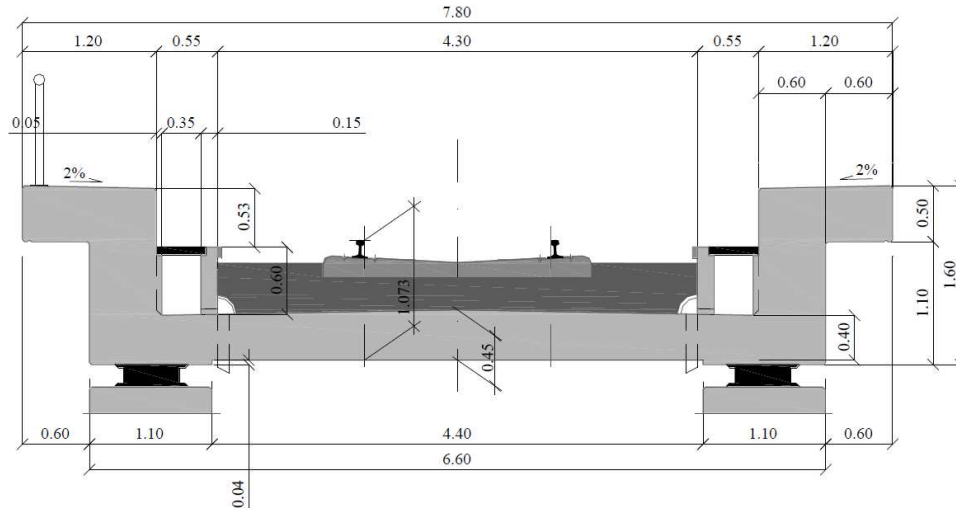


Figura 4.8 – Secção transversal corrente do tabuleiro do viaduto Poente (REFER, 2005).

Apesar dos troços T1 a T9 do viaduto Poente não apresentarem a mesma configuração, o vão corrente do viaduto é de 25 m. As exigências rodoviárias e a existência de alguns canais são os motivos que justificam a existência de troços com tramos diferentes.

O tabuleiro é de betão armado pré-esforçado cujos cabos de pré-esforço se encontram instalados nas longarinas com a potência necessária para satisfazer os requisitos de segurança regulamentares. Para além do pré-esforço aplicado, aquando da execução da estrutura esta foi concebida de maneira a, caso necessário, se poder aplicar um reforço estrutural. Assim, deixaram-se nas carlingas extremas de cada troço uma bainha e a respetiva ancoragem para permitir a instalação de pré-esforço de reforço (REFER, 2005).

De modo semelhante à definição da secção transversal do tabuleiro, os elementos de apoio do tabuleiro foram definidos em pares de pilares cilíndricos dispostos sob as longarinas proporcionando a máxima transparência possível da obra (integração paisagística).

Os pilares-estaca correntes têm diâmetro de 1,1 m e dimensões que variam entre os 40 e 50 m. A ligação entre os pilares e o tabuleiro é estabelecida através de aparelhos de apoio fixos do tipo “pot-bearing” (Figura 4.9 a)). Este tipo de dispositivos incorporam discos de neoprene confinados e quando sujeitos a elevadas forças de compressão são comparáveis a um fluido viscoso numa prensa hidráulica uma vez que o comportamento do elastómero confinado é muito semelhante ao de um líquido, oferecendo ao aparelho de apoio uma deformabilidade axial aproximadamente nula (Vieira, 2013). Assim, dispuseram-se aparelhos de apoio fixos a terços e meios vãos do tabuleiro e outros nas extremidades do mesmo (REFER, 2005). As características dos aparelhos podem observar-se no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Características dos aparelhos de apoio inseridos no viaduto Poente (REFER, 2005).

Referência (REFER, 2005)	Aparelhos de apoio	Cargas verticais [kN]	Cargas horizontais [kN]	Deslocamentos [mm]
1	Fixos	Máx. 2000 Min. 750	350	-
2	Fixos	Máx. 4000 Min. 2000	400	-
3	Unidirecionais	Máx. 2000 Min. 750	200	± 100
6	Fixos	Máx. 1000 Min. 250	200	-

No caso do encontro E2, este é do tipo perdido e é fundado indiretamente através de seis estacas com 1 m de diâmetro. No elemento horizontal do estribo situado sobre o maciço de fundação do encontro encontram-se aparelhos de apoio móveis unidirecionais do tipo “pot-bearing” (Figura 4.9 b)) com um determinado coeficiente de atrito (aproximadamente 2%). As características destes aparelhos podem ser também observadas no Quadro 4.1.



a)



b)

Figura 4.9 – Aparelhos de apoio: a) fixo; b) móvel.

Com referido em 4.2, a solução cujos pilares do viaduto se apoiavam em duas estacas encabeçadas por um maciço foi alterada para uma solução de pilar-estaca. Apesar da inviabilidade da primeira solução, essa asseguraria o equilíbrio das ações e uma maior rigidez longitudinal à estrutura, o que não se verifica com a solução adotada na obra ferroviária. No entanto, apesar da solução pilar-estaca conduzir a uma maior deformabilidade longitudinal foi possível limitar essas deformações a valores admissíveis através da instalação de ligadores hidráulicos (*shock transmitters*) nas zonas das juntas de tabuleiro entre os vários troços do viaduto (REFER, 2005).

Os ligadores hidráulicos (Figura 4.10) permitem os deslocamentos que derivam de ações lentas (retração, fluência e variação da temperatura) e impedem os deslocamentos relativos entre troços aquando solicitações rápidas, como é o caso da força de frenagem dos comboios e da ação sísmica (REFER, 2005). Estes dispositivos permitem então deslocamentos de ± 100 mm, para o caso de ações

lentas, e suportam uma força máxima de 2500 kN, para casos de ações rápidas horizontais. Na prática, os ligadores permitem inicialmente pequenos deslocamentos (2 a 3 mm) quando solicitados por ações rápidas, bloqueando assim que esses deslocamentos são atingidos.

Com a adoção dos ligadores hidráulicos a equipa projetista concluiu que a elevada força de frenagem (6000 kN em 300 m) é resistida pela totalidade dos troços do viaduto, equivalendo a considerar em cada troço uma força de frenagem de aproximadamente 30% da força regulamentar na situação mais desfavorável (REFER, 2005).



Figura 4.10 – Ligador hidráulico.

A geometria nas zonas das juntas de tabuleiros entre troços de viaduto permitem o encaixe entre tabuleiros, conferindo um certo travamento transversal que é auxiliado por almofadas de neoprene como se pode observar na Figura 4.11. A maioria das juntas de dilatação foi dimensionada apenas para os movimentos lentos já que com a existência dos ligadores hidráulicos é impedido o desenvolvimento de deslocamentos relativos entre tramos para ações rápidas (REFER, 2005).

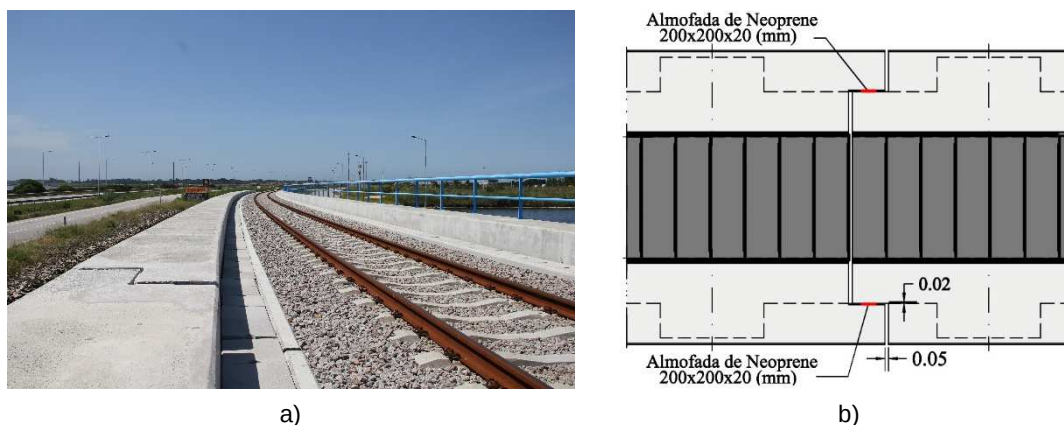


Figura 4.11 – Junta de dilatação do tabuleiro: a) aspeto da junta do tabuleiro; b) representação esquemática em planta da junta de dilatação do tabuleiro (adaptado de REFER, 2005).

4.4. AVALIAÇÃO DA NECESSIDADE DE COLOCAR APARELHOS DE DILATAÇÃO DE VIA

A extensão de via ferroviária entre o km 0+565,58 e o km 6+737,44 do ramal ferroviário de acesso ao porto de Aveiro desenvolve-se maioritariamente sobre pontes e viadutos. Deste modo, a equipa projetista teve necessidade de analisar e avaliar o fenómeno de interação via-estrutura. O objetivo da análise foi estimar os esforços e deslocamentos na via balastrada para vários cenários de exploração possíveis (REFER, 2010).

Foram desenvolvidos modelos de cálculo correspondentes à totalidade das estruturas envolvidas no novo ramal ferroviário (≈ 4 km da ponte das Pirâmides, e respetivos viadutos de acesso, e 376 m da ponte da Gafanha). Para além da inclusão das características da via e da estrutura nos modelos, foi também simulado o efeito de interação solo-estrutura das estacas.

O modelo de interação via-estrutura foi modelado de acordo com as recomendações da ficha UIC-774-3-R (2001) apresentadas anteriormente na secção 3.2.. Assim, a via foi ligada longitudinalmente ao tabuleiro por molas com um determinado espaçamento e com um comportamento não-linear cujo seu limite plástico é atingido aos 2 mm e o valor da resistência longitudinal varia consoante a via esteja carregada (60 kN/m) ou descarregada (20 kN/m).

Os ligadores hidráulicos foram modelados por molas com comportamento não-linear uma vez que a sua rigidez é apenas mobilizada para deslocamentos superiores a 2 mm.

No que diz respeito às ações que foram introduzidas nos modelos, estes foram submetidos às ações das variações uniformes de temperatura no tabuleiro de 35 °C nos cenários com carril contínuo e de 35 °C no tabuleiro e 50 °C no carril nos cenários onde se previa a necessidade de introdução de aparelhos de dilatação (nestes últimos encontra-se incluindo o viaduto Poente, objeto de estudo da presente dissertação).

Para além das ações térmicas, foi introduzida a ação do tráfego ferroviário, tendo sido considerada uma força de frenagem aplicada ao carril de 20 kN/m com o máximo de 6000 kN, correspondente a um comprimento máximo carregado de 300 m.

Tendo em conta os limites estabelecidos pela UIC-774-3-R (2001) para as tensões de compressão e tração e para os deslocamentos, o projetista optou por um cenário onde foi necessário introduzir 8 AD's ao longo do desenvolvimento do ramal. Desses AD's dois foram aplicados no viaduto Poente, um entre o pilar P136 e P137 e outro localizado 12 m após o encontro E2. Os AD's são do tipo bidirecional e a sua configuração assemelha-se à do aparelho de dilatação apresentado na Figura 2.8.

4.5. MODELO NUMÉRICO DO VIADUTO POENTE

4.5.1. DESCRIÇÃO GERAL DO MODELO

Como referido inicialmente, a presente dissertação tem como principal objetivo a realização de uma análise de interação via-estrutura tendo como referência o viaduto Poente descrito na secção anterior. Para tal, recorreu-se ao programa de cálculo ANSYS 14.0 de maneira a conceber um modelo numérico bidimensional provido de todas as características necessárias para simulação do comportamento do sistema via-estrutura do viaduto.

Apesar do viaduto Poente se desenvolver ao longo de nove troços, o modelo numérico foi idealizado com a seguinte configuração:

- Viaduto com troços de T4 a T9 (comprimentos de dilatação de 100 m);
- Encontro E2;
- Aterro com 12 m de extensão após o encontro E2;
- Aparelhos de dilatação de via localizados entre os pilares P136 e P137 e a 12 m do encontro E2, ou seja, já em aterro.

Na Figura 4.12 pode observar-se a disposição longitudinal dos elementos acima referidos.

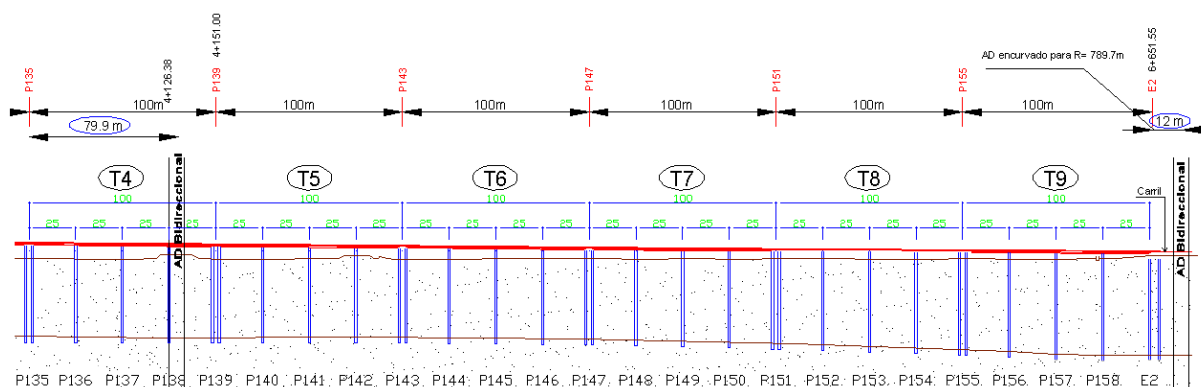


Figura 4.12 – Corte longitudinal do trecho de via e viaduto em estudo (adaptado de REFER, 2005).

As características do trecho de viaduto em causa são interessantes para o estudo e análise dos efeitos de interação desenvolvidos sobre o mesmo. Apesar da introdução dos AD's viabilizar a solução estrutural de viadutos com comprimentos dilatáveis de 100 m, surge o interesse de avaliar os possíveis efeitos que a configuração destes viadutos pode gerar. A presença do encontro E2 é também relevante para a análise em questão pois, este sendo dotado de aparelhos de apoio móveis permite o movimento longitudinal livre do tabuleiro traduzindo num aumento de efeitos de interação via-estrutura que são de importante análise. Outro aspeto importante é o facto de existir uma extensão de via de aproximadamente 500 m entre AD's que, tendo em conta que os comprimentos de respiração são de 150 m (ver Figura 2.3), estabelecem que o comprimento de via com movimentos impedidos seja de 200 m, onde se poderão desenvolver com maior facilidade os efeitos de interação.

Na Figura 4.13 encontra-se representado o modelo numérico bidimensional desenvolvido para a análise dos efeitos de interação via-estrutura. Como se verifica, a sua configuração longitudinal é em tudo idêntica ao corte longitudinal do trecho representado na Figura 4.12.

O modelo representado na Figura 4.13 tem em consideração a discretização dos seguintes aspetos:

- Carris da via e elementos de fixação dos mesmos às travessas;
- Interface travessa-balastro;
- Tabuleiros e juntas de dilatação entre os mesmos;
- Pilares-estaca e respetivos aparelhos de apoio;
- Ligadores hidráulicos;
- Encontro E2 e respetivas estacas e aparelhos de apoio;
- Efeito de interação estaca-solo de fundação;
- Aparelhos de dilatação de via;
- Zona em aterro após encontro E2.

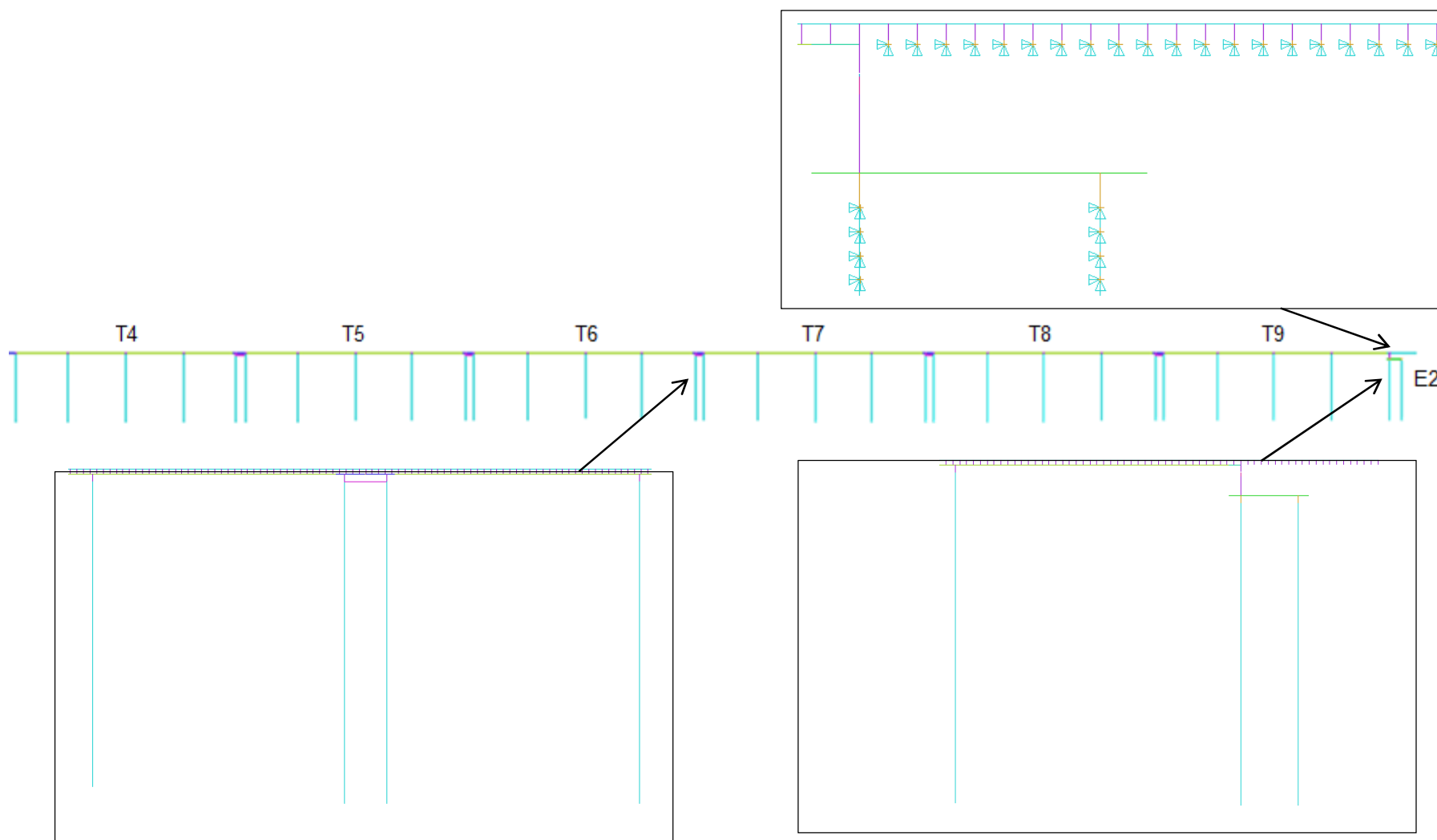


Figura 4.13 – Modelo numérico do viaduto Poente.

O modelo numérico apresentado foi discretizado em elementos de viga bidimensionais e, tal como referido nos critérios de modelação da secção 3.2., todos os elementos foram posicionados nos respetivos centros de gravidade (Figura 4.14).

Deste modo, fixou-se o centro de gravidade do tabuleiro (C.G.T.) à cota 0 m e a partir desta foram definidas as posições dos restantes elementos. Sendo a via dotada de carris UIC54 (Figura 4.16), como seu centro de gravidade (C.G.C.) se encontra sensivelmente a 0,075 m da sua base posicionou-se o C.G.C. 0,426 m acima do C.G.T.. Tendo em conta a distância referida entre o centro de gravidade do carril e a sua base, posicionaram-se os elementos de fixação/palmilhas à cota + 0,351 m.

O centro de gravidade da travessa (C.G.t.) situa-se a 0,104 m da face inferior da mesma. A interface travessa-balastro foi simulada no modelo à cota do C.G.t., a 0,279 m do centro de gravidade do tabuleiro.

O C.G.T. dista 0,603 m da face inferior do tabuleiro e o centro de rotação dos aparelhos de apoio (C.R.A.) está posicionado 0,085 m abaixo da mesma face, tendo o mesmo sido modelado 0,688 m abaixo do C.G.T.

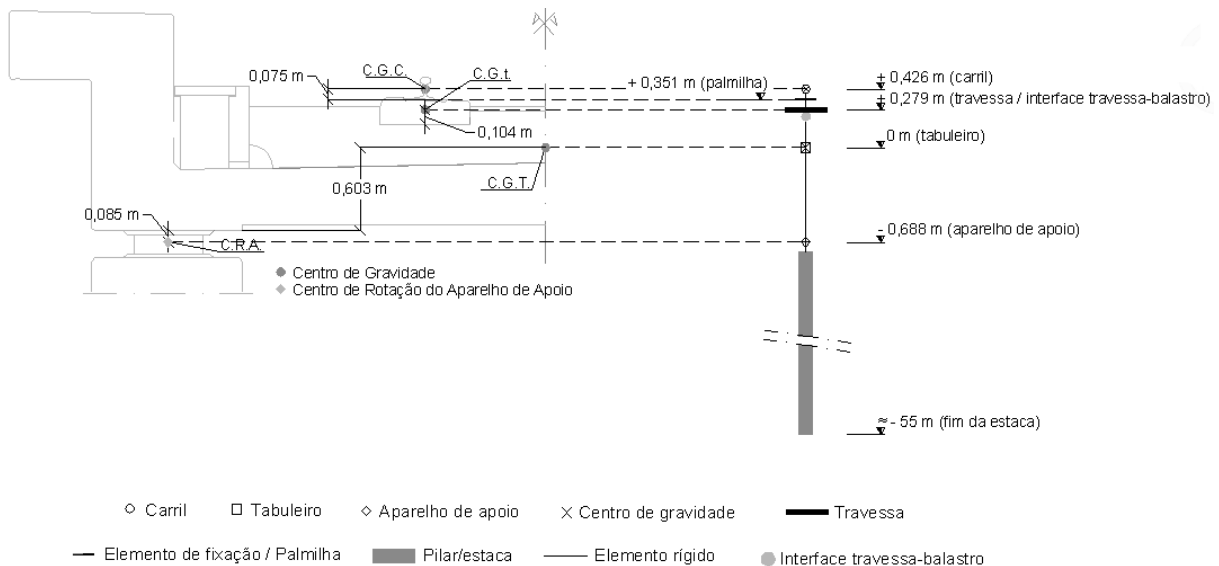


Figura 4.14 – Posicionamento dos elementos nos respetivos centros de gravidade.

Para além do posicionamento relativo entre elementos, na Figura 4.14 podem observar-se os elementos de ligação entre os mesmos.

O carril foi discretizado longitudinalmente através de elementos de viga tendo sido dispostos com espaçamento de 0,60 m entre os mesmos (Figura 4.15). A adoção deste espaçamento deve-se ao espaçamento longitudinal entre travessas corresponder a 0,60 m.

A ligação entre o carril e os elementos de fixação do mesmo é estabelecida através de elementos viga rígidos. Os elementos de fixação discretizados através de elementos mola com rigidezes vertical, horizontal e rotacional elevadas foram ligados à interface travessa-balastro também com elementos de elevada rigidez.

A zona da interface é constituída por elementos mola com comportamento não-linear e a partir destes elementos foram igualmente dispostas ligações rígidas até ao centro de gravidade do tabuleiro. De modo semelhante à modelação do carril, o tabuleiro foi também discretizado através de elementos de viga.

A partir do C.G.T. também se procedeu à ligação entre este e o centro de rotação dos aparelhos de apoio com elementos rígidos. Abaixo do C.R.A. foram discretizados os pilares-estaca em elementos de viga verticais.

A Figura 4.15 representa em esquema a discretização longitudinal dos elementos da via, do tabuleiro, do pilar-estaca e respetivo aparelho de apoio (Figura 4.15 a)), bem como um pormenor do modelo numérico representativo da mesma situação (Figura 4.15 b)).

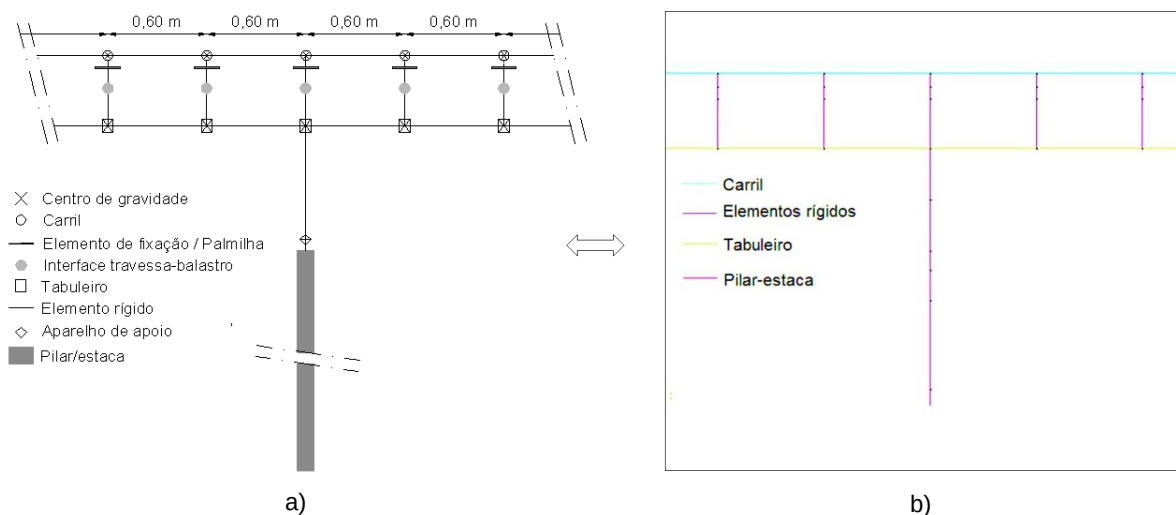


Figura 4.15 – Disposição longitudinal dos elementos da via e da estrutura: a) representação esquemática; b) pormenor do modelo numérico.

Nas secções seguintes serão descritas em pormenor as características geométricas e mecânicas de todos os elementos que compõem o sistema via-estrutura e referidos aspetos importantes acerca da modelação desses elementos no programa ANSYS 14.0.

4.5.2. MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS PERTENCENTES AO SISTEMA VIA-ESTRUTURA

4.5.2.1. Modelação do carril

Os carris da via ferroviária em estudo são do tipo UIC54 cuja sua secção transversal se encontra representada na Figura 4.16.

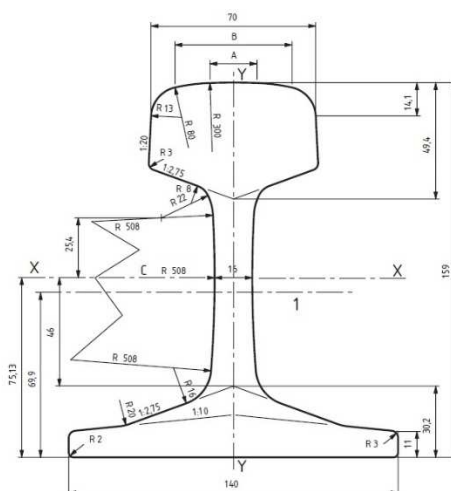


Figura 4.16 – Secção transversal do carril UIC54 (EN 13674-1, 2002).

No Quadro 4.2 são também apresentadas as características mecânicas do carril e as propriedades do material que o constitui. Tendo sido o carril modelado através de elementos BEAM3 (apresentados e descritos na secção 3.4.1.), as características apresentadas nesse quadro são as mais relevantes para essa mesma modelação.

Quadro 4.2 – Características da secção e do material do carril.

Secção	Área, A	$69,34 \times 10^{-4}$	m^2
	Inércia segundo xx, I_{xx}	$2337,9 \times 10^{-8}$	m^4
Material	Módulo de elasticidade, E	210×10^6	kPa
	Coeficiente de Poisson, ν	0,30	-
	Coeficiente de dilatação térmica, α	$1,15 \times 10^{-5}$	$/^{\circ}\text{C}$
	Massa volúmica, ρ	7850	kg/m^3

Visto o modelo numérico ser bidimensional, as características mecânicas da secção do carril (área e inércia) introduzidas nos elementos BEAM3 correspondem às características de dois carris, ou seja, duas vezes maior do que os valores apresentados no Quadro 4.2.

Devido ao trecho de via em análise ser composto por aparelhos de dilatação de via houve necessidade de interromper a continuidade do carril para simular o efeito provocado pela presença dos AD's. Essa simulação no modelo numérico pode-se observar na Figura 4.17.

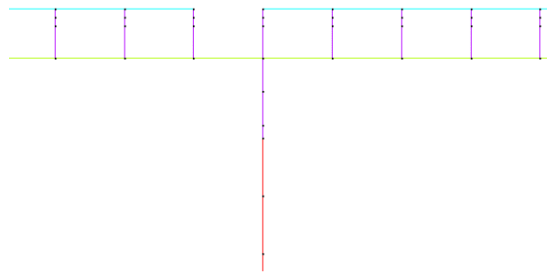


Figura 4.17 – Simulação do aparelho de dilatação na zona entre os pilares P137 e P138.

4.5.2.2. Modelação dos elementos de ligação

A discretização destes elementos foi realizada com elementos BEAM3 introduzindo nos mesmos elevadas características mecânicas (Quadro 4.3).

Quadro 4.3 – Características da secção e do material dos elementos de ligação.

Secção	Área, A	25×2	m^2
	Inércia segundo xx, I_{xx}	$52,08 \times 2$	m^4
Material	Módulo de elasticidade, E	1×10^8	kPa
	Coeficiente de Poisson, ν	0,35	-

A definição das características acima apresentadas foi definida através de um processo iterativo semelhante ao realizado nas validações dos casos da UIC-774-3-R (2001). Com base no trabalho

desenvolvido por Delgado (2013), iniciou-se o processo introduzindo nestes elementos as características de uma secção quadrada de $5,00 \times 5,00 \text{ m}^2$ e um módulo de elasticidade de $1 \times 10^{10} \text{ GPa}$.

As características iniciais do processo iterativo resultaram em problemas de convergência da solução numérica, tendo sido necessário proceder-se a ajustes até ao modelo ficar calibrado. Após concluído o processo definiram-se os valores apresentados no Quadro 4.3.

4.5.2.3. Modelação das palmilhas e elementos de fixação dos carris

A modelação dos elementos de fixação dos carris às travessas foi realizada com recurso a elementos COMBIN14 (apresentados e descritos na secção 3.4.1.). Não estando previstos quaisquer deslocamentos relativos nas direcções vertical e longitudinal entre o carril e a travessa, foram introduzidas duas molas com rigidezes elevadas ($1 \times 10^{10} \text{ kN/m}$) para simular essas duas direcções.

Para além das molas acima referidas, e de modo semelhante ao considerado nos estudos desenvolvidos pela ERRI-D202/RP11 (1999), foi também introduzida uma terceira com rigidez rotacional de 150 kN.m/rad por metro de via. No elemento COMBIN14 que simula essa rigidez foi introduzido o valor de 90 kN.m/rad , valor que corresponde a uma rigidez rotacional por $0,60 \text{ m}$ de via ($150 \times 0,60$), tendo em conta também o facto de se pretender simular a rigidez de fixação de dois carris.

4.5.2.4. Modelação da interface travessa-balastro

A definição do comportamento longitudinal da via teve como base os pressupostos aplicados nos modelos numéricos dos casos da ficha UIC-774-3-R (2001). O método descrito na secção 3.4.1. responde à necessidade de criar a interface travessa-balastro com capacidade de simular a resistência longitudinal da via descarregada e carregada quando a mesma se encontra sob ação do tráfego ferroviário.

Deste modo, a interface foi discretizada combinando elementos COMBIN40 e CONTAC12 pertencentes à biblioteca do ANSYS 14.0 e que se encontram também descritos na secção 3.4.1.. O espaçamento entre os elementos consecutivos da interface é de $0,60 \text{ m}$ como se verifica na Figura 4.15. No entanto, à que ter em consideração que como se procedeu à combinação de elementos COMBIN40 e CONTAC12 o afastamento entre elementos do mesmo tipo é de $1,20 \text{ m}$.

A resistência longitudinal da via descarregada foi simulada por elementos COMBIN40 tendo em conta o comportamento não-linear representado na Figura 3.9. Assim, sendo a rigidez longitudinal por metro de via o valor resultante da relação k/u_0 , a rigidez $K1$ da mola corresponde a $20 \times 1,20 / 0,002 = 12000 \text{ kN/m}$. A força limite FSLIDE também introduzida na mola é de $20 \times 1,20 = 24 \text{ kN}$.

A par dos elementos COMBIN40 acima referidos foram também introduzidos elementos COMBIN40 para simular a rigidez vertical da via. A estes últimos, e tendo em conta mais uma vez os estudos desenvolvidos pela ERRI-D202/RP11 (1999) e o facto do afastamento entre travessas da presente via ser de $0,60 \text{ m}$, foi adotada uma rigidez vertical $K1 = 70000 \times 0,60 = 42000 \text{ kN/m}$.

Os elementos CONTAC12 combinados com os elementos COMBIN40 acima referidos têm o objetivo de conferir uma resistência longitudinal total de 60 kN/m quando a mesma se encontra carregada. Para que tal seja possível, os elementos CONTAC12 necessitam de conferir um aumento de resistência de 40 kN/m à via. A estes elementos foi atribuído um coeficiente de atrito $\mu = 1$, uma rigidez KS com o valor de $1,2 \times 10^6 \text{ kN/m}$ (utilizada no trabalho desenvolvido por Delgado (2013)) e uma rigidez vertical elevada

correspondente a $KN = 1,2 \times 10^9$ kN/m. Para além destas características, aos elementos CONTAC12 ainda se introduzir uma pequena abertura entre os nós I e J do elemento (ver Figura 3.10).

4.5.2.5. Modelação do tabuleiro e das almofadas de neoprene

O viaduto Poente apresenta três tipos de secção de tabuleiros:

- Secção corrente (Figura 4.18 a));
- Secção na zona das juntas de dilatação dos tabuleiros (Figura 4.18 b));
- Secção junto ao encontro E2 (Figura 4.18 c)).

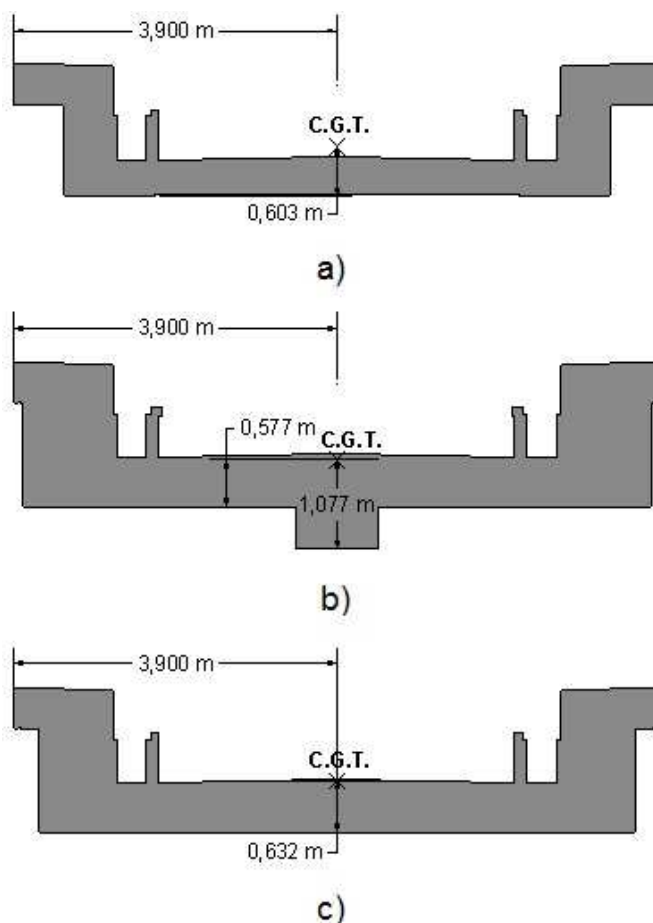


Figura 4.18 – Secções do tabuleiro: a) secção corrente; b) secção na zona das juntas de dilatação do tabuleiro; c) secção na zona do encontro E2 (adaptado de REFER, 2005).

O tabuleiro foi concebido com betão C35/45. Seguidamente são apresentadas as características geométricas das secções do tabuleiro e as características do material do mesmo no Quadro 4.4 e no Quadro 4.5, respetivamente. Tendo sido modelado o tabuleiro através de elementos BEAM3, as características que se apresentam são as de maior relevância no que diz respeito aos aspetos de modelação destes elementos.

Quadro 4.4 – Características das secções do tabuleiro.

Parâmetro	Secção corrente	Secção na zona das juntas	Secção junto ao encontro E2
Área, A [m ²]	5,05	8,05	7,04
Inércia segundo xx, I_{xx} [m ⁴]	1,14	2,13	1,69

Quadro 4.5 – Características do material do tabuleiro.

Módulo de elasticidade, E	34×10^6	kPa
Coeficiente de Poisson, ν	0,20	-
Coeficiente de dilatação térmica, α	1×10^{-5}	/°C
Massa volúmica, ρ	3188,53	kg/m ³

Note-se que o valor assumido para a massa volúmica apresentada no Quadro 4.5 corresponde às massas volúmicas do betão do tabuleiro, do balastro e das restantes cargas permanentes.

O recurso à secção representada na Figura 4.18 b) deveu-se ao facto de na zona entre juntas de dilatação dos tabuleiros terem sido aplicados ligadores hidráulicos. Assim, o reforço da secção nessa zona foi estritamente necessário para garantir um bom comportamento estrutural. Este tipo de secção foi disposto em 2,70 m em ambas as extremidade de cada troço de viaduto. A secção do tabuleiro na zona do encontro E2 também foi reforçada e foi modelada com 1 m de extensão.

Entre extremidades de troços consecutivos (zona de juntas de dilatação de tabuleiros) procedeu-se à interrupção dos elementos que simulam o tabuleiro e foram introduzidos elementos COMBIN14 com o objetivo de simular a ligação entre troços de tabuleiro conferida pelas almofadas de neoprene (ver Figura 4.11). Apesar das almofadas assumirem rigidezes normal, longitudinal/tangencial e rotacional, como o modelo numérico é bidimensional só é relevante a análise da sua rigidez longitudinal. Assim, e tendo em consideração o trabalho desenvolvido por Delgado (2013), foi introduzida uma rigidez longitudinal à mola correspondente às duas almofadas de neoprene existentes nas juntas de dilatação, ou seja, $3000 \times 2 = 6000$ kN/m. Na Figura 4.19 pode observar-se a discretização da zona da junta de dilatação do tabuleiro no modelo numérico.

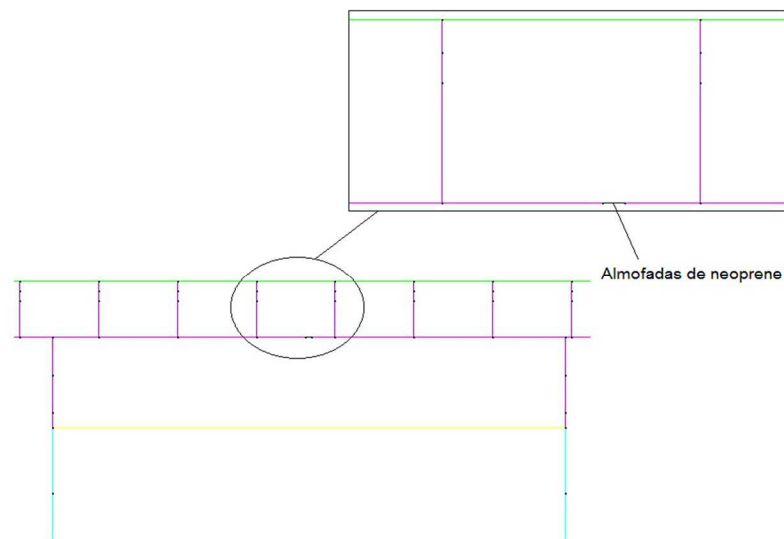


Figura 4.19 – Pormenor da modelação das almofadas de neoprene entre troços de tabuleiro.

4.5.2.6. Modelação dos aparelhos de apoio

Como descrito na secção 4.3., existem dois tipos de aparelhos de apoio que foram inseridos no sistema de apoio do viaduto Poente: aparelhos de apoio fixos (Figura 4.9 a)) e aparelhos de apoio móveis (Figura 4.9 b)). Os primeiros apresentam-se ao longo do desenvolvimento do viaduto sobre os respetivos pilares-estaca e os segundos localizam-se no encontro E2.

Os aparelhos de apoio fixos foram modelados através de elementos COMBIN14. Estes foram introduzidos com rigidezes vertical e horizontal muito elevadas de maneira a que os movimentos nessas direções sejam impedidos, permitindo apenas rotações em torno dos seus centros de rotação. Assim sendo, foram introduzidos dois elementos COMBIN14 por aparelho apoio, em que um simula a rigidez vertical e o outro a rigidez na direção longitudinal. Os valores considerados para as rigidezes dos dois elementos foram de $1 \times 10^{10} \times 2 = 2 \times 10^{10}$ kN/m (tendo em conta que o modelo numérico é bidimensional e existem dois aparelhos de apoio por cada alinhamento transversal de pilares-estaca).

No caso dos aparelhos de apoio de apoio móveis do encontro E2, estes foram modelados com elementos CONTAC12 pois, como estes aparelhos são dotados de um coeficiente de atrito de aproximadamente 2% (referido na secção 4.3.), os elementos referidos são os que melhor simulam o seu comportamento. A estes elementos foi introduzida uma rigidez vertical muito elevada e igual à introduzida nos aparelhos de apoio fixos (2×10^{10} kN/m); foi também inserida uma rigidez longitudinal KS correspondente a $1 \times 10^5 \times 2 = 2 \times 10^5$ kN/m (tendo em conta que o modelo numérico é bidimensional e o encontro E2 é dotado de dois aparelhos de apoio).

As Figura 4.20 e Figura 4.21 representam, respetivamente, o pormenor da modelação dos aparelhos de apoio sobre os pilares-estaca e sobre o encontro E2.

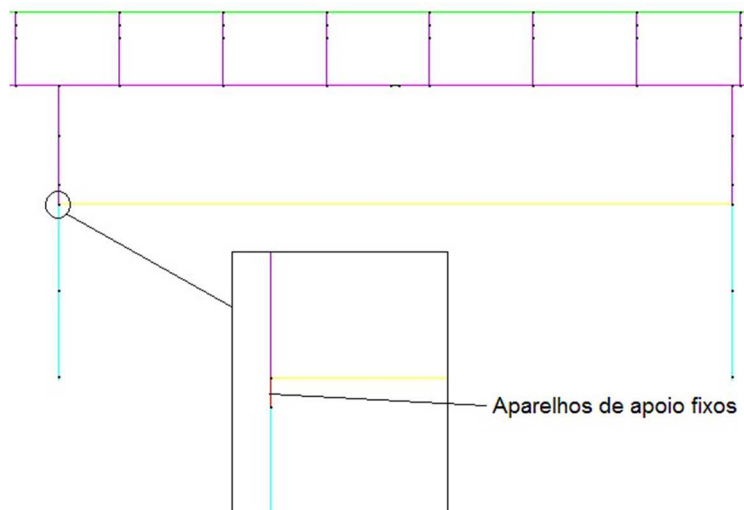


Figura 4.20 – Pormenor da modelação dos aparelhos de apoio fixos sobre os pilares-estaca.

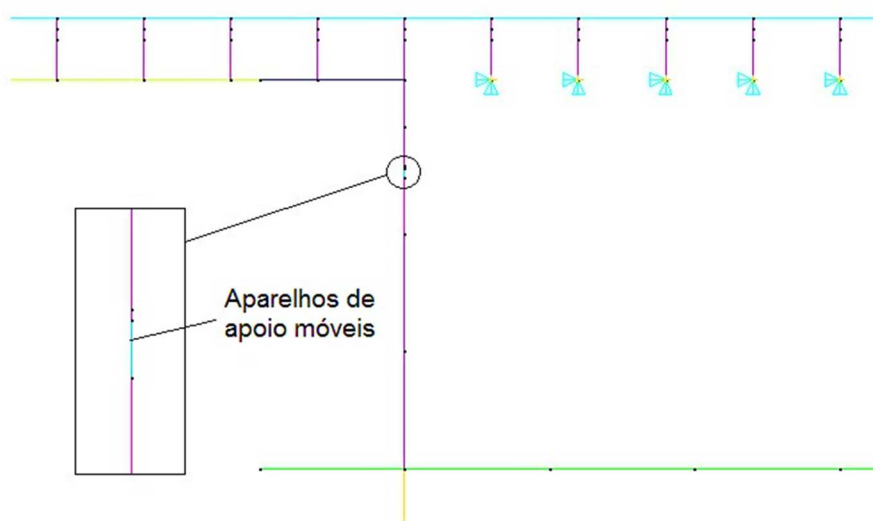


Figura 4.21 – Pormenor da modelação dos aparelhos de apoio móveis sobre o encontro E2.

4.5.2.7. Modelação dos pilares-estaca

Os pilares-estaca foram modelados através de elementos BEAM3 e a sua discretização foi realizada com espaçamento de 0,50 m entre elementos perfazendo um comprimento total de 30 m. Apesar do comprimento dos pilares-estaca variar entre 40 e 50 m, a partir do estudo realizado por Delgado (2013) foi possível concluir que a modelação das estacas com 30 m de comprimento não apresenta diferenças significativas face à modelação de estacas com 40 ou 50 m, tornando assim o processo de cálculo mais rápido devido à redução do número de variáveis. O espaçamento adotado entre elementos teve em conta a necessidade de modelar a interação estaca-solo de fundação que mais à frente será apresentada.

Os pilares-estaca são definidos por uma secção circular de 1,10 m de diâmetro e foram concebidos com betão C30/37. No Quadro 4.6 são apresentadas as características mecânicas e as propriedades do material dos pilares-estaca.

Quadro 4.6 – Características da secção e do material dos pilares-estaca.

Secção	Área, A	95×10^{-2}	m^2
	Inércia segundo xx, I_{xx}	$718,69 \times 10^{-4}$	m^4
Material	Módulo de elasticidade, E	33×10^6	kPa
	Coeficiente de Poisson, ν	0,30	-
	Coeficiente de dilatação térmica, α	1×10^{-5}	$/^{\circ}\text{C}$
	Massa volúmica, ρ	2500	kg/m^3

As características da secção acima apresentadas referem-se a um pilar-estaca. Visto o modelo numérico ser um modelo bidimensional, a área e inércia introduzidas nos elementos BEAM3 correspondem a valores duas vezes superiores aos apresentados no Quadro 4.6.

4.5.2.8. Modelação dos ligadores hidráulicos

A introdução dos ligadores hidráulicos tem como objetivo controlar os níveis de segurança da via e da estrutura quando sobre estas atuam ações rápidas como é o caso da frenagem dos comboios. Estes elementos foram modelados através de elementos COMBIN14 tendo sido introduzida uma rigidez axial elevada (2×10^{10} kN/m). Na Figura 4.22 pode observa-se em pormenor a modelação de um ligador hidráulico do viaduto.

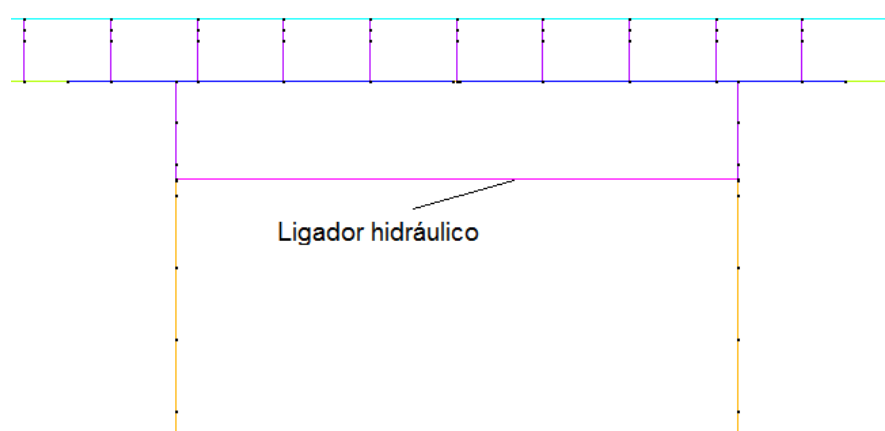


Figura 4.22 – Pormenor da modelação do ligador hidráulico na zona entre juntas de dilatação dos tabuleiros.

4.5.2.9. Modelação do encontro E2

O encontro E2 foi modelado através de elementos de viga. Na discretização destes elementos tiveram-se em conta as características geométricas do encontro, pilares, maciços de encabeçamento e respetivas estacas. Todos estes elementos foram concebidos em betão C30/37, tendo este material as mesmas propriedades que as apresentadas no Quadro 4.6.

A Figura 4.23 representa em planta o encontro E2 bem como os cortes 1-1 e 2-2 assinalados na Figura 4.23 a).

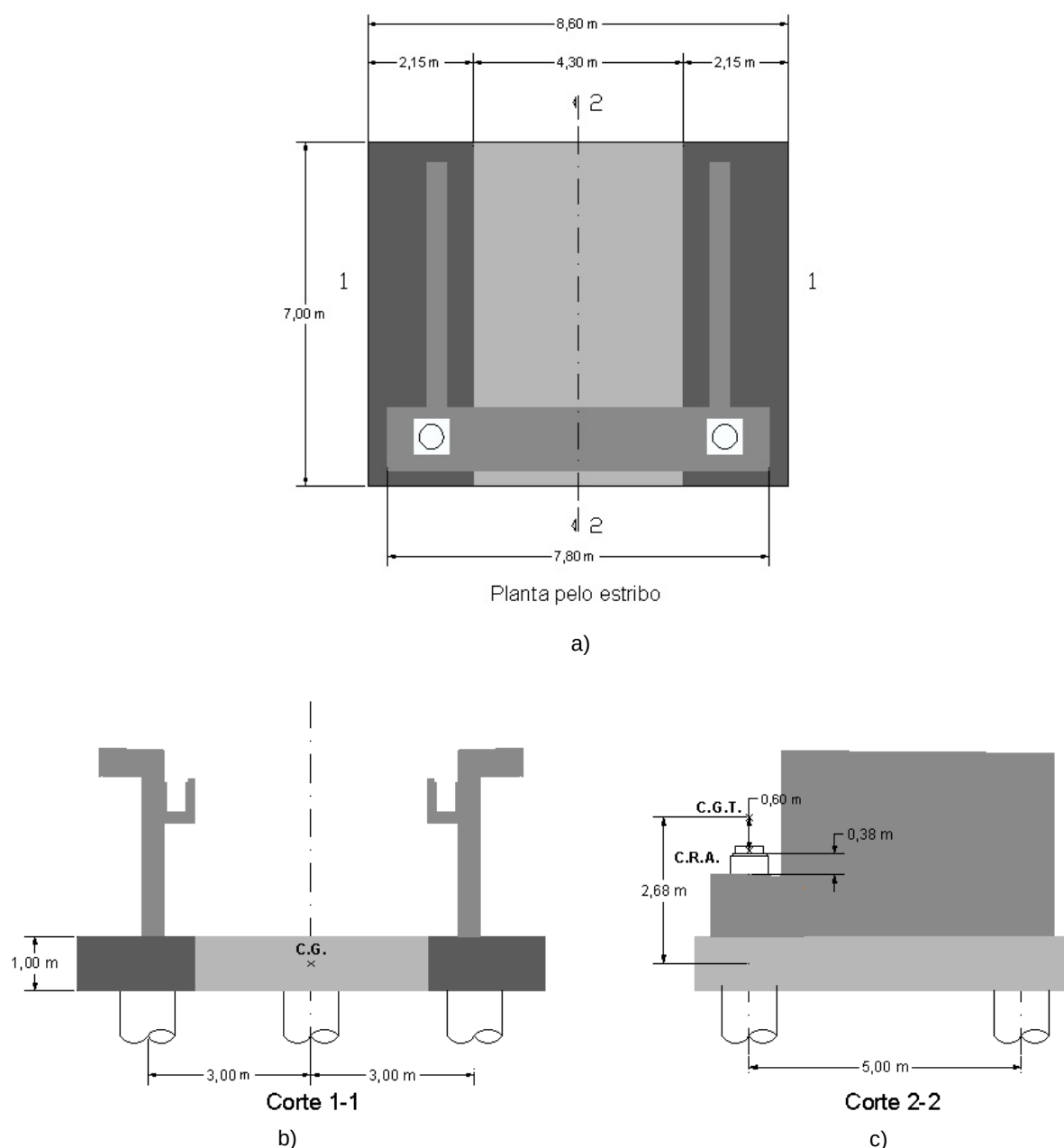


Figura 4.23 – Geometria do encontro E2: a) planta pelo estribo; b) corte 1-1; c) corte 2-2.

Como se observa na Figura 4.23 c), os centros de rotação dos aparelhos de apoio móveis (C.R.A.) localizam-se 0,60 m abaixo do centro de gravidade do tabuleiro (C.G.T.). Sobre os referidos aparelhos de apoio encontram-se pilares com secção quadrada de $0,70 \times 0,70 \text{ m}^2$ ($A = 2 \times 49 \times 10^{-2} \text{ m}^2$ e $I_{xx} = 2 \times 200,08 \times 10^{-4} \text{ m}^4$, valores correspondentes a dois pilares) e com 0,38 m de altura, tendo sido modelados através de elementos BEAM3.

A modelação dos muros de testa e de alas não foi considerada na presente modelação pois, admite-se que o encontro tem elevada rigidez e que, modelando a união do maciço de encabeçamento das estacas à estrutura que apoia sobre o mesmo através de elementos de elevada rigidez, este confere um comportamento satisfatório (Delgado, 2013).

No modelo numérico foi simulado o maciço de encabeçamento global do encontro com elementos BEAM3. Assim, as características geométricas introduzidas nos elementos de viga foram as correspondentes a uma viga com secção $8,60 \times 1,00 \text{ m}^2$, ou seja $A = 8,60 \text{ m}^2$ e $I_{xx} = 7166,67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$.

As estacas do encontro foram discretizadas em elementos BEAM3 de forma análoga à descrita na secção 4.5.2.7.. Estas estacas têm um diâmetro de 1,00 m logo, foram introduzidos nos elementos as seguintes propriedades mecânicas: $A = 2 \times 78,54 \times 10^{-2} \text{ m}^2$ e $I = 2 \times 490,87 \times 10^{-4} \text{ m}^4$.

Na Figura 4.13 encontra-se representado um pormenor da modelação da zona do encontro E2.

4.5.2.10. Modelação da interação estaca-solo de fundação

O facto da zona de implantação da obra ser constituída por um solo de fundação muito deformável, constituído em grande parte por iodoss e areias compressíveis, justifica que sejam realizadas análises de sensibilidade com o intuito de conhecer o comportamento de interação entre a estrutura e o maciço envolvente.

Deste modo, no que diz respeito à modelação do comportamento verificado entre a estaca e o solo de fundação existe necessidade de determinar os coeficientes de reação do solo. Esses coeficientes foram investigados e determinados no trabalho desenvolvido por Delgado (2013) que teve como base as características do solo de fundação estimadas a partir das sondagens geotécnicas e a definição do tipo de solo ao longo do desenvolvimento longitudinal do viaduto e em profundidade. Após definidos os tipos de solo, Delgado (2013) procedeu à determinação dos coeficientes de reação do solo através de uma metodologia analítica descrita no mesmo trabalho. No Quadro 4.7 encontra-se representada a distribuição dos coeficientes de reação do solo para várias camadas do perfil geotécnico do solo de fundação do viaduto Poente.

Quadro 4.7 – Divisão do perfil geotécnico em diferentes camadas com coeficientes de reação iguais (Delgado, 2013).

prof.	P 135	P 136	P 137	P 138	P 139	P 139	P 140	P 141	P 142	P 143	P 143	P 144	P 145	P 146	P 147	P 147	P 148	P 149	P 150	P 151	P 151	P 152	P 153	P 154	P 155	P 155	P 156	P 157	P 158	E2
1																														
2																														
3																														
4	9	9	9	9	9	9	8	6	6	9	9	8	9	9	9	8	9	12	12	12	12	12	12	7	7	7	7	7	7	7
5	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh21	kh76	kh45	kh45	kh45	kh45	kh45	kh45	kh45
6							1	3	3			1				1														
7							kh22	kh61	kh29			kh29				kh36														
8																														
9																														
10	2	2	2	2	1	1	2	2	1	4	4	4	5	1	4	4	7							3	1	1		10	10	
11	kh22	kh22	kh22	kh22	kh21	kh21	kh22	kh61	kh29	kh29	kh29	kh68	kh21		kh36	kh36	kh36							kh45	kh45	kh45		kh81	kh81	
12					3	3	1	2	5	6	6	5	5	5																
13	4	5	5	5	kh22	kh22	kh30	kh30	kh30	kh30	kh30	kh30	kh69	kh36				3	6	6	4	1		kh77	kh46	kh46	kh46			
14	kh23	kh23	kh23	kh23	5	5	4	3	2						21	21	18													
15					kh23	kh23	kh23	kh23	kh23	8	8	7	4	6	kh37	kh37	kh37													
16	3	4	3	2	3	3	2	3	7	kh31	kh31	kh31	kh31	kh69				kh73	kh40	kh40	kh40	kh40	kh77	5	17	17	13			
17	kh24	kh24	kh24	kh24	kh24	kh24	kh24	kh62	kh31			2	4	6				4	2					kh47	kh47	kh47	kh47			
18												kh32	kh70	kh70				kh37	kh37											
19																														
20	7	5	6	7	3	3	6	5																						
21	kh25	kh25	kh25	kh25	kh25	kh25	kh25	kh63																						
22																														
23																														
24																														
25																														
26	5	4	2		2	2		6	6	5	5	5	6					10	6			2	2							
27	kh25	kh25	kh25		kh25	kh25		kh64	kh32	kh32	kh32	kh32	kh70					kh37	kh37			kh40	kh77							
28																														
29																														
30	5	6	8	7	8	8	7	4	5	5	5	5	4	10																
31	kh26	kh26	kh26	kh26	kh26	kh26	kh26	kh65	kh33	kh33	kh33	kh33	kh33	kh70																
32					3	1	1	4	1																					
33					kh27	kh27	kh27	kh66																						
34																														
35																														
36																														
37		1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	1	2	1	2	2	1													
38		kh27	kh27	kh27	kh27	kh27	kh27	kh66	kh34	kh34	kh34	kh34	kh71	kh71	kh38	kh38	kh38													
39																														
40	7	6	6	6	6	6	6	5	5	5	5	6	5	6	6	6	6													
41	kh28	kh28	kh28	kh28	kh28	kh28	kh28	kh67	kh35	kh35	kh35	kh35	kh72	kh39	kh39	kh39	kh39													
42																														
43																														
44																														
45																														
46																														
47																														
48																														

Camada C₁ C₂ C₃ C₄ C₅ C₆ C₇ C₈ C₉ C₁₀ C₁₁ C₁₂

Como se verifica no Quadro 4.7, cada camada é constituída por várias repetições de diferentes coeficientes de reação do solo. Para cada coeficiente existe um valor mínimo e máximo. Delgado (2013) procedeu à avaliação de diferentes cenários com o objetivo de atribuir a cada camada um determinado

coeficiente de reação. Nesta avaliação foram tidos em conta os valores máximos em três cenários e os valores mínimos em outros três.

De entre os cenários analisados por Delgado (2013), no presente trabalho foram adotados os valores correspondentes ao cenário em que se realizou a média dos valores máximos dos coeficientes de reação de cada camada (K_h MMAX). Esses valores são apresentados no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Coeficientes de reação do solo introduzidos no modelo numérico para simulação da interação estaca-solo de fundação (adaptado de Delgado, 2013).

Camada	K_h MMAX (kN/m)
C ₁	$8,2173 \times 10^4$
C ₂	$2,3885 \times 10^5$
C ₃	$2,6692 \times 10^5$
C ₄	$7,7182 \times 10^5$
C ₅	$3,3111 \times 10^5$
C ₆	$2,1721 \times 10^4$
C ₇	$3,3111 \times 10^5$
C ₈	$3,3111 \times 10^5$
C ₉	$6,5781 \times 10^5$
C ₁₀	$1,0494 \times 10^4$
C ₁₁	$3,1749 \times 10^5$
C ₁₂	$3,1749 \times 10^5$

Em termos de aspetos de modelação, os coeficientes de reação foram simulados através de elementos COMBIN14 aplicados na direção longitudinal e com afastamento de 0,50 m entre os mesmos. A estes foram introduzidos os valores apresentados no Quadro 4.8 e aplicados sobre os pilares-estaca tendo em conta a disposição das camadas do Quadro 4.7. Os valores referidos foram também multiplicados por dois devido à necessidade de se considerar a influência do solo na parte da frente e detrás da estaca (Santos, 2008) e, também, novamente multiplicados por dois devido ao modelo ser bidimensional e por alinhamento transversal de estacas existirem duas das mesmas. Não estando previstos assentamentos das estacas, nas suas extremidades foram colocados apoios verticais.

A Figura 4.24 representa um pormenor da discretização dos elementos que simulam a interação estaca-solo de fundação.

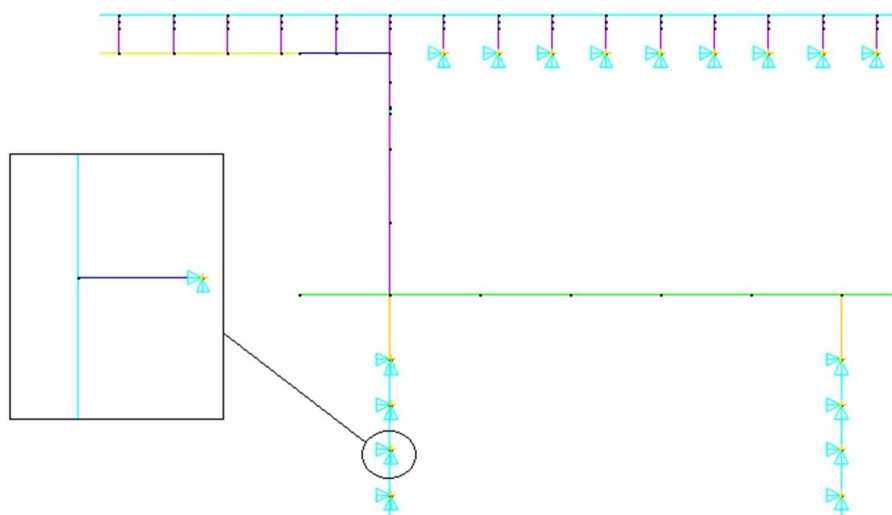


Figura 4.24 – Pormenor da modelação da interação estaca-solo de fundação.

No capítulo seguinte são apresentados os estudos paramétricos desenvolvidos sobre o viaduto Poente.

5

ESTUDOS PARAMÉTRICOS DOS EFEITOS DE INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA NO VIADUTO POENTE DE ACESSO À PONTE DAS PIRÂMIDES

5.1. ENQUADRAMENTO

O presente capítulo pretende descrever os estudos paramétricos realizados em torno do viaduto Poente de acesso à ponte da Pirâmides. Estes estudos tiveram como objetivos principais a variação de determinados parâmetros do sistema via-estrutura e posterior avaliação da influência que essas mesmas variações têm sobre os efeitos de interação resultantes.

Em primeiro lugar, procedeu-se à modelação do trecho do viaduto Poente descrito no capítulo 4 no programa de cálculo ANSYS 14.0. Sobre o modelo foram aplicadas as ações da sobrecarga e frenagem do comboio bem como as ações da variação de temperatura no carril e no tabuleiro.

Antes de se terem iniciado os estudos paramétricos, procedeu-se à avaliação do comportamento do modelo numérico face às condições de carregamento impostas. O programa ANSYS 14.0 é uma ferramenta poderosa e complexa, sendo a sua calibração um processo que deve requerer alguma atenção. A realização de uma análise crítica inicial sobre o comportamento que o modelo apresenta foi essencial para verificar a necessidade de calibração do modelo e verificação de possíveis erros na introdução de dados. Os ajustes devem ser tais que se consiga criar um modelo em que o seu comportamento final se aproxime do comportamento real do trecho de viaduto em análise.

Para além da avaliação do comportamento do modelo numérico este foi confrontado com o modelo tridimensional do mesmo viaduto desenvolvido por Delgado (2013) no seu trabalho de investigação.

Os estudos paramétricos desenvolvidos envolveram os seguintes aspetos:

- Variação das características geométricas do sistema via-tabuleiro;
- Variação das características da via;
- Variação da rigidez dos pilares-estaca;
- Análise da influência da exclusão dos AD's nos efeitos de interação;
- Influência da configuração longitudinal do viaduto nos efeitos de interação;
- Avaliação dos efeitos de interação para diferentes temperaturas no carril e no tabuleiro;
- Análise dos cenários críticos.

Nas secções seguintes serão descritas em detalhe as ações variáveis consideradas, os aspetos relativos a cada análise paramétrica realizada, os resultados obtidos e comentários sobre os mesmos.

5.2. MODELO NUMÉRICO BASE

5.2.1. CONSIDERAÇÃO GERAIS

Todos os estudos desenvolvidos tiveram como ponto de partida o modelo numérico base (MNB). O MNB é o modelo geral do trecho de viaduto que se pretende estudar.

Como referido anteriormente, inicialmente realizou-se um processo de análise e calibração do MNB para posteriormente se proceder aos estudos paramétricos com maior confiança nos resultados que o modelo possa apresentar.

Visto que na via ferroviária em estudo foram introduzidos AD's, sobre o modelo foram aplicadas as variações de temperatura no carril e no tabuleiro de +55 °C e +35 °C, respetivamente. A consideração inicial destas temperaturas baseou-se no facto da ficha UIC-774-3-R (2001) considerar um limite máximo de ± 20 °C para a diferença de temperatura entre o carril e o tabuleiro nos casos em que existam AD's.

No que diz respeito ao carregamento ferroviário, o comboio utilizado corresponde a um comboio corrente de mercadorias que circula no ramal ferroviário em estudo. Assim sendo, foi simulado no modelo numérico um comboio com 310,20 m de extensão, sendo constituído por uma locomotiva e por 14 vagões.

A locomotiva utilizada é uma locomotiva a diesel do tipo LD 844 C com as características geométricas apresentadas na Figura 5.1. Este veículo descarrega sensivelmente 155 kN (15,9 t) por eixo dianteiro e 160 kN (16,3 t) por eixo traseiro.

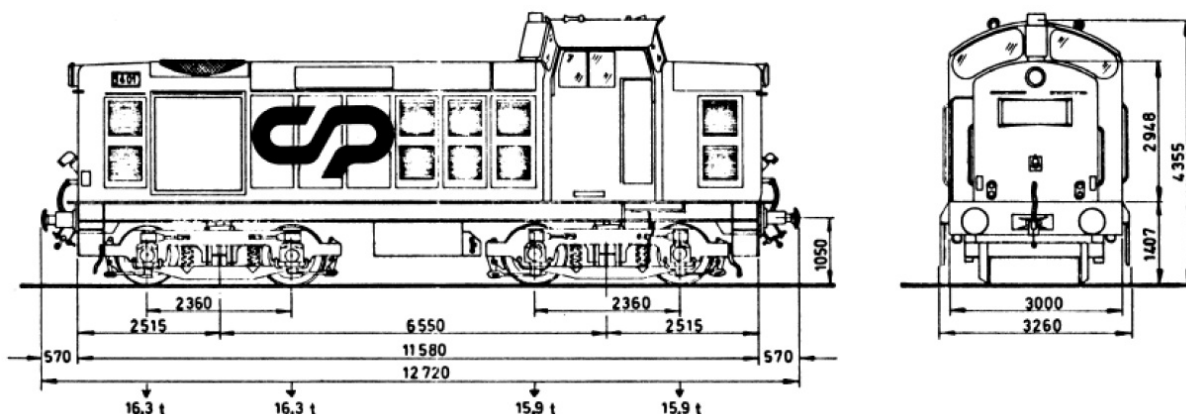


Figura 5.1 – Locomotiva a diesel do tipo LD 844 C.

No caso dos vagões estes são do tipo 8194 383 2013-0 cujas suas características geométricas são detalhadas na Figura 5.2. De acordo com a ficha técnica do respetivo vagão este tem uma carga máxima de 567,94 kN, tendo sido aplicada uma carga de 142 kN por eixo.

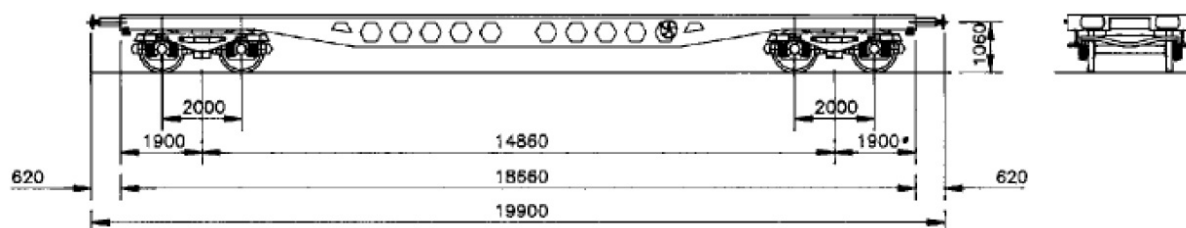


Figura 5.2 – Vagão do tipo 8194 383 2013-0.

No modelo numérico foi aplicada a totalidade da carga por eixo na simulação da locomotiva e dos vagões, visto que se trata de um modelo bidimensional desenvolvido tendo em consideração as características globais. O mesmo se aplica para o caso da ação da frenagem, tendo sido aplicada uma ação de 60 kN por eixo perfazendo um valor máximo de 3600 kN ($60 \times \Sigma$ eixos da composição).

As ações do comboio foram introduzidas sobre o viaduto até à zona sobre o encontro E2, tendo sido aplicadas de forma a simular o movimento do comboio nesse mesmo sentido (Figura 5.3). Esta simulação é semelhante à realizada na validação do caso E1-3 da ficha UIC-774-3-R (2001) apresentado no capítulo 3. Ainda acerca do posicionamento da ação do comboio, foi adotado o pressuposto acima referido com o intuito de maximizar os efeitos de interação na zona do encontro E2. Visto que o encontro tem aparelhos de apoio móveis, estes permitem maiores deslocamentos relativos entre a via e o tabuleiro e, consequentemente, o aumento dos efeitos de interação via-estrutura.

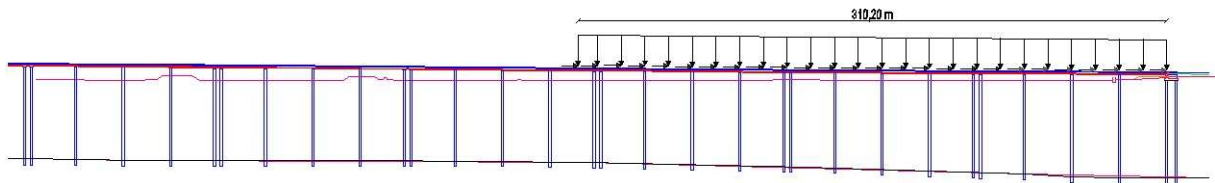


Figura 5.3 – Pormenor do posicionamento do ação do comboio no modelo numérico do viaduto.

Relativamente à solução numérica, foram desenvolvidas diferentes análises: análise com a aplicação isolada das diferentes ações (designada por **Análise Isolada**) e análise com aplicação dos carregamentos globais (designada por **Análise Global**). O desenvolvimento destas diferentes análises permite que se possam avaliar os efeitos desenvolvidos por cada ação, tendo-se a perceção da contribuição que a mesma tem sobre os efeitos globais bem como a avaliação dos efeitos globais causados pela ação conjunta dos diferentes carregamentos.

A análise global foi definida a partir do encadeamento faseado das ações. No início do cálculo procedeu-se à desativação dos ligadores hidráulicos para aplicação da ação vertical do comboio e, antes da fase de aplicação da frenagem, reativaram-se os ligadores de maneira a ser contabilizado o seu contributo face a esta ação rápida. Após cálculo dos efeitos induzidos pela ação do comboio, os ligadores foram novamente desativados para se proceder à aplicação da variação da temperatura no carril e no tabuleiro. No entanto, antes dessa aplicação foram introduzidas forças horizontais nas zonas dos ligadores iguais às reações por eles desenvolvidas devido à ação da frenagem. Deste modo, os efeitos globais puderam ser devidamente contabilizados ao longo da aplicação dos vários carregamentos.

5.2.2. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DO MODELO NUMÉRICO DO VIADUTO POENTE

Esta secção pretende apresentar uma pequena avaliação do comportamento que o modelo exhibe quando este se encontra sujeito a diferentes casos de carga bem como a comparação entre o presente modelo 2D e o modelo 3D desenvolvido no trabalho de Delgado (2013).

No caso da análise apenas com a ação vertical do comboio, o comportamento verificado no modelo é o apresentado na Figura 5.4.

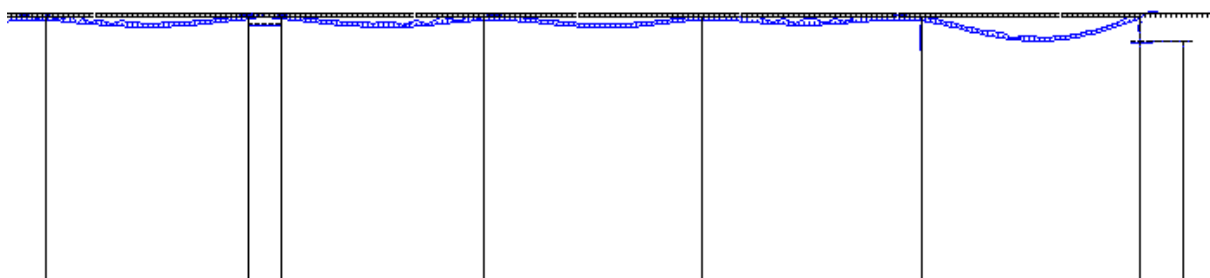


Figura 5.4 – Deformada do modelo face à ação vertical do comboio.

Como era de esperar, a ação vertical provoca a flexão do tabuleiro ao longo do seu desenvolvimento, verificando-se um acréscimo de deformação vertical do mesmo no tramo junto ao encontro E2. Na Figura 5.4 verifica-se que o comportamento dos aparelhos de apoio fixos sobre os pilares-estaca é o esperado pois, não se verificam movimentos verticais ou longitudinais entre o tabuleiro e o pilar-estaca, apenas se verificando a rotação do tabuleiro nessas secções.

Em relação ao encontro E2, o acréscimo de deformação vertical do tramo adjacente deve-se exclusivamente ao tabuleiro nessa zona se encontrar apoiado sobre aparelhos de apoio móveis que permitem o deslocamento horizontal e a rotações em torno do seu centro de rotação. Este cenário verifica-se no pormenor representado na Figura 5.5.

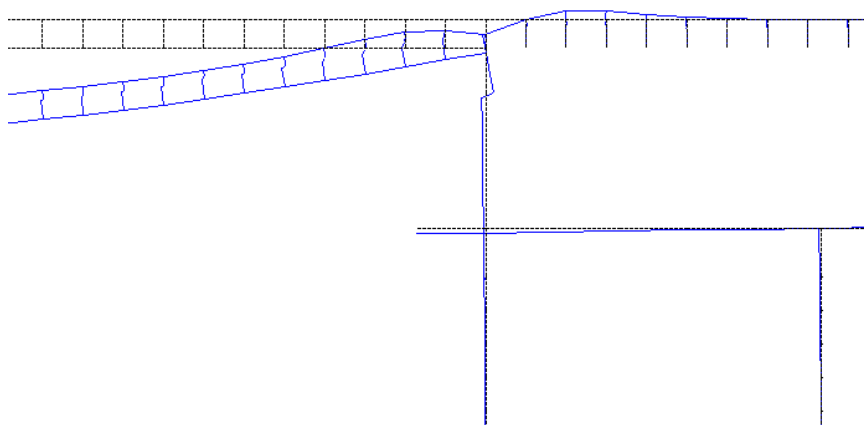


Figura 5.5 – Deformada da zona do encontro E2 do modelo face à ação vertical do comboio.

De modo semelhante para o caso da análise com aplicação da ação vertical e da frenagem do comboio, na Figura 5.6 encontra-se representada a respetiva deformada. A configuração da deformada assemelha-se à apresentada na Figura 5.4, no entanto, devido à ação da frenagem provocar a mobilização da rigidez longitudinal dos pilares-estaca são verificados deslocamentos horizontais nas proximidades da cabeça dos mesmos. As forças horizontais descarregadas são transmitidas pelos aparelhos de apoio aos pilares-estaca da estrutura, conduzindo à ocorrência desses movimentos.

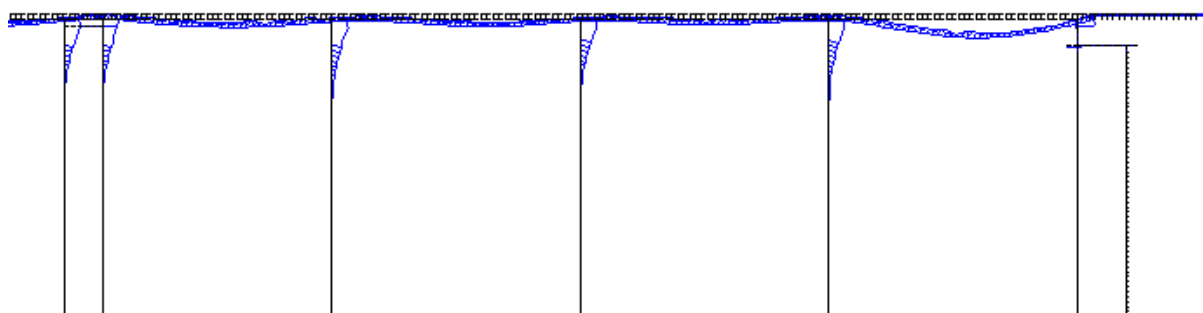


Figura 5.6 – Deformada do modelo face à ação vertical e da frenagem do comboio.

Ainda acerca da mesma análise, verificou-se que a frenagem conduz a um relevante acréscimo de deslocamentos horizontais ao nível do aparelho de apoio móvel do encontro E2 (Figura 5.7). Os cenários verificados traduzem de modo satisfatório o comportamento do viaduto face às ações em questão.

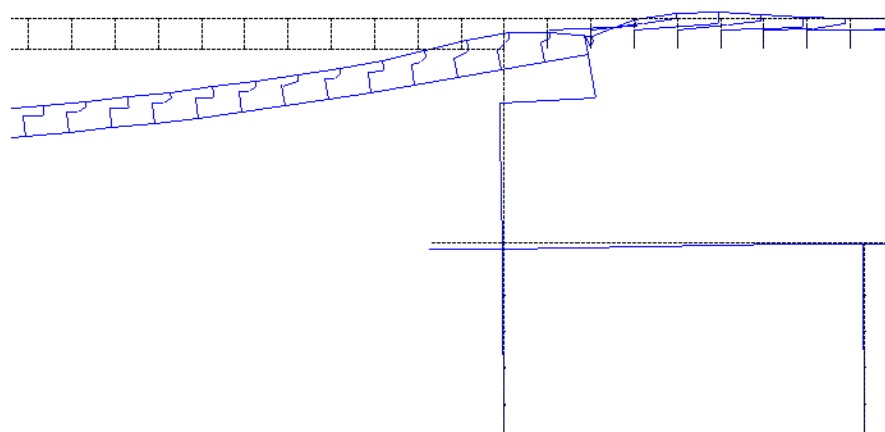


Figura 5.7 – Deformada da zona do encontro E2 face à ação vertical e da frenagem do comboio.

No que respeita às análises com carregamentos isolados resta avaliar do comportamento do modelo do viaduto face à ação da variação de temperatura no carril e no tabuleiro. Sabendo à partida que entre troços de viaduto se encontram juntas de dilatação dos tabuleiros, sendo a ligação entre tabuleiros realizada através das almofadas de neoprene, previa-se que a aplicação da ação da temperatura no tabuleiro conduzisse à sua dilatação provocando deslocamentos horizontais do topo dos pilares-estaca. Esses deslocamentos horizontais aumentariam desde a zona central do tabuleiro de cada troço (considerado o ponto fixo) até as respetivas extremidades.

O comportamento do viaduto que se esperava obter face à ação da variação da temperatura foi verificado no modelo numérico, encontrando-se representada na Figura 5.8 a respetiva deformada.

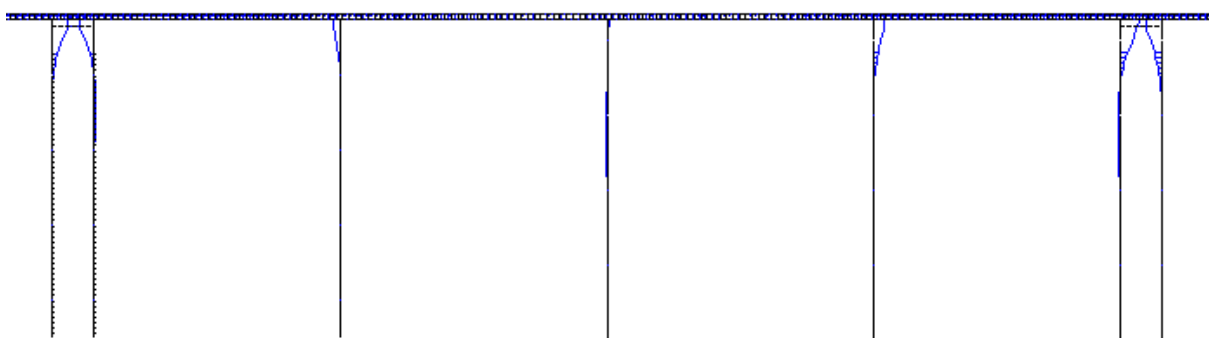
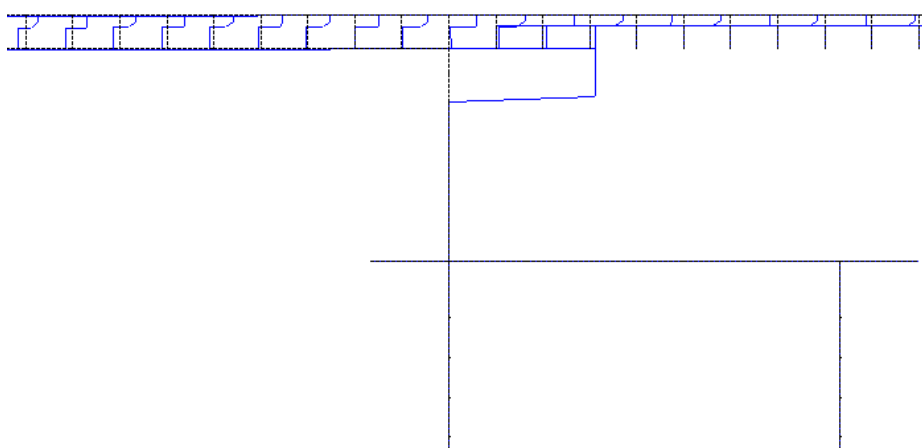
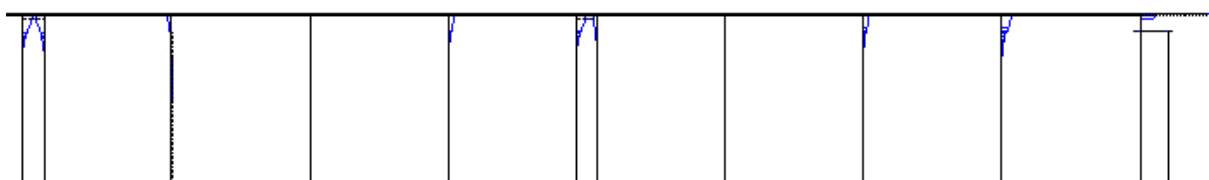


Figura 5.8 – Deformada de um dos troços intermédios do viaduto modelado face à ação da variação da temperatura no carril e no tabuleiro.

No entanto, o troço extremo (junto ao encontro E2) apresenta uma deformada com uma configuração diferente da apresentada na Figura 5.8. O facto do troço em causa estar apoiado nos aparelhos de apoio móveis do encontro E2 provocou um maior deslocamento do tabuleiro nessa secção (Figura 5.9 a)). Assim, a dilatação do tabuleiro desse troço não é desenvolvida a partir de um ponto central fixo do tabuleiro, não apresentado também uma simetria de deformada que foi verificada nos troços intermédios. A Figura 5.9 b) e a Figura 5.9 c) representam então a configuração da deformada do troço localizado na extremidade do modelo. Verifica-se que o centro de dilatação do tabuleiro se encontra deslocado para uma zona mais à esquerda do ponto central do tabuleiro.



a)



b)

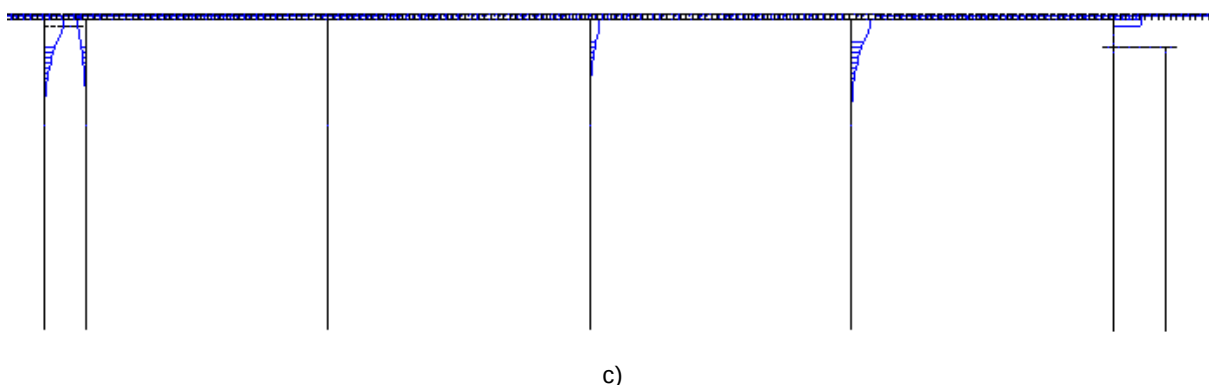


Figura 5.9 – Deformada do modelo face à ação da variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) deformada da zona do encontro E2; b) deformada de um troço intermédio e do troço extremo; c) pormenor da deformada do troço extremo.

Com as análises desenvolvidas para avaliar o comportamento do modelo face aos diferentes casos de carga, pode concluir-se que o modelo numérico se encontra bem calibrado.

No caso da análise com o carregamento global sobre o modelo verificou-se um comportamento que se assemelha à soma dos efeitos verificados para as ações isoladas. A título de exemplo, apresenta-se na Figura 5.10 a deformada devido ao carregamento global na zona do troço de viaduto junto ao encontro E2, visto ser a zona onde os efeitos são mais relevantes.

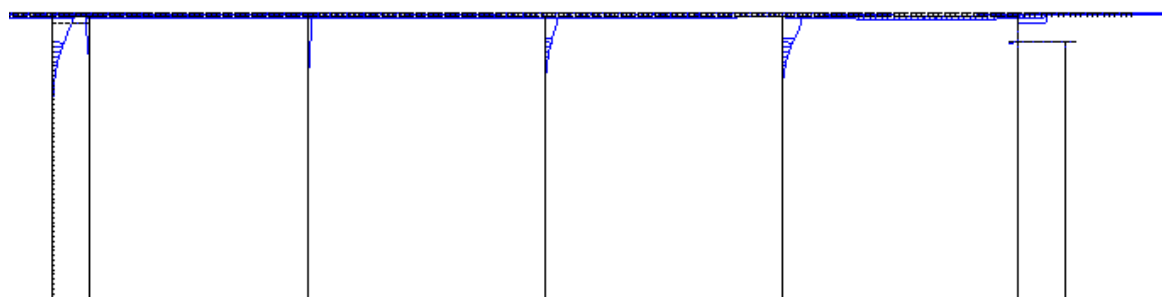


Figura 5.10 – Deformada do modelo face à aplicação do carregamento global.

Como inicialmente referido, para além da análise do comportamento do modelo procedeu-se também à comparação do mesmo com o modelo 3D apresentado em Delgado (2013). Deste modo, apresenta-se no Quadro 5.1 a comparação dos efeitos de interação obtidos em ambos os modelos sujeitos apenas às ações de variação de temperatura no carril (20 °C) e no tabuleiro (6 °C).

Quadro 5.1 – Comparação dos efeitos de interação obtidos nos modelos 2D e 3D.

Ação	Parâmetro	Modelo 2D	Modelo 3D (Delgado, 2013)	% Erro [(2D-3D)/3D]
Variação da temperatura no carril (20 °C) e no tabuleiro (6 °C)	$-\sigma$ [MPa]	63,206	67,900	-6,91
	δ_t [mm]	5,254	6,260	-16,07
	$\delta_{r,máx}$ [mm]	3,438	3,020	13,84
	$\delta_{r,min}$ [mm]	-7,148	-7,520	-4,95

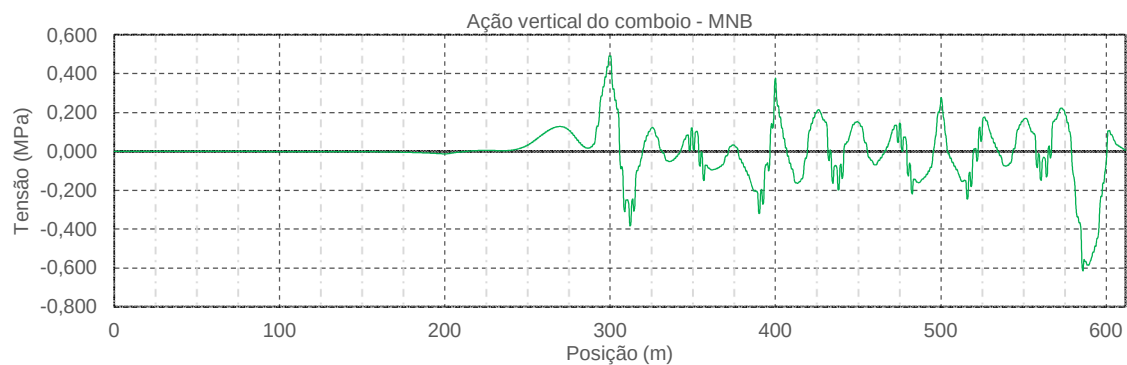
No Quadro 5.1 é apresentada a percentagem de erro (% Erro) determinada na comparação entre os modelos 2D e 3D. Dessa avaliação é distinguida a diferença obtida no caso do deslocamento do tabuleiro, apresentando-se uma % Erro próxima de 20%.

No entanto, a percentagem de erro verificada pode dever-se ao nível de discretização dos elementos do modelo 3D pois, este envolve um maior número de parâmetros/variáveis a controlar do que o modelo 2D. Para além disso, como todos os estudos paramétricos são baseados no modelo 2D desenvolvido no presente trabalho, esta % Erro não influencia as conclusões que se retiram das variações obtidas. Assim, o modelo 2D desenvolvido dá-se por validado.

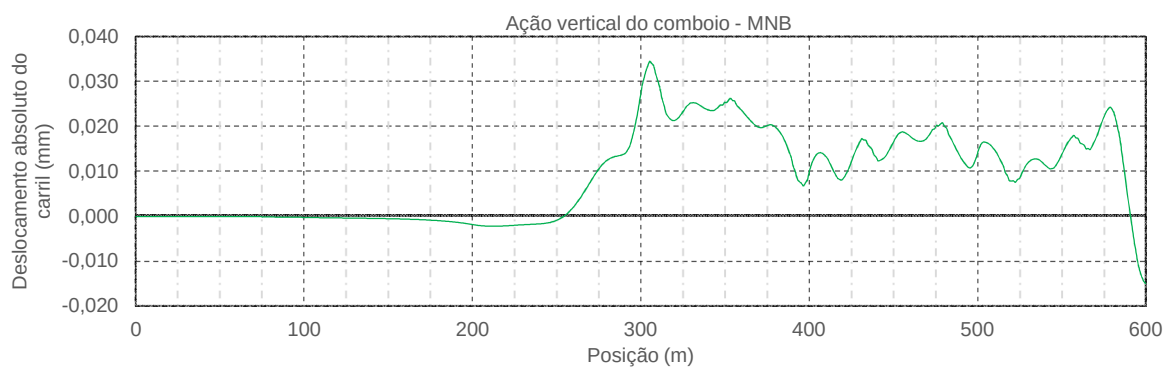
5.2.3. ANÁLISE DOS EFEITOS DE INTERAÇÃO VIA-ESTRUTURA NO MODELO MNB

Na presente secção são apresentados os resultados referentes à análise de interação via-estrutura do viaduto Ponte. A apresentação é estruturada em quatro pontos (três análises isoladas e uma análise global) e os respetivos resultados dos efeitos de interação subdivididos em:

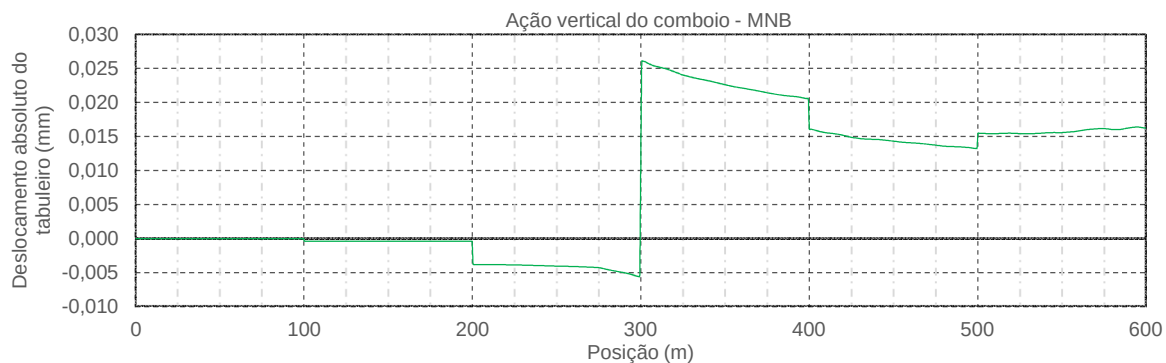
- Tensão no carril;
- Deslocamento absoluto do carril;
- Deslocamento absoluto do tabuleiro;
- Deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro;
- Reações horizontais ao nível dos aparelhos de apoio do viaduto.

i. **Análise Isolada** – ação vertical do comboio (resultados apresentados na Figura 5.11):

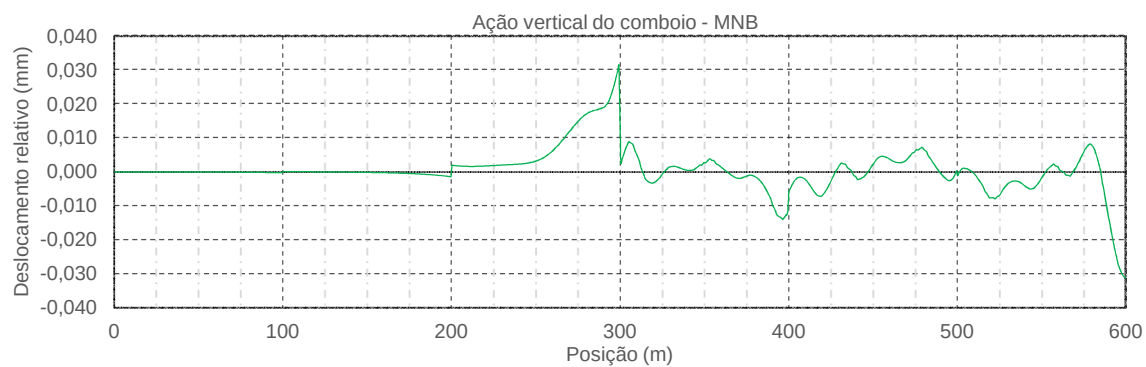
a)



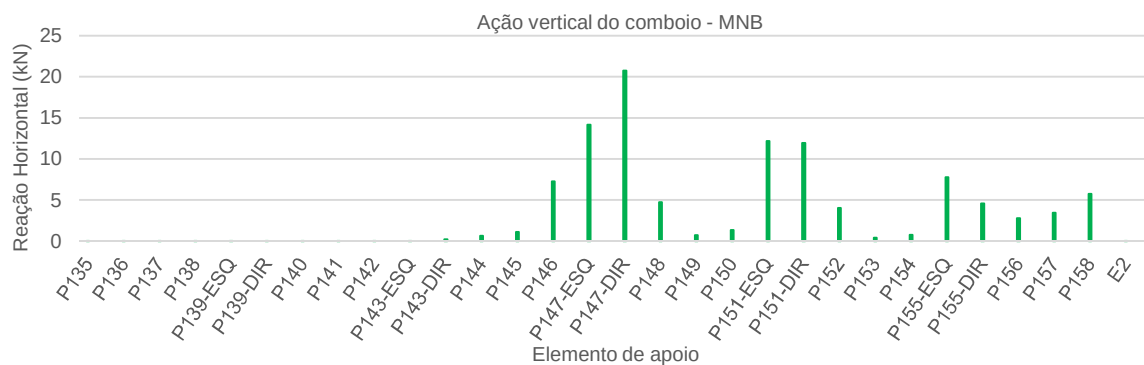
b)



c)



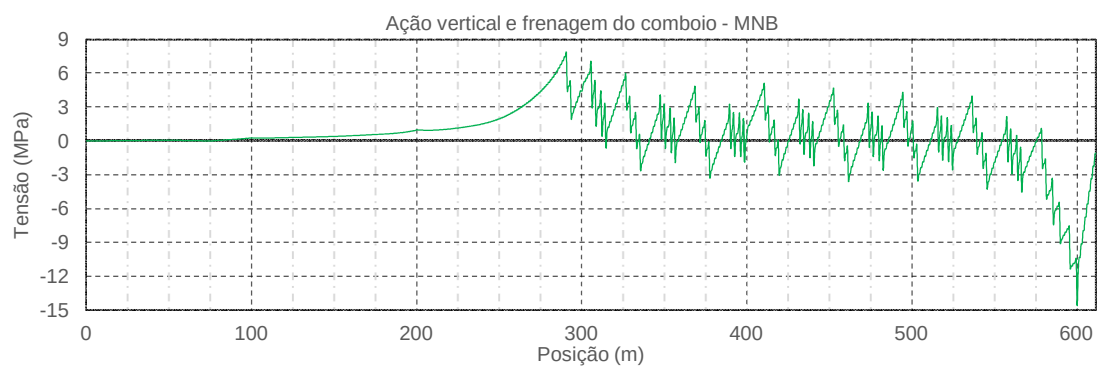
d)



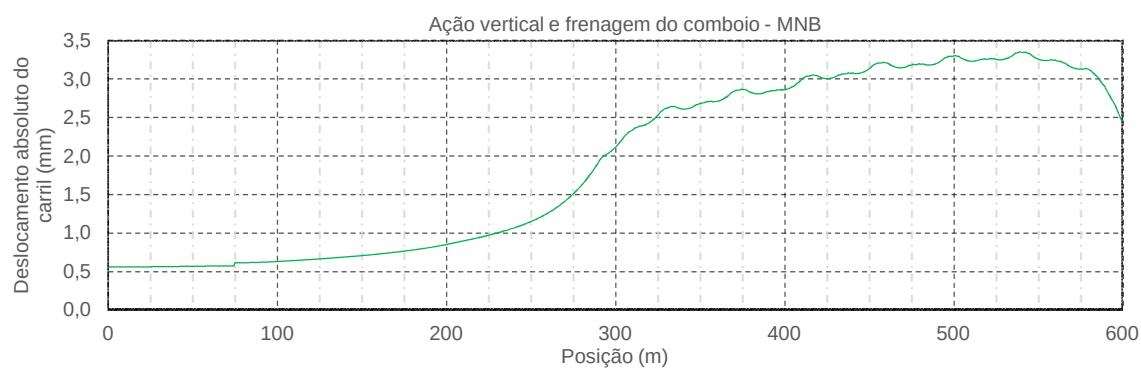
e)

Figura 5.11 – Efeitos de interação obtidos no MNB para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

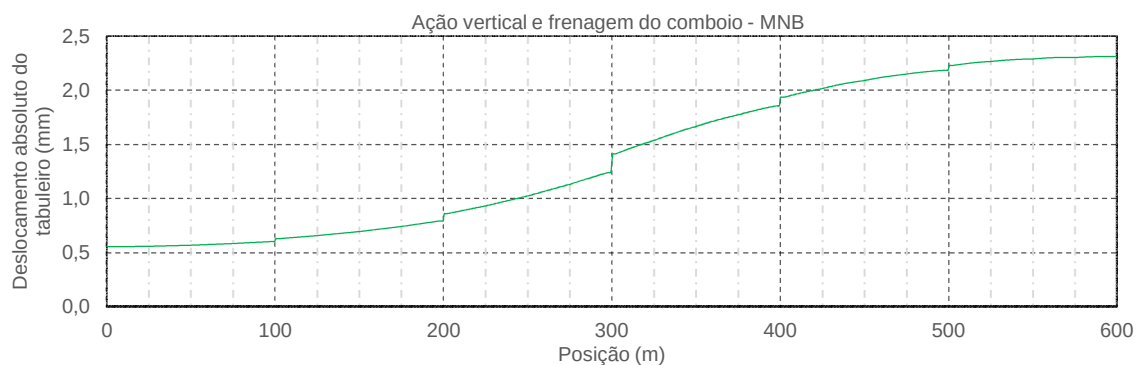
ii. **Análise Isolada** – ação vertical e frenagem do comboio (resultados apresentados na Figura 5.12):



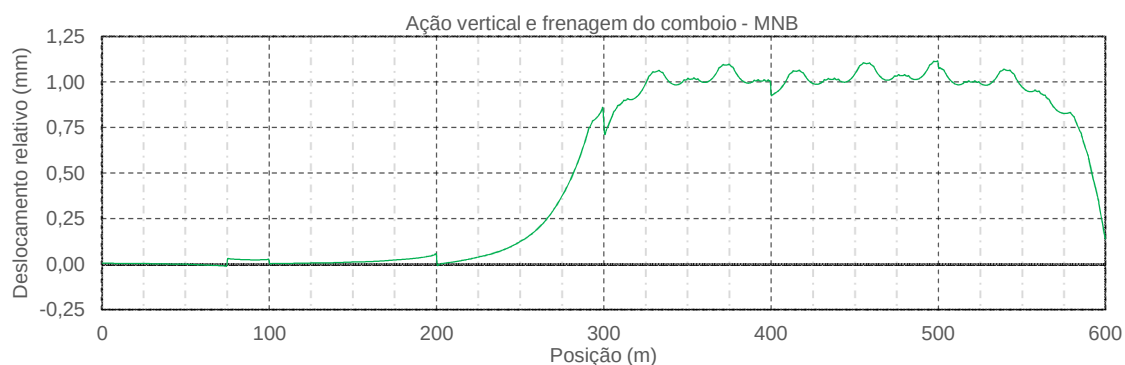
a)



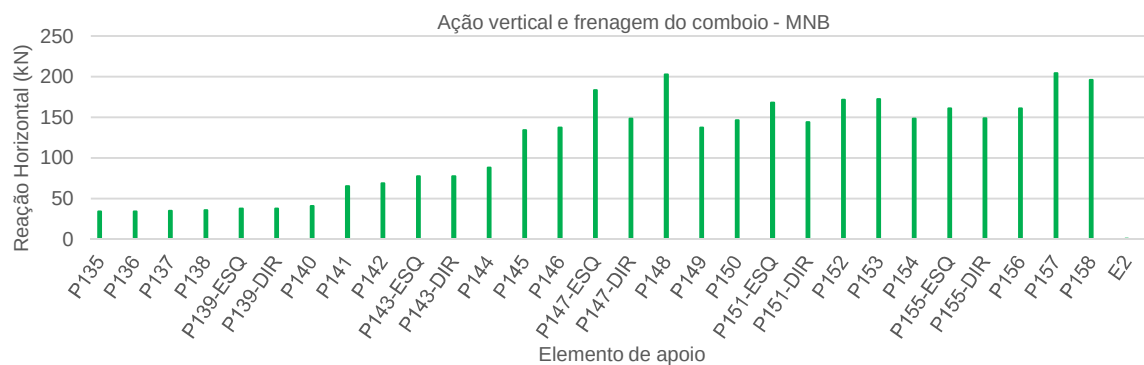
b)



c)



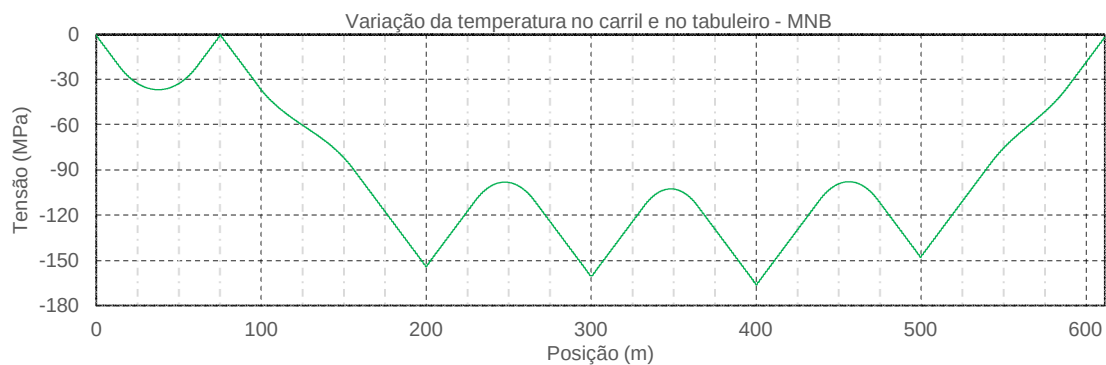
d)



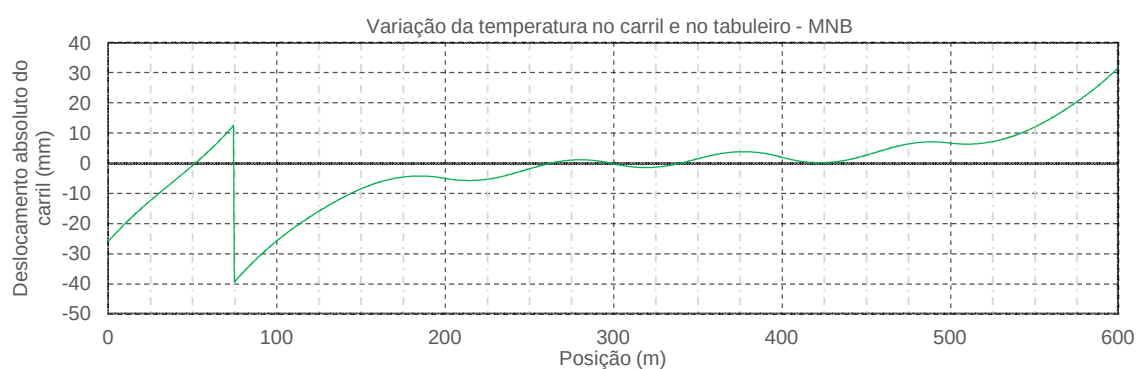
e)

Figura 5.12 - Efeitos de interação obtidos no MNB para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

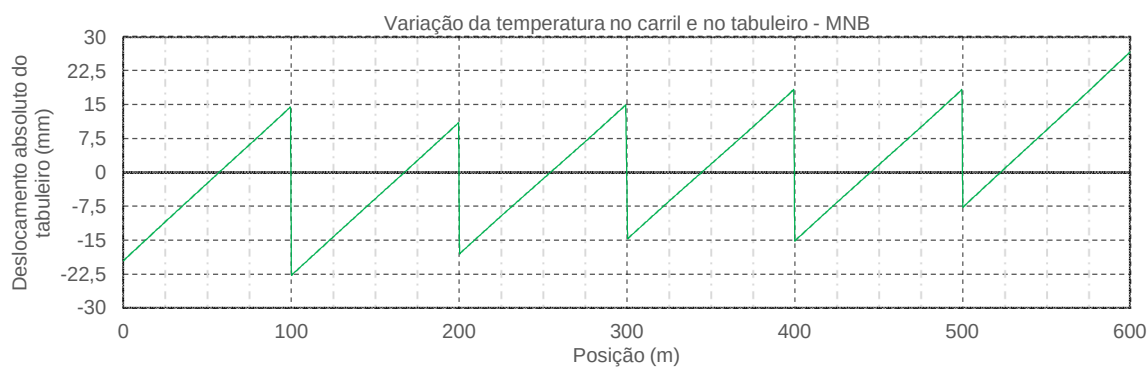
iii. **Análise Isolada** – variação da temperatura no carril e no tabuleiro (resultados apresentados na Figura 5.13):



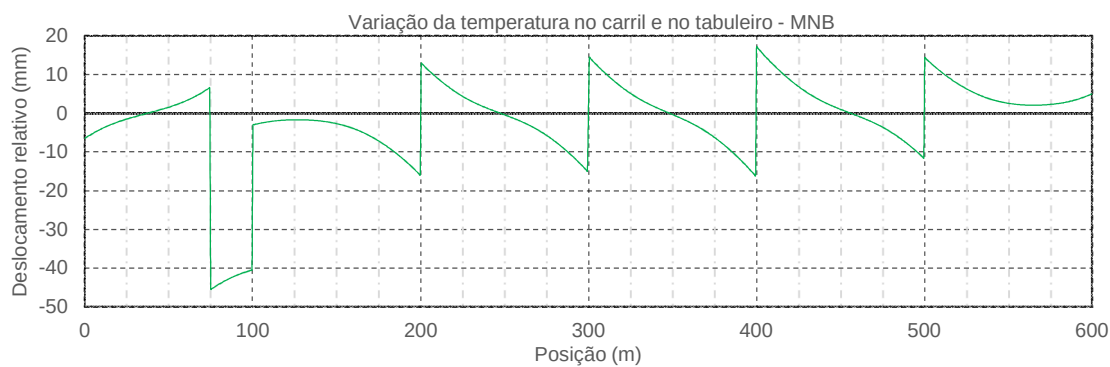
a)



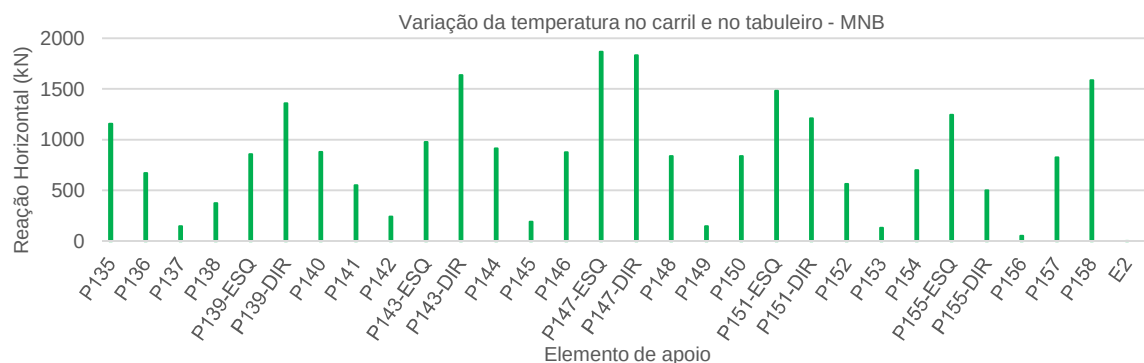
b)



c)



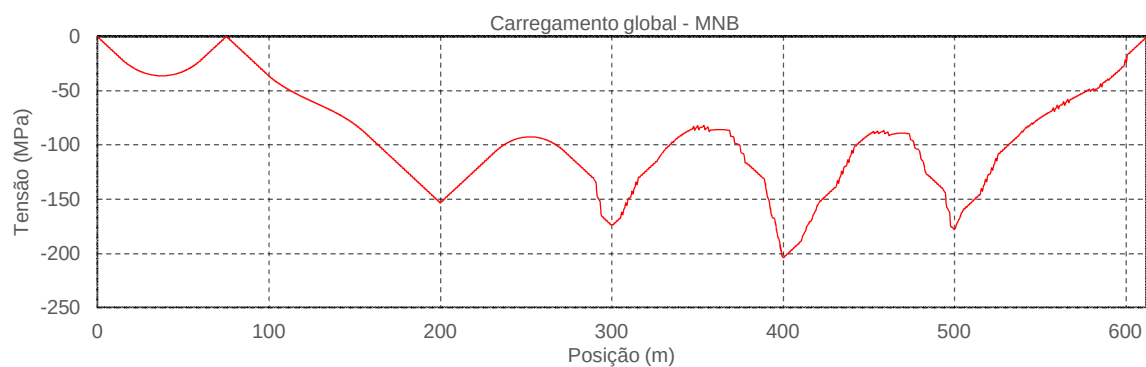
d)



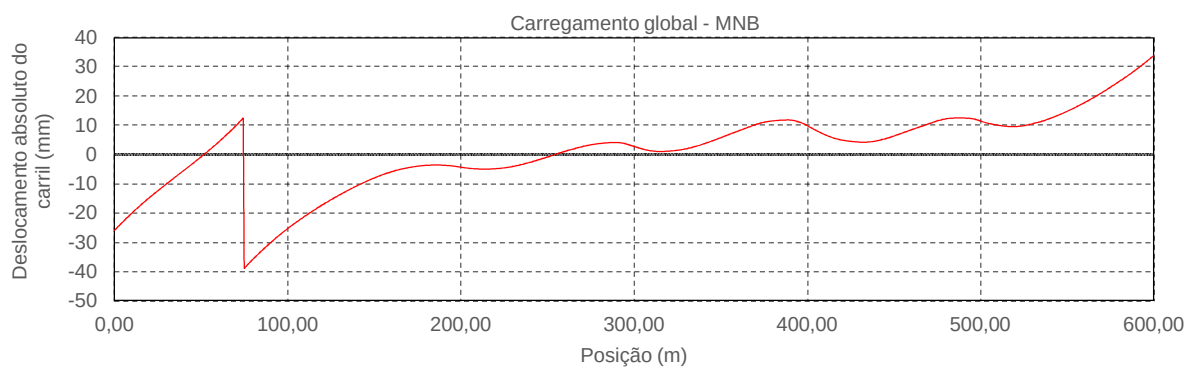
e)

Figura 5.13 - Efeitos de interação obtidos no MNB para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

iv. **Análise Global** (resultados apresentados na Figura 5.14):



a)



b)

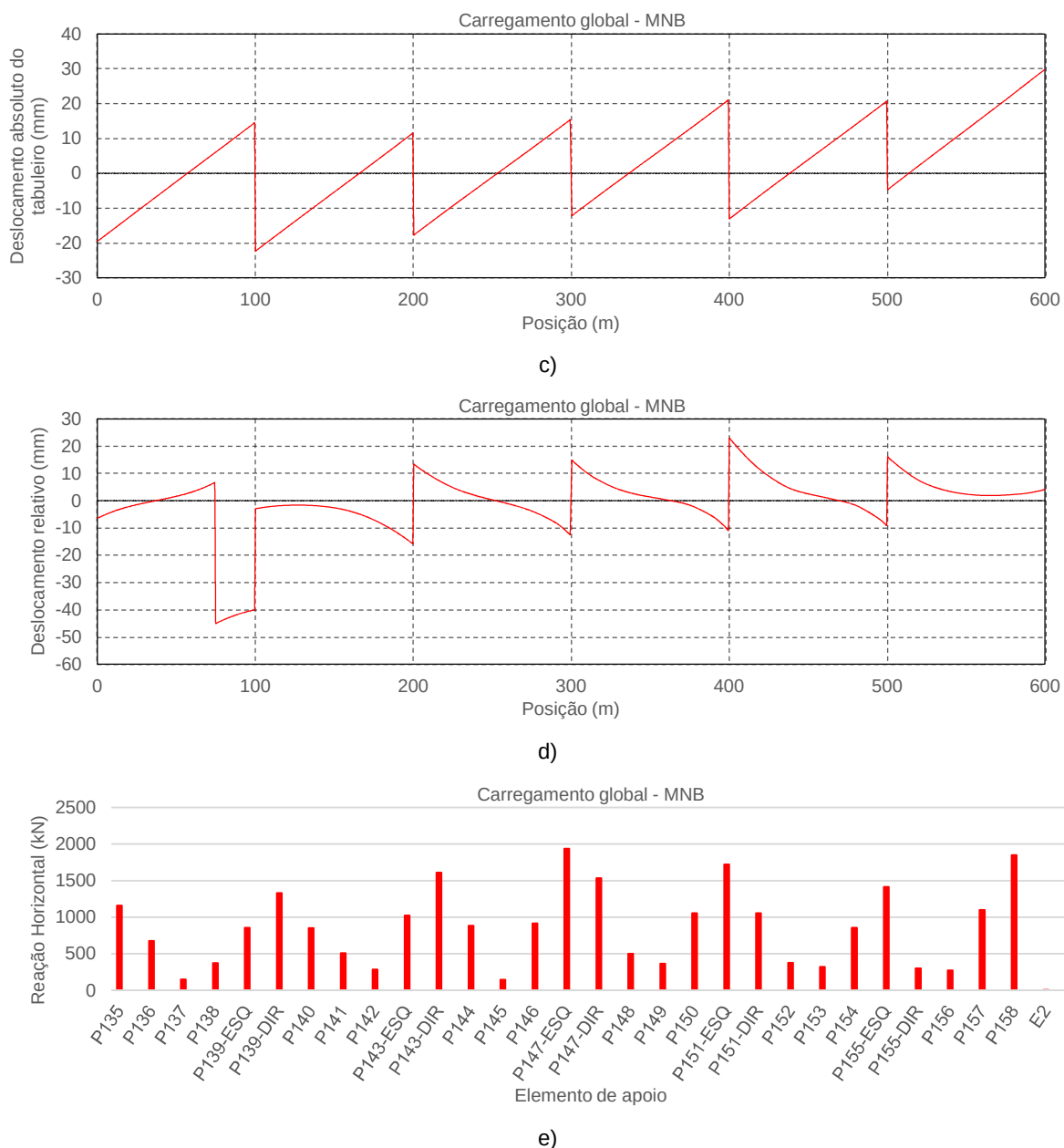


Figura 5.14 - Efeitos de interação obtidos no MNB para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Os resultados observados nas Figura 5.11 a Figura 5.14 são também resumidos no Quadro 5.2, onde se encontram registados os valores máximos dos efeitos de interação e correspondentes secções do modelo onde esses se verificaram.

Quadro 5.2 – Efeitos de interação obtidos no MNB.

Ação	Parâmetro		X _{modelo} [m]
Ação vertical do comboio	- σ [MPa]	0,616	586,2
	+ σ [MPa]	0,491	299,4
	δ_t [mm]	0,026	300,6
	δ_r [mm]	0,031	299,4
	RH [kN]	20,74	-
Ação vertical e frenagem do comboio	- σ [MPa]	14,598	600,6
	+ σ [MPa]	7,873	291,0
	δ_t [mm]	2,313	600,0
	δ_r [mm]	1,116	499,8
	RH [kN]	204,28	-
Variação da temperatura no carril e no tabuleiro	- σ [MPa]	166,360	400,2
	+ σ [MPa]	0,000	0,0 e 75,0
	δ_t [mm]	26,720	600,0
	δ_r [mm]	-45,590	75,0
	RH [kN]	1868,20	-
Carregamento global	- σ [MPa]	204,010	400,2
	+ σ [MPa]	0,000	0,0 e 75,0
	δ_t [mm]	29,843	600,0
	δ_r [mm]	-45,093	75,0
	RH [kN]	1937,90	-

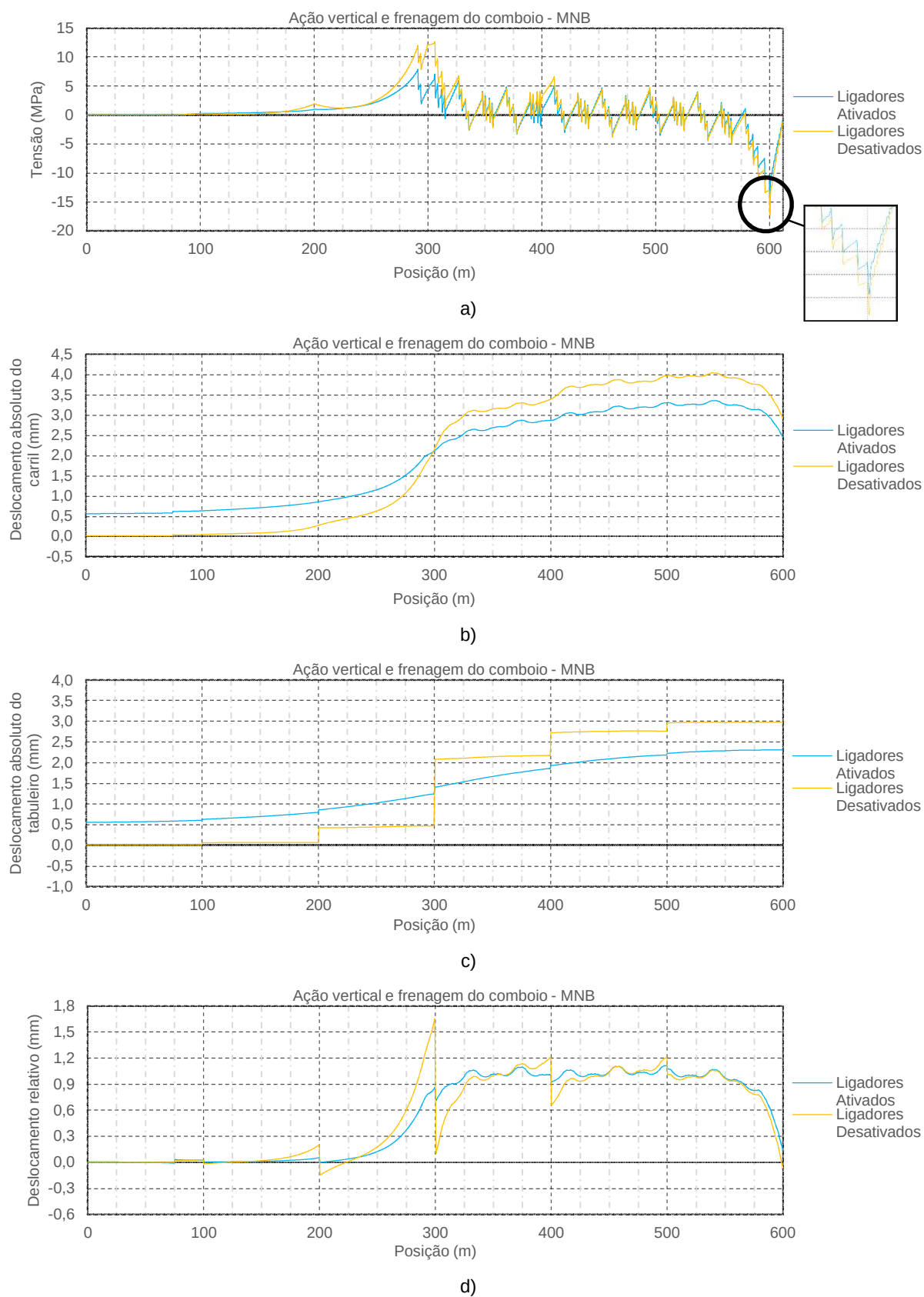
Sendo, respetivamente, 193 MPa e 213 MPa os valores limite para a tensão de compressão e de tração, e os deslocamentos máximos absolutos do tabuleiro de 30 mm devido à existência de AD's em ambas as extremidades do tabuleiro (ver secção 2.5.1.), analisando os resultados obtidos para o carregamento global conclui-se que a tensão de compressão ultrapassa o limite estabelecido, ao contrário do deslocamento absoluto do tabuleiro que se encontra dentro do limite.

5.2.4. INFLUÊNCIA DOS LIGADORES HIDRÁULICOS NOS EFEITOS DE INTERAÇÃO

Antes de se iniciarem os estudos paramétricos optou-se por analisar a influência que a presença ativa dos ligadores hidráulicos tem sobre os efeitos de interação que se desenvolvem quando o viaduto é solicitado pela ação da frenagem. Procedeu-se, então, a uma análise comparativa entre o MNB, cujos ligadores se encontram ativados, e um modelo variante do MNB em que os ligadores se encontram desativados aquando atuação dessa ação.

Tendo em conta o supracitado, apresenta-se de seguida o estudo comparativo que envolveu a análise isolada com ação vertical e frenagem do comboio.

i. **Análise Isolada** - ação vertical e frenagem do comboio (resultados apresentados na Figura 5.15):



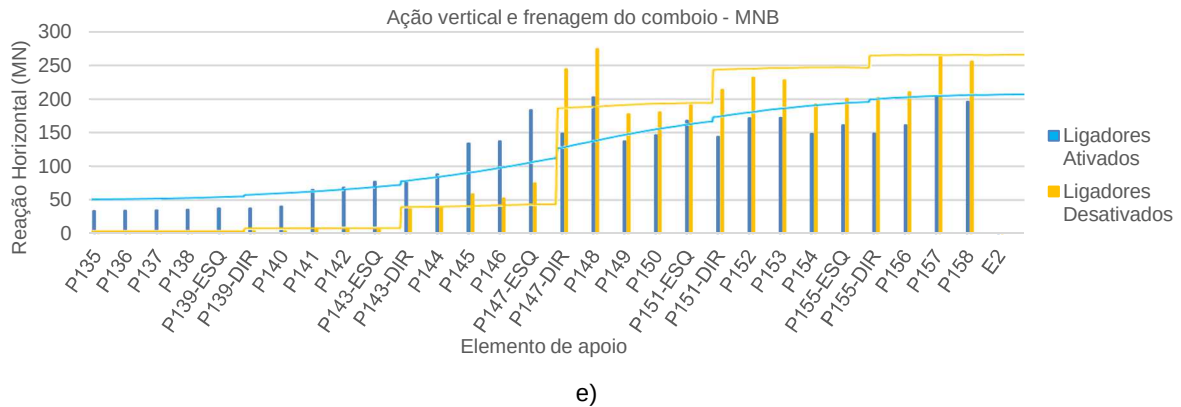


Figura 5.15 - Efeitos de interação obtidos no MNB para a ação vertical e frenagem do comboio tendo em conta o estado dos ligadores hidráulicos: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Atendendo aos resultados apresentados, no que respeita a diferenças ao nível da tensão de compressão no carril entre os modelos com ligadores ativados e desativados, registam-se pequenas variações. As variações que se observam são de um aumento não significativo da tensão no modelo com ligadores desativados, atingido uma variação máxima entre os modelos de ≈ -3 MPa na zona do encontro E2. Em relação aos deslocamentos, registam-se maiores deslocamentos do carril e do tabuleiro no modelo com ligadores desativados. Na Figura 5.15 c) pode verificar-se que, ao longo do desenvolvimento do viaduto, caso os ligadores se encontrem desativados existe uma variação considerável dos deslocamentos do tabuleiro nas zonas das juntas de dilatação dos mesmos. Essa variação é notória nos troços de T6 a T9 do viaduto pois, é nessa zona que se encontra aplicada a ação da frenagem. Como a extensão do viaduto não apresenta um efeito de continuidade entre os troços do mesmo, os troços T4 e T5 apresentam deslocamentos do carril e do tabuleiro muito reduzidos ($\approx$ nulos) como se pode verificar na Figura 5.15 b) e Figura 5.15 c), respetivamente.

No entanto, caso seja imposto o efeito de continuidade entre troços do viaduto (ligadores ativados) o comportamento do sistema via-estrutura é alterado. O efeito de continuidade é bem demonstrado na Figura 5.15 c), onde se observa uma evolução gradual dos deslocamentos do tabuleiro ao longo do desenvolvimento do viaduto, não se verificando as variações significativas que se verificam quando os ligadores se encontram desativados.

No que respeita aos deslocamentos relativos, e apesar da grandeza dos valores registados não ser significativa, observam-se também maiores deslocamentos no modelo com ligadores desativados.

Na Figura 5.15 e) sobrepõem-se o gráfico de deslocamento longitudinal do tabuleiro e o das reações horizontais ao nível do aparelho de apoio. Verifica-se que a evolução dos deslocamentos do tabuleiro transmite exatamente a evolução das reações que se registaram em ambos os modelos e, como esses deslocamentos são maiores no caso dos ligadores desativados, as reações são também maiores nesse caso.

5.3. ESTUDOS PARAMÉTRICOS

Esta secção destinada aos estudos paramétricos realizados é estruturada de forma análoga ao apresentado nas secções 5.2.3. e 5.2.4.. Ou seja, para além de uma descrição inicial dos aspetos que cada estudo envolveu, cada um divide-se em quatro pontos (três análises isoladas e uma análise global) e respetivos resultados dos efeitos de interação.

5.3.1. VARIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO SISTEMA VIA-ESTRUTURA

5.3.1.1. Variação do posicionamento do conjunto carril-fixação-interface em relação ao centro gravidade do tabuleiro

Inicialmente procedeu-se ao estudo da influência da variação do posicionamento do centro gravidade do carril (C.G.C.), conjuntamente com o elemento de fixação do carril à travessa e com a interface travessa-balastro, em relação ao centro gravidade do tabuleiro (C.G.T.). Na prática, poder-se-á enquadrar esta variação como a adoção de diferentes espessuras da camada de balastro que faz variar a posição do conjunto carril-fixação-interface.

Este estudo foi realizado a partir do MNB procedendo apenas a variações $\pm\Delta$ da cota do conjunto carril-fixação-interface. A Figura 5.16 retrata a variação descrita, em que Δ é a grandeza da variação adotada e assume valores entre -0,20 m e +0,40 m.

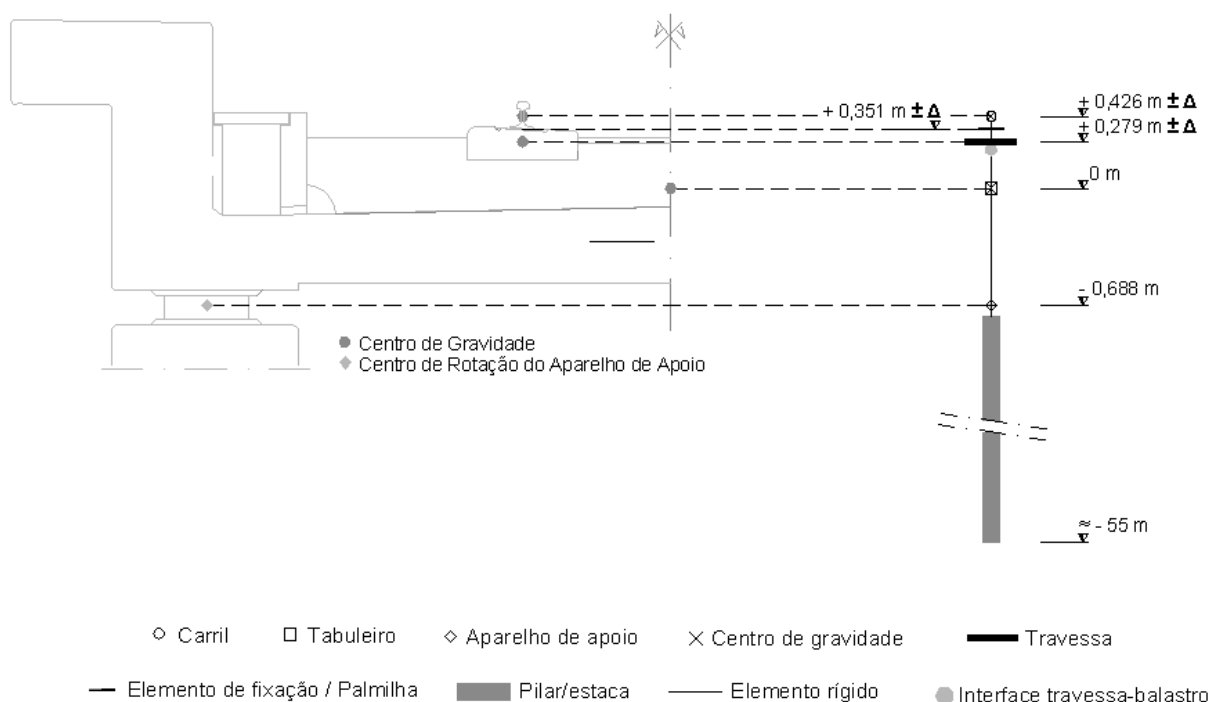
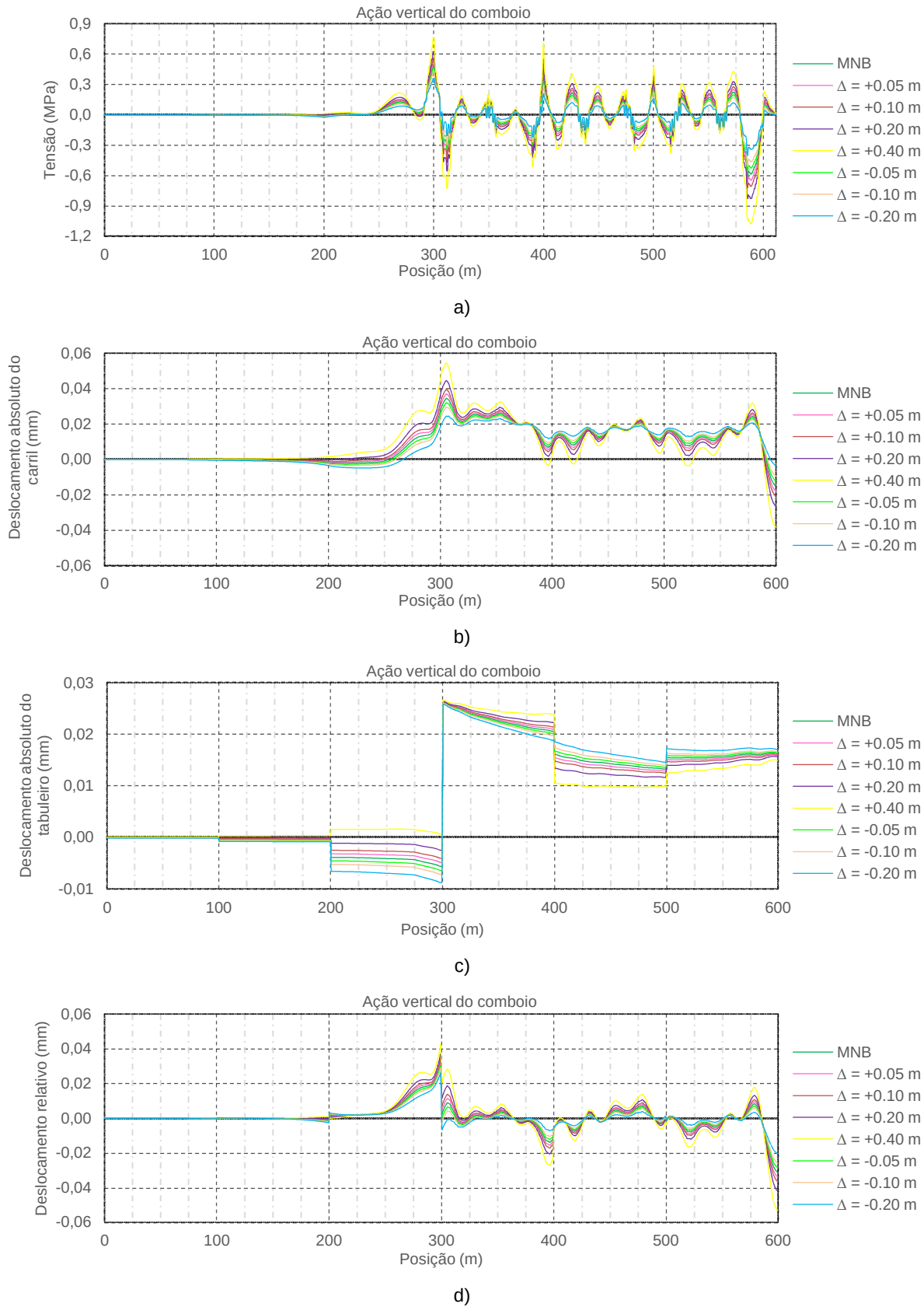


Figura 5.16 – Variação do conjunto carril-fixação-interface em relação ao centro de gravidade do tabuleiro.

Seguidamente apresentam-se os resultados dos efeitos de interação via-estrutura obtidos nas análises onde se realizaram as variações referidas.

i. **Análise Isolada** – ação vertical do comboio (resultados apresentados na Figura 5.17):



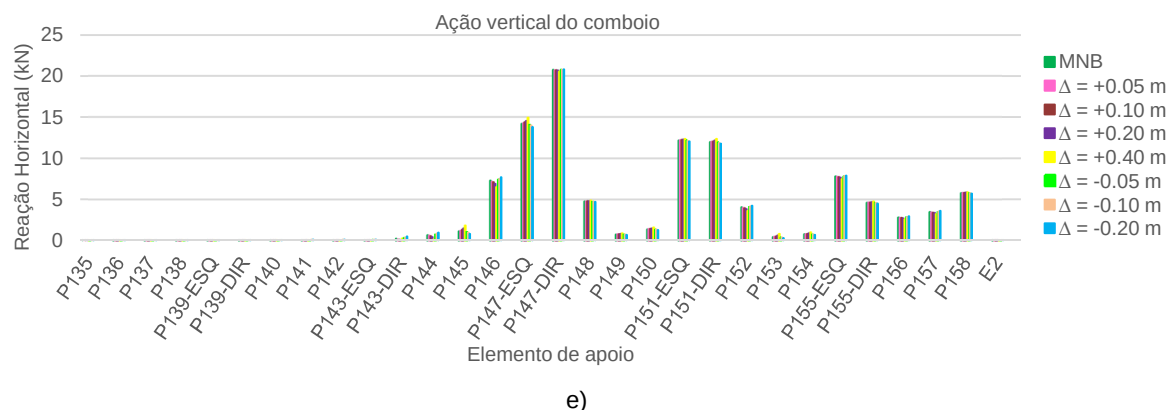
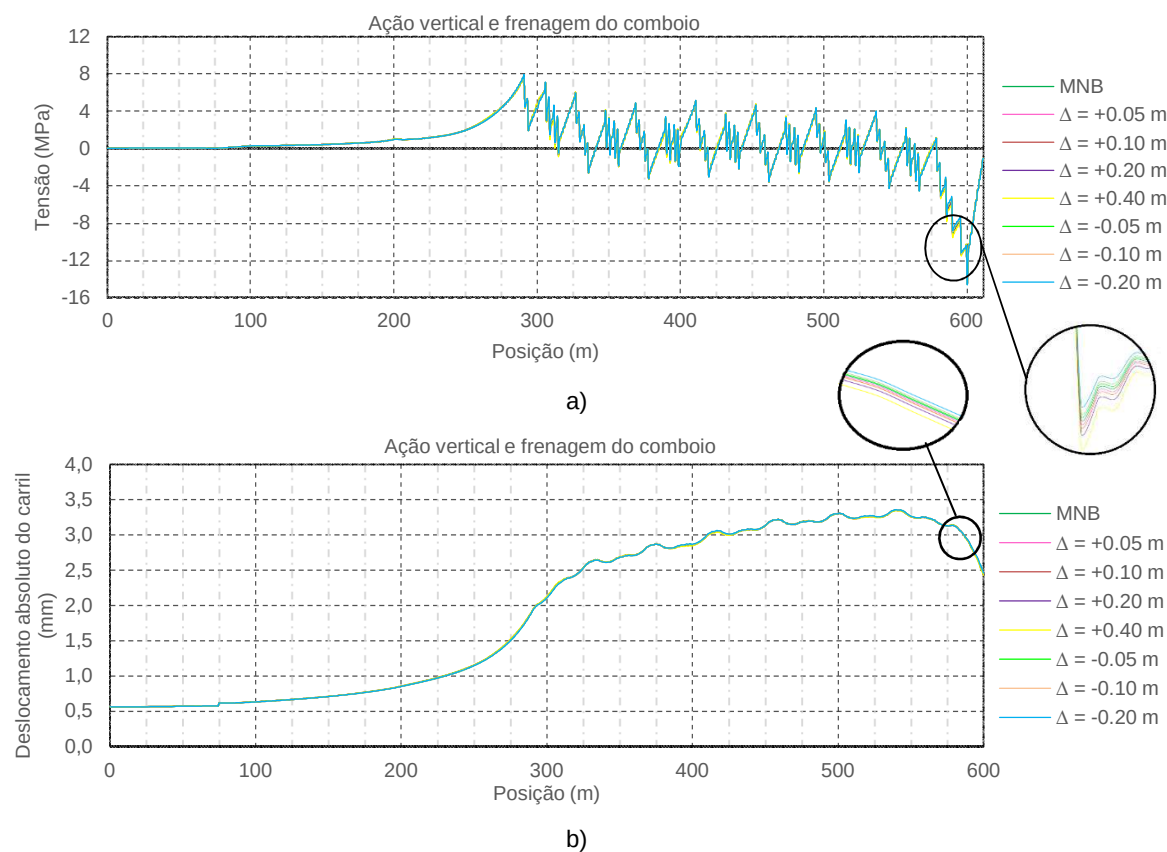


Figura 5.17 - Efeitos de interação obtidos na variação do conjunto carril-fixação-interface em relação ao C.G.T. para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Verifica-se que a tensão no carril aumenta quando o C.G. do carril se afasta do C.G. do tabuleiro. Nos casos em que o primeiro se afasta registam-se também maiores deslocamentos relativos, daí o possível aumento do nível de tensão no carril.

Apesar das variações que se observam com a variação do C.G. do carril é importante referir que a grandeza dos valores é muito baixa, não apresentando variações relevantes que se possam dar especial atenção.

ii. **Análise Isolada – ação vertical e frenagem do comboio** (resultados apresentados na Figura 5.18):



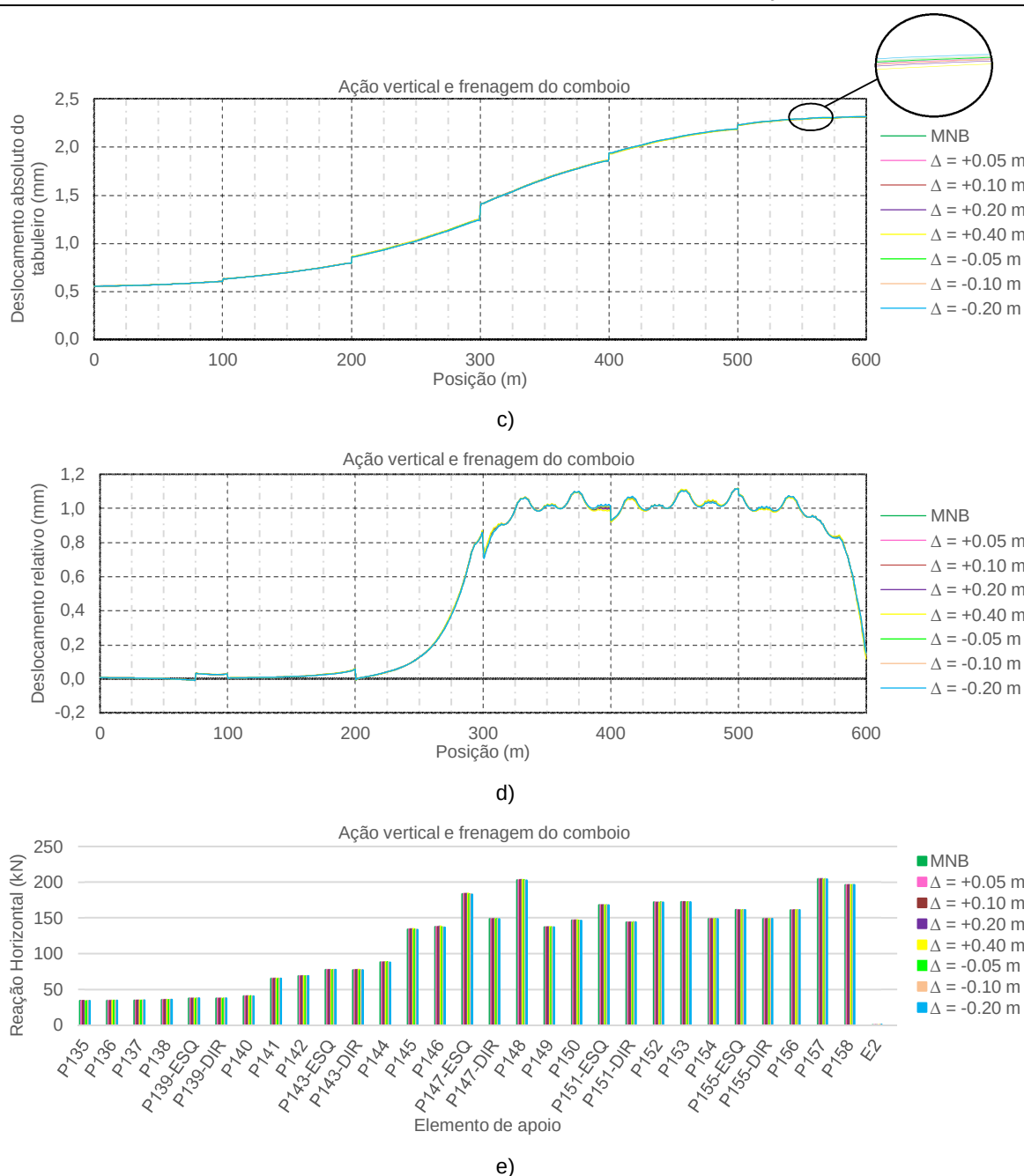
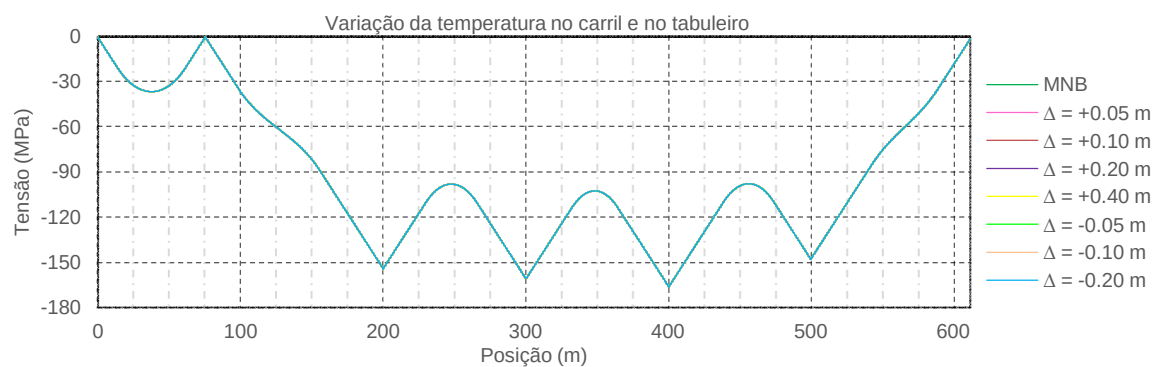


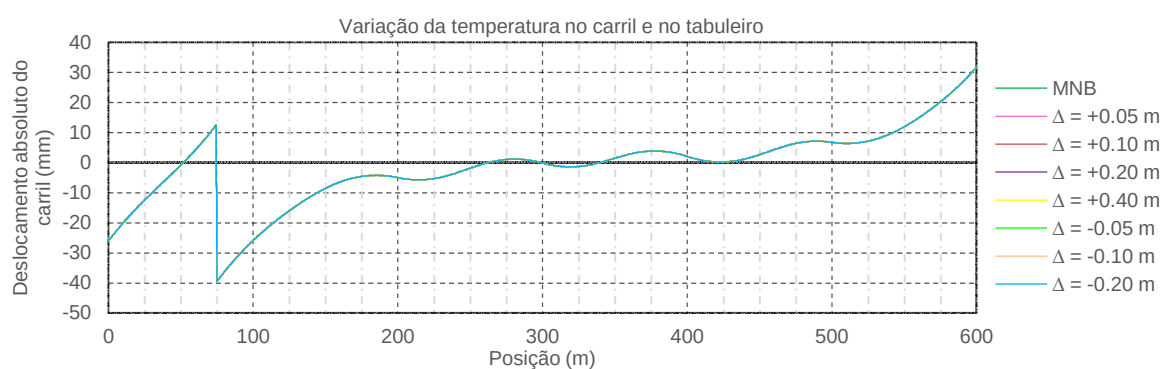
Figura 5.18 - Efeitos de interação obtidos na variação do conjunto carril-fixação-interface em relação ao C.G.T. para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

As variações verificadas na análise dos diferentes efeitos entre modelos são desprezáveis. No entanto, pode registar-se que, tal como na aplicação isolada da ação vertical do comboio, a tensão aumenta com o afastamento do C.G. do carril.

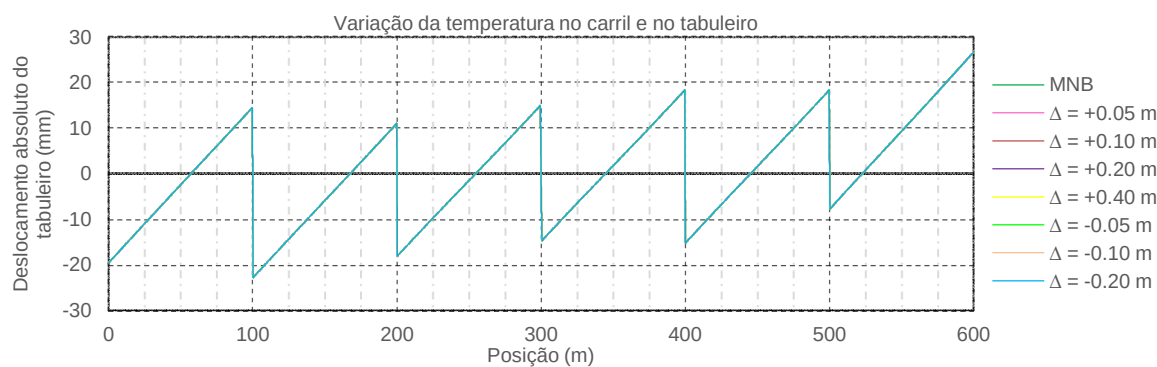
iii. **Análise Isolada** - variação da temperatura no carril e no tabuleiro (resultados apresentados na Figura 5.19):



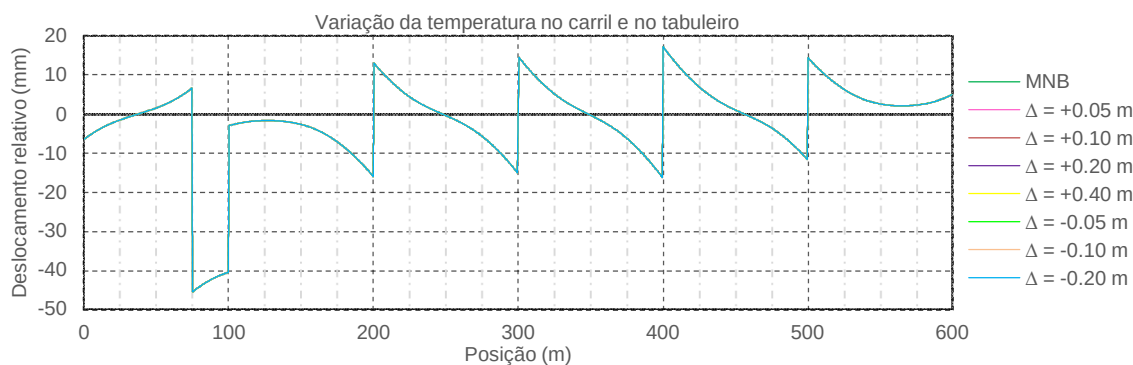
a)



b)



c)



d)

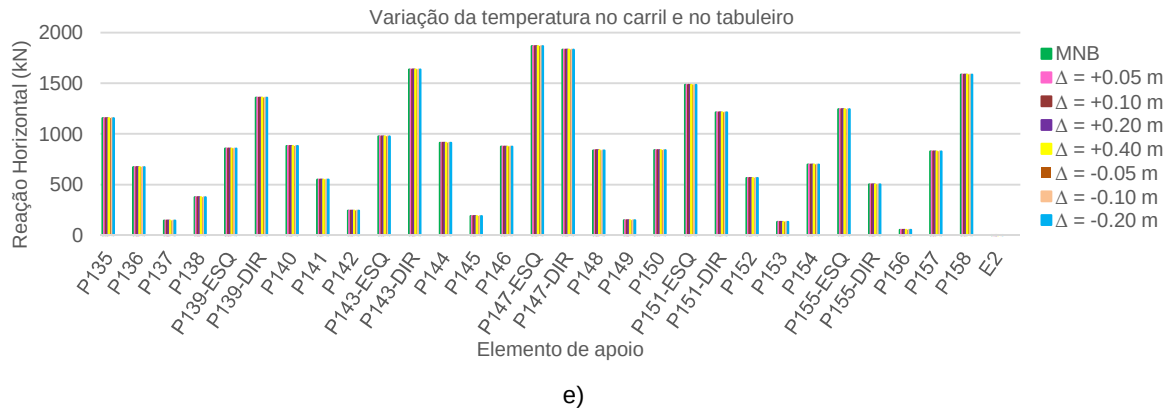
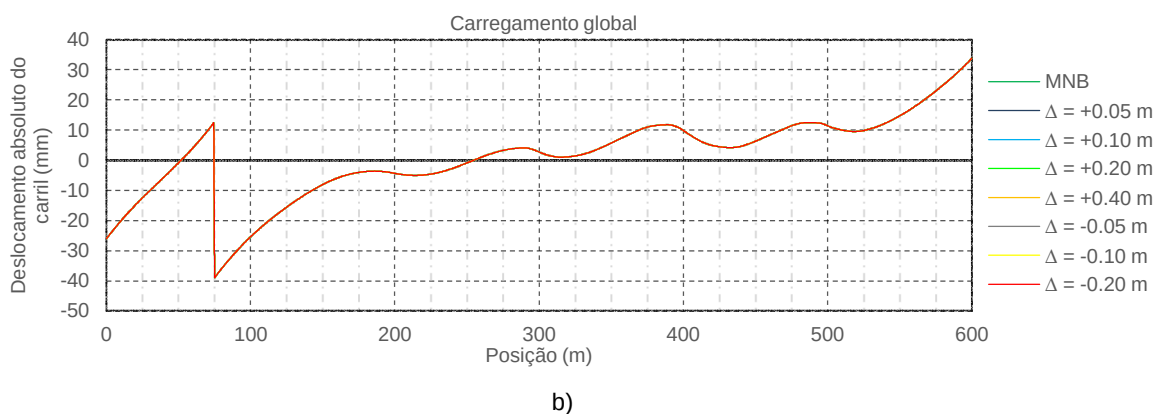
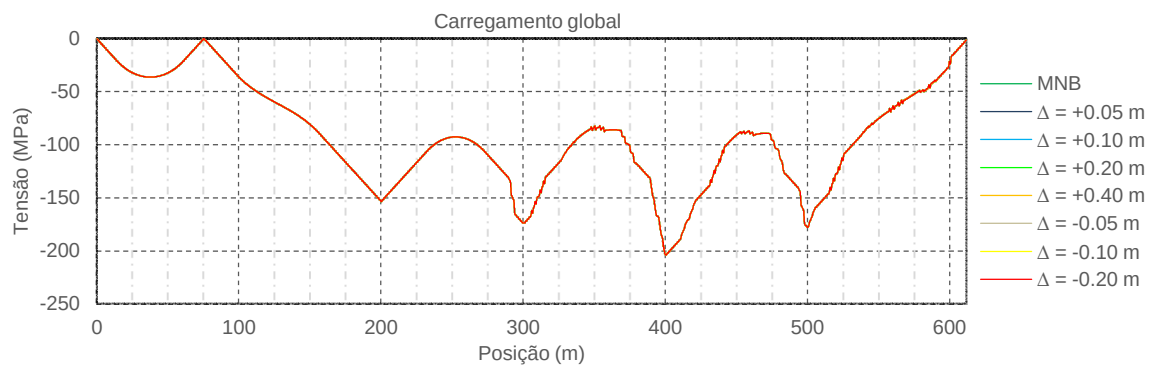


Figura 5.19 - Efeitos de interação obtidos na variação do conjunto carril-fixação-interface em relação ao C.G.T. para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Tal como nas análises anteriores, a variação do C.G. do carril não conduz a variações consideráveis dos efeitos de interação.

i. **Análise Global** (resultados apresentados na Figura 5.20):



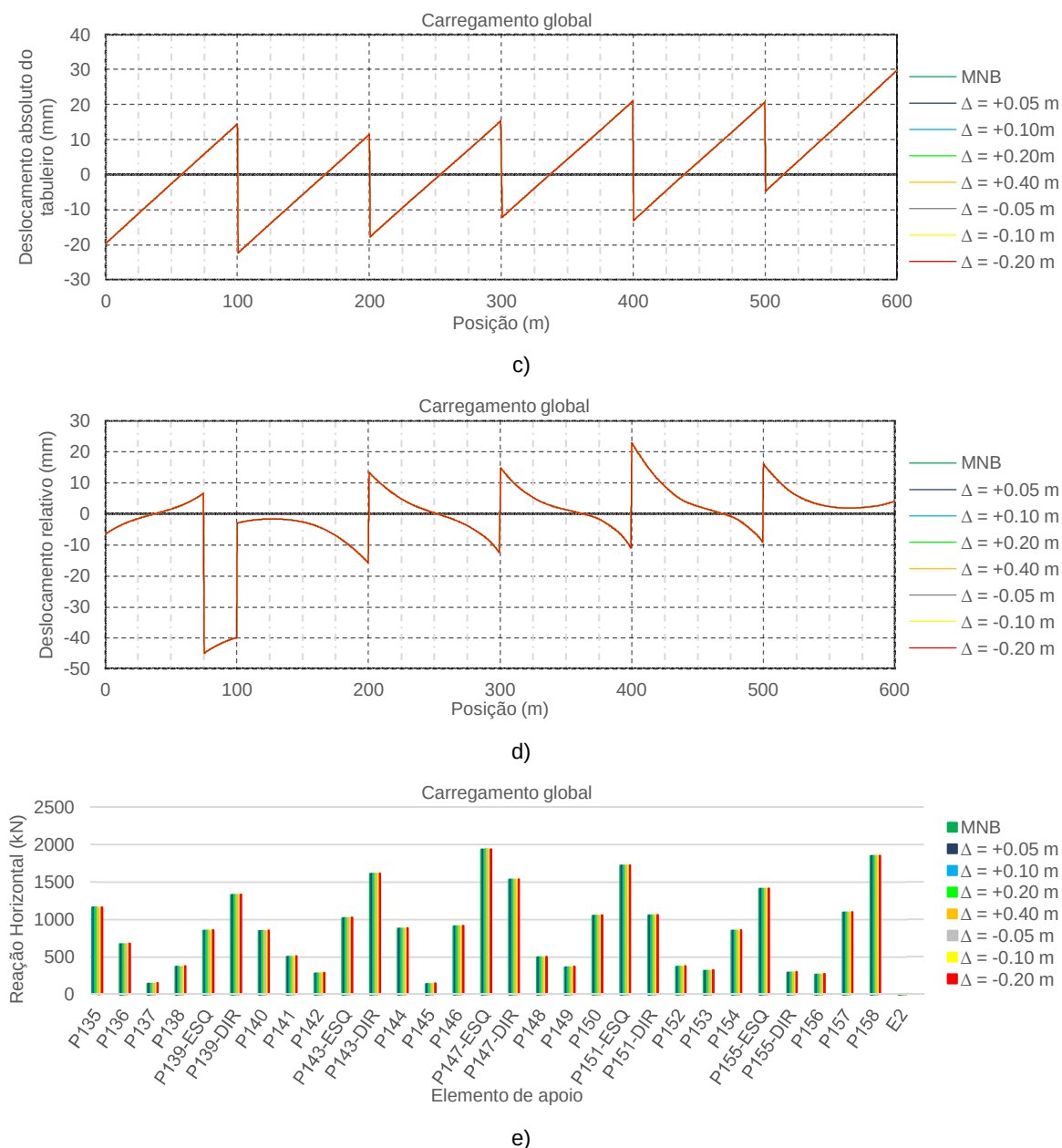


Figura 5.20 - Efeitos de interação obtidos na variação do conjunto carril-fixação-interface em relação ao C.G.T. para carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Em jeito de conclusão, pode concluir-se que a variação do conjunto carril-fixação-interface não é um parâmetro que afeta significativamente os efeitos de interação via-estrutura. Em todas as análises apresentadas verificaram-se variações desprezáveis entre os diferentes modelos.

5.3.1.2. Variação da posição do centro de gravidade do tabuleiro

Estando também relacionada com as características do sistema via-estrutura, nesta secção apresentam-se os resultados dos efeitos de interação resultantes de uma outra variação. A variação em questão implica a variação da posição do centro de gravidade do tabuleiro (C.G.T.) tendo como base o MNB.

Neste caso, apenas as cotas dos aparelhos de apoio e restantes elementos de apoio se encontram fixas, tendo-se procedido a variações $\pm\Delta$ do conjunto carril-fixação-interface e do C.G.T., como se pode observar no esquema apresentado na Figura 5.21.

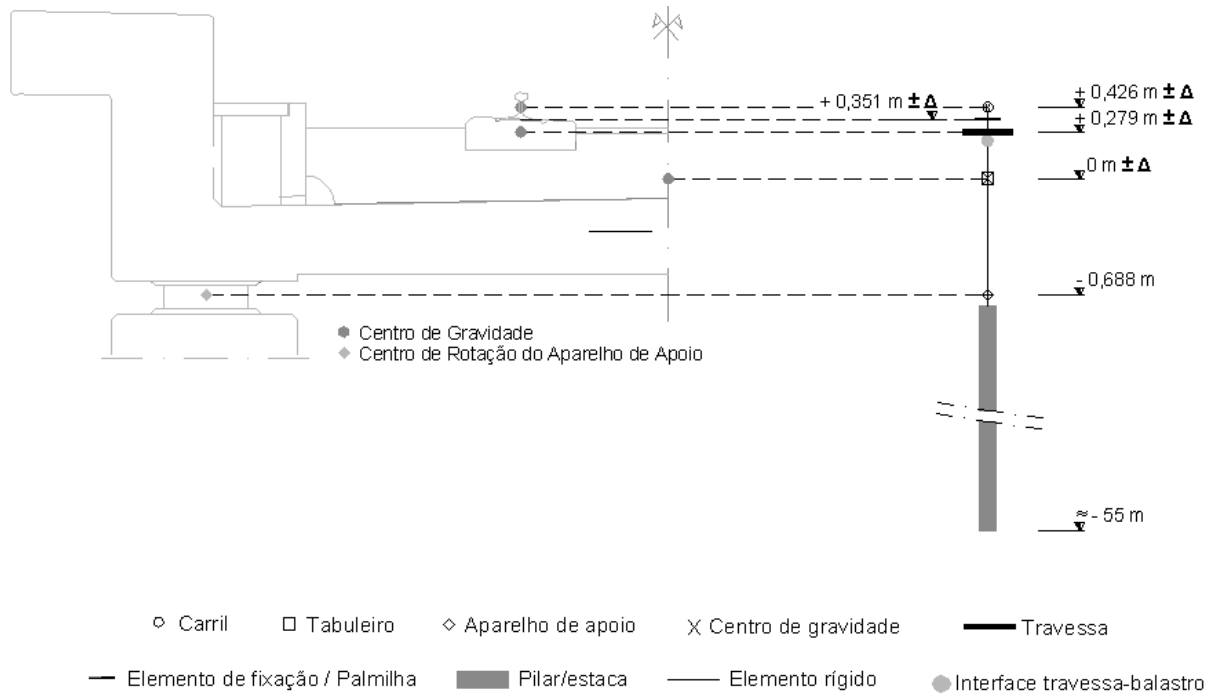
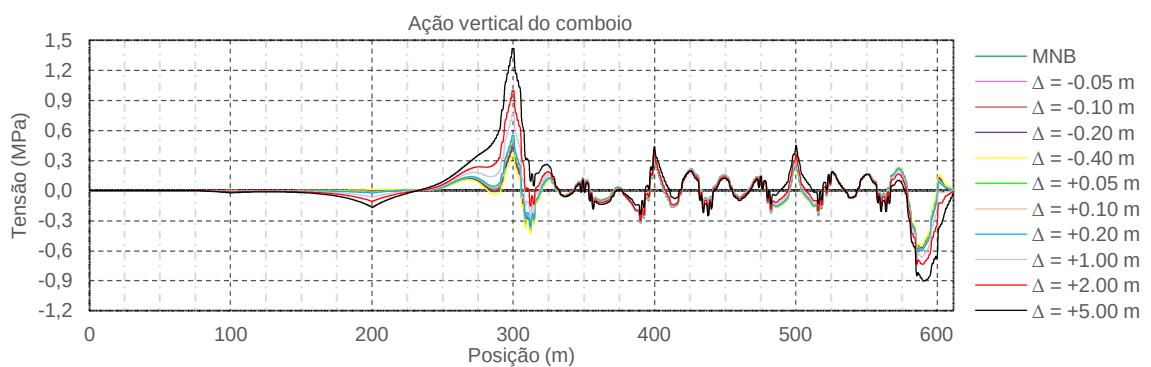


Figura 5.21 – Variação do centro de gravidade do tabuleiro.

A variável Δ é a grandeza da variação adotada (tal como designado na análise exposta em 5.3.1.1.) e assume valores entre -0,40 m e +5,00 m.

Seguidamente apresentam-se os resultados obtidos nas diferentes análises desenvolvidas.

i. **Análise Isolada** – ação vertical do comboio (resultados apresentados na Figura 5.22):



a)

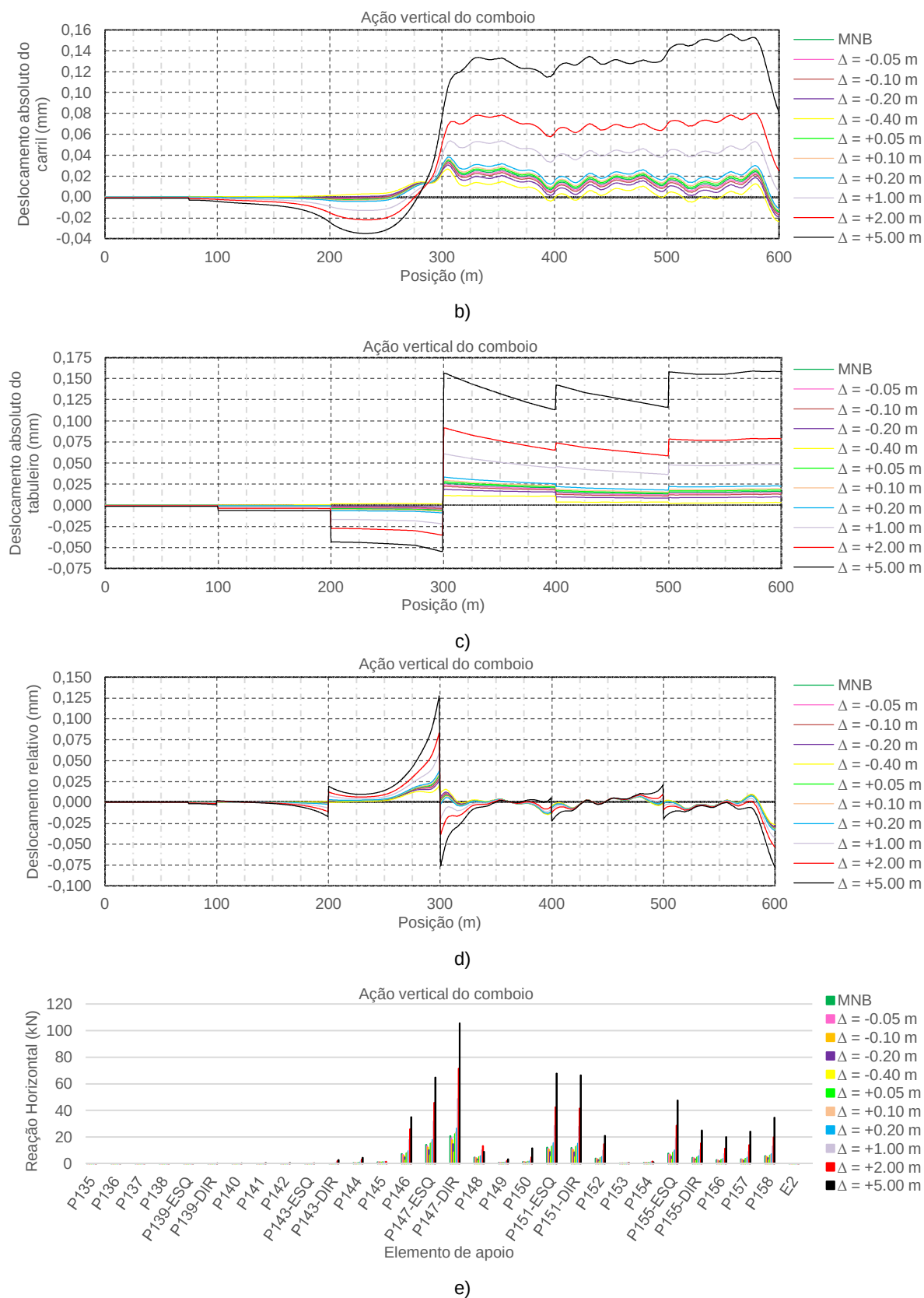
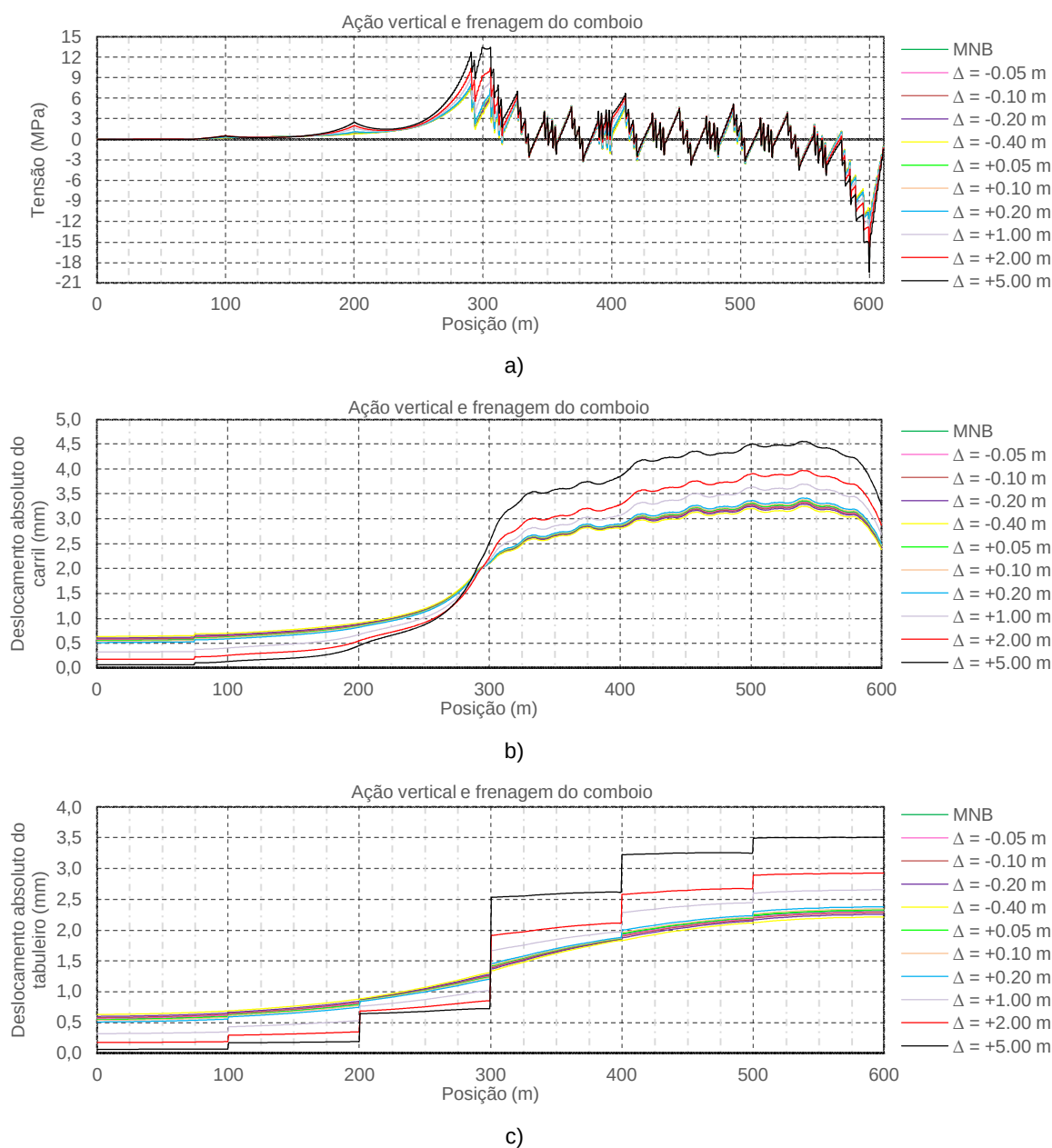


Figura 5.22 - Efeitos de interação obtidos na variação C.G.T. para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Nos gráficos apresentados na Figura 5.22 é possível verificar diferenças entre os efeitos registados nas análises dos diferentes modelos. O afastamento do C.G. do tabuleiro em relação ao centro de rotação do aparelho de apoio (C.R.A.) conduz a um aumento dos efeitos em geral. No entanto, a grandeza desses efeitos é muito reduzida.

ii. **Análise Isolada** – ação vertical e frenagem do comboio (resultados apresentados na Figura 5.23):



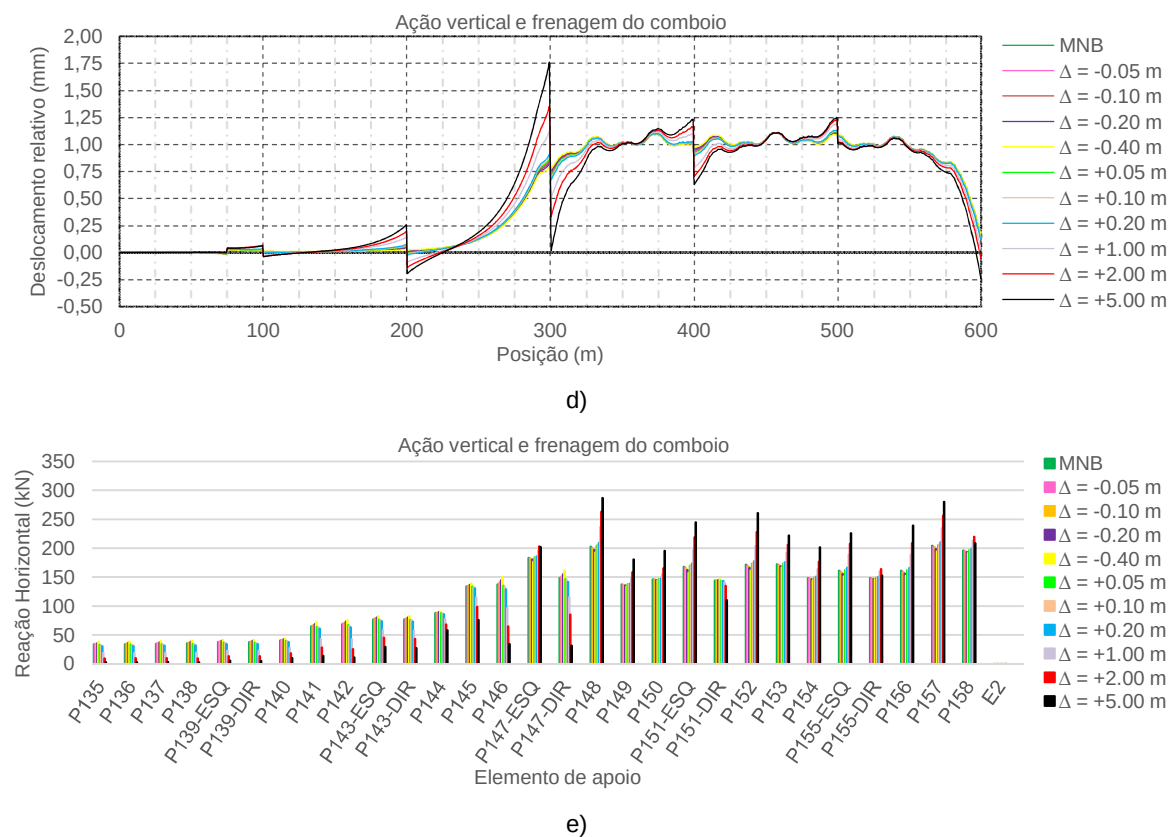
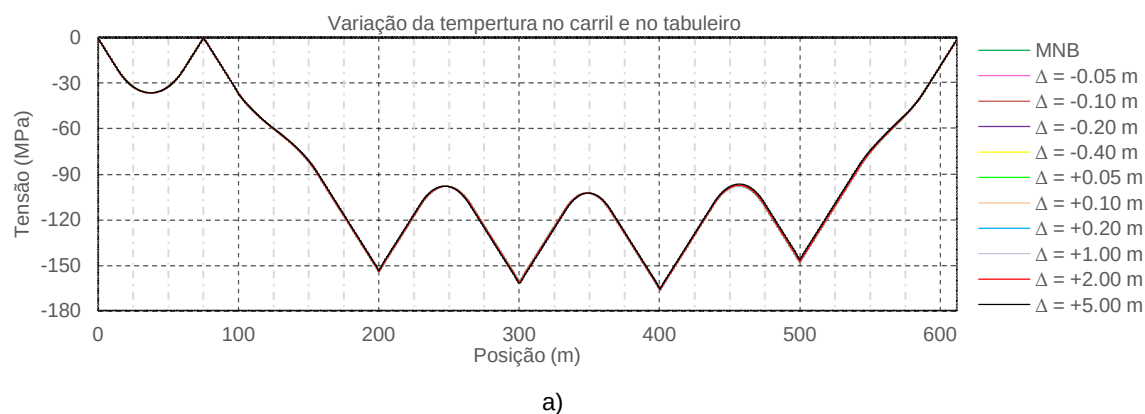


Figura 5.23 - Efeitos de interação obtidos na variação C.G.T. para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

No que respeita a tensão de compressão no carril, a variação máxima registada é de ≈ -5 MPa na zona do encontro E2 no modelo com C.G. do tabuleiro mais afastado. As diferenças registadas em termos de deslocamentos do carril, tabuleiro e relativos dos vários modelos são muito reduzidas, na ordem de 1 mm. No caso das reações verifica-se um aumento da sua grandeza consoante a distância do C.G. do tabuleiro aumenta em relação ao C.R.A. (máximo registado de ≈ 90 kN).

Apesar das diferenças apontadas não se consideram ser de elevada relevância.

iii. **Análise Isolada** – variação da temperatura no carril e no tabuleiro (resultados apresentados na Figura 5.24):



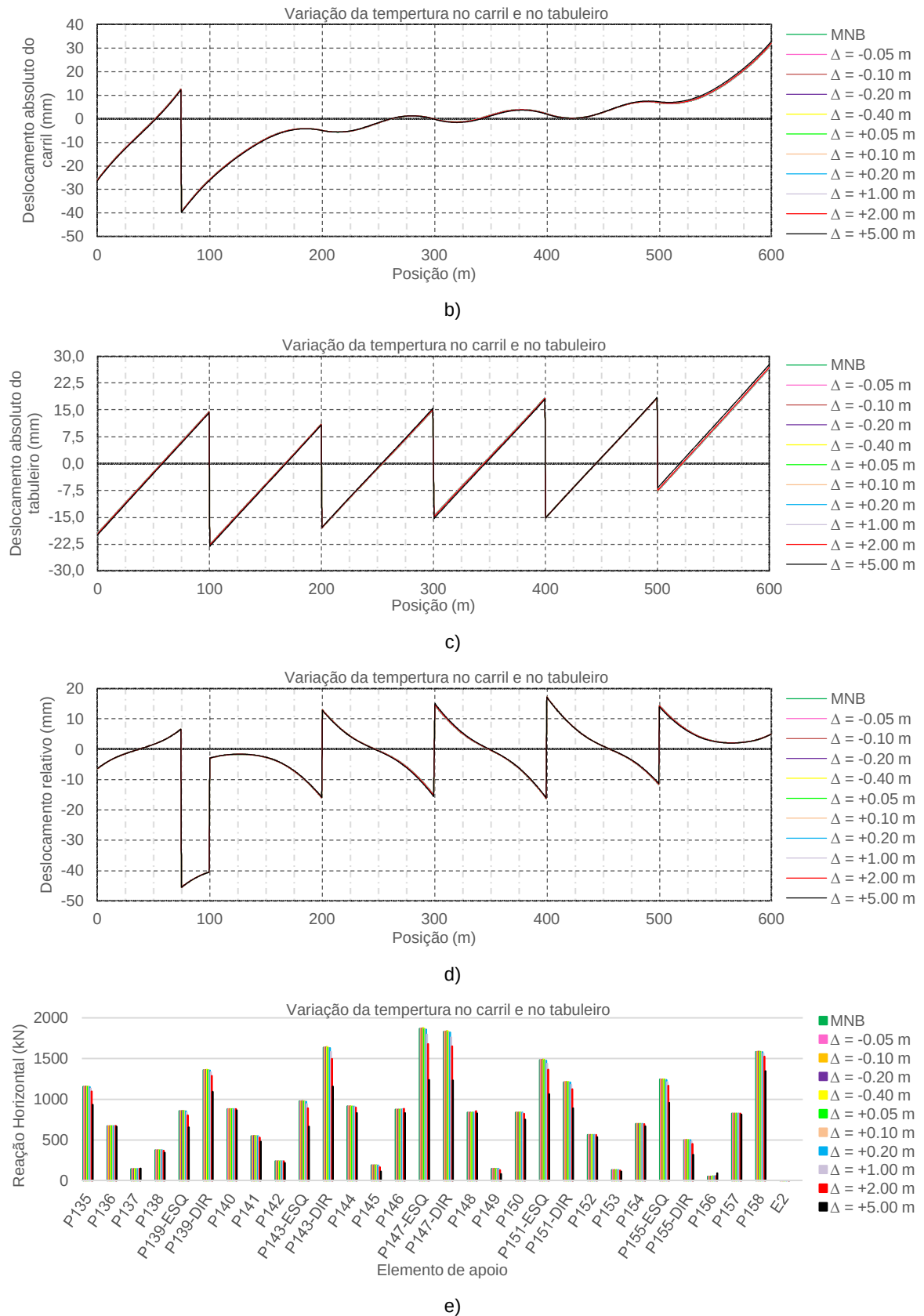
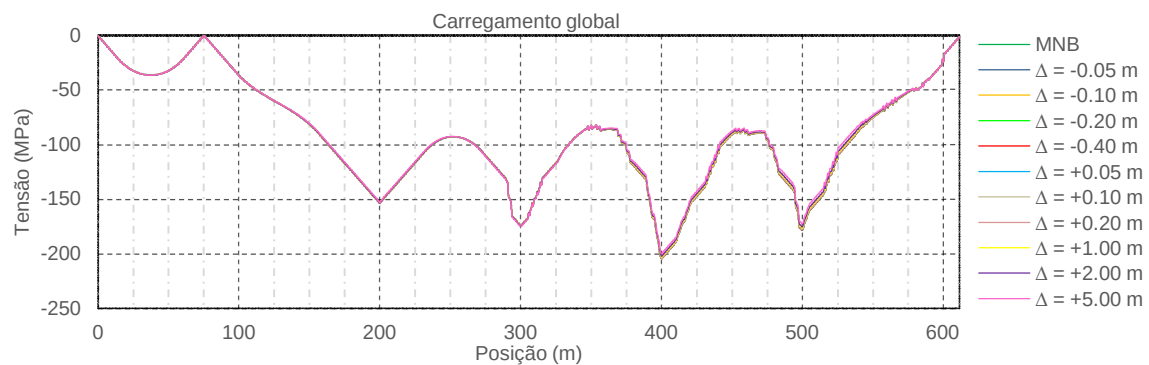


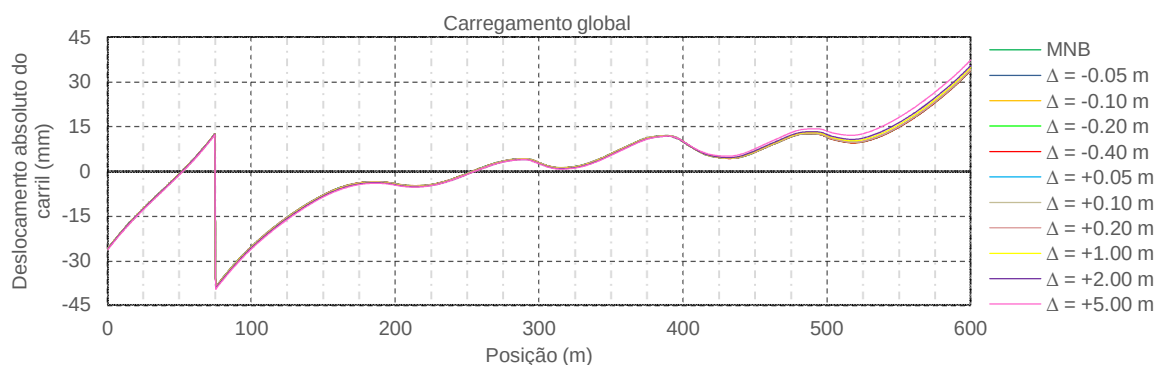
Figura 5.24 - Efeitos de interação obtidos na variação C.G.T. para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Relativamente às análises com ação da variação da temperatura, as variações que se verificam são residuais, podendo-se apenas registar o facto do afastamento do C.G. do tabuleiro conduzir a menores reações de apoio. A definição do C.G. do tabuleiro a uma distância próxima do C.R.A. conduz sensivelmente a maiores deslocamentos do tabuleiro que, por sua vez, torna necessário mobilizar uma maior rigidez dos pilares, aumentando assim a respetiva grandeza das reações de apoio. No entanto, no troço T9 (P155 a E2) os deslocamentos do tabuleiro são maiores com o C.G. do tabuleiro mais afastado pois, o afastamento deste ao C.R.A. não permite que os elementos de apoio restrinjam o movimento do tabuleiro com a mesma capacidade que restringem quando o C.G. do tabuleiro está mais próximo do C.R.A..

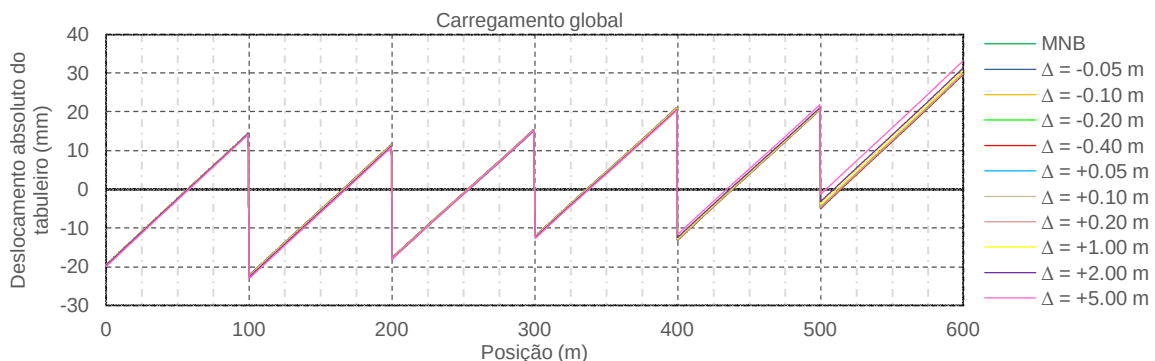
iv. **Análise Global** (resultados apresentados na Figura 5.25):



a)



b)



c)

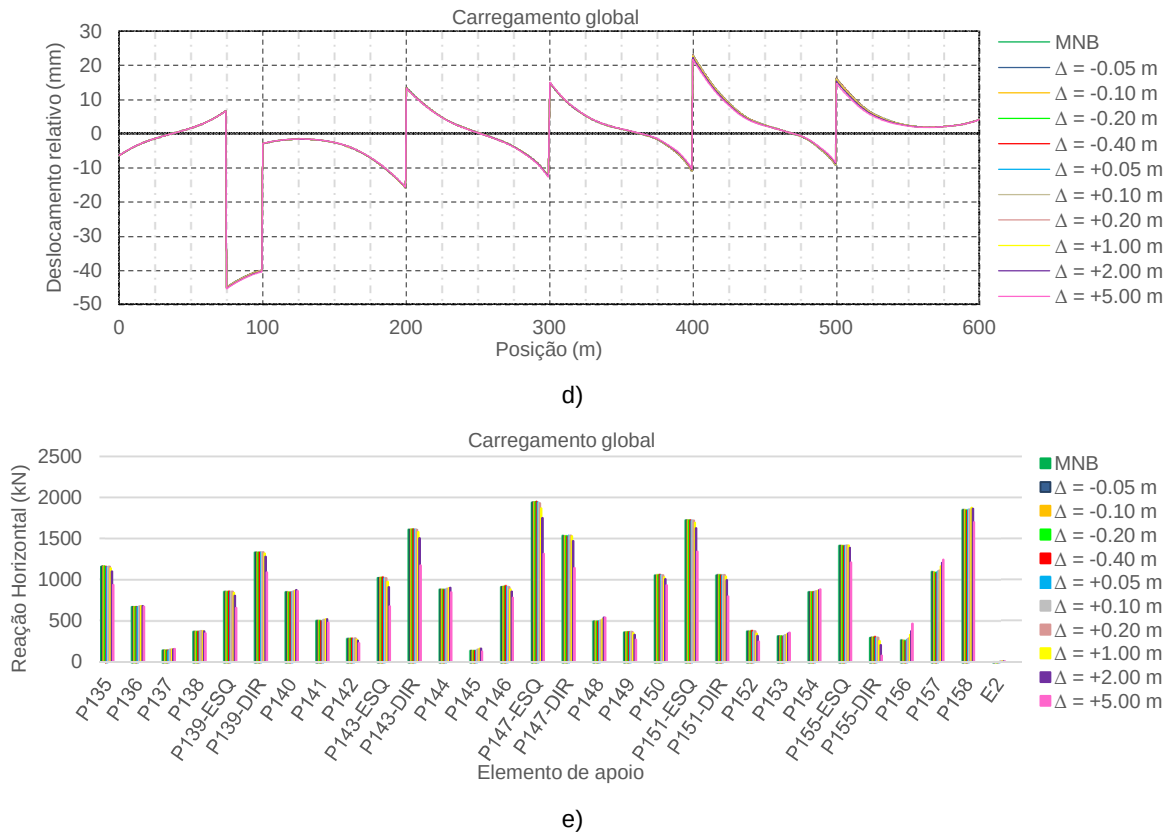


Figura 5.25 - Efeitos de interação obtidos na variação C.G.T. para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Nos casos com carregamento global, as variações entre análises da tensão no carril são residuais. Apenas a 501,60 m se verifica uma variação máxima de ≈ -6 MPa entre o MNB e o modelo com o C.G. do tabuleiro afastado +5,00 m do C.R.A.. A essa variação associa-se uma tensão maior no MNB. Os restantes efeitos apresentam variações desprezáveis face à magnitude que apresentam, podendo-se acrescentar apenas que a evolução dos deslocamentos do tabuleiro se assemelha à observada na análise isolada da variação da temperatura no carril e no tabuleiro.

Com este estudo conclui-se que a variação do C.G. do tabuleiro não conduz a variações significativas dos efeitos de interação.

5.3.1.3. Comparação dos efeitos de interação entre o MNB e um modelo com introdução de uma secção corrente do tipo caixão

Ainda dentro do estudo da influência das características geométricas do sistema via-estrutura nos efeitos de interação, foi definido um modelo numérico com a alteração da secção transversal do tabuleiro para uma secção fechada mais robusta. A secção adotada para posterior comparação com a secção inicial foi uma secção corrente do tipo caixão que é apresentada na ficha UIC-774-3-R (2001) e designada na mesma por *DECK TYPE 2* (Figura 5.26).

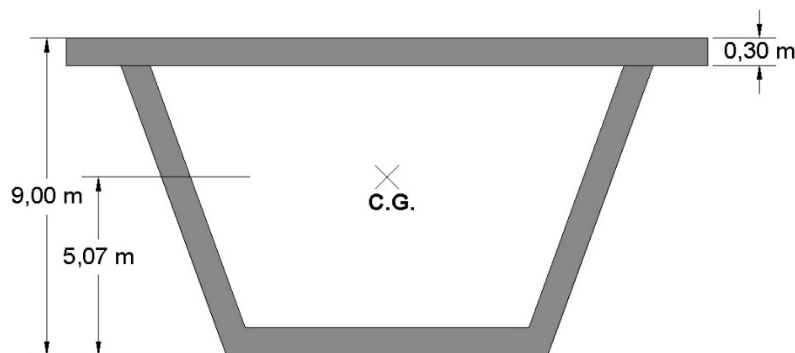


Figura 5.26 – Secção corrente do tipo caixão apresentada na UIC-774-3-R (2001).

Para além das características geométricas apresentadas na Figura 5.26, o Quadro 5.3 apresenta as características mecânicas e propriedades do material da secção que foram inseridas nos elementos do modelo numérico que simulam o tabuleiro.

Quadro 5.3 – Características da secção e do material da secção corrente do tipo caixão.

Secção	Área, A	7,20	m^2
	Inércia segundo xx , I_{xx}	80,06	m^4
Material	Módulo de elasticidade, E	$34,2 \times 10^6$	kPa
	Coefficiente de Poisson, ν	0,20	-
	Coefficiente de dilatação térmica, α	1×10^{-5}	$^{\circ}\text{C}$

Com a alteração da secção transversal do tabuleiro houve necessidade de avaliar se as características dos elementos rígidos de ligação (Quadro 4.3) adotados no modelo numérico base (MNB) eram adequadas no que diz respeito ao processo de convergência da solução numérica e à variação dos resultados obtidos. Deste modo, devido a problemas de convergência da solução e após processo iterativo, foi alterado o módulo de elasticidade destes elementos para $E = 1 \times 10^{10}$ kPa.

O posicionamento dos elementos do sistema via-estrutura pode observar-se no esquema que se apresenta na Figura 5.27. Como se pode verificar, foram fixadas as cotas dos aparelhos de apoio e restantes elementos de apoio do MNB e procedeu-se à alteração das cotas dos elementos suprajacentes. O modelo com estas alterações designou-se por modelo numérico com secção do tabuleiro em caixão (MNSTC).

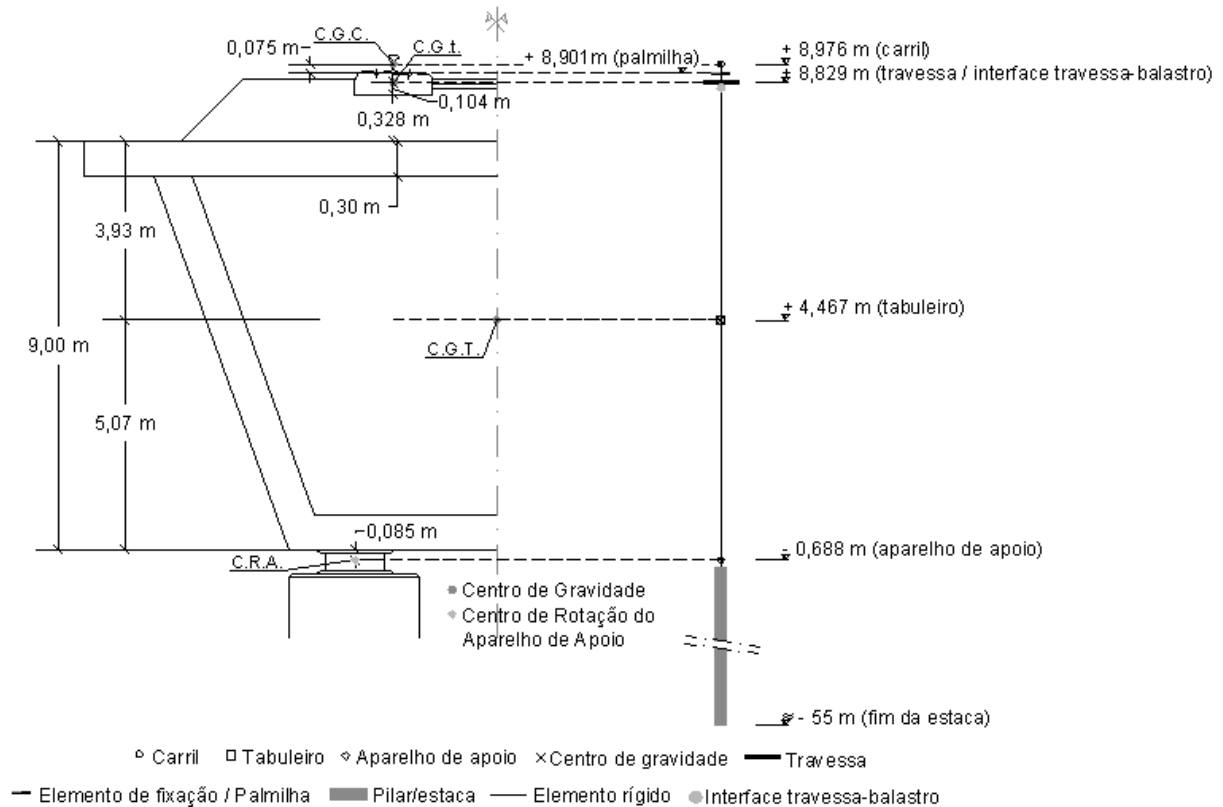
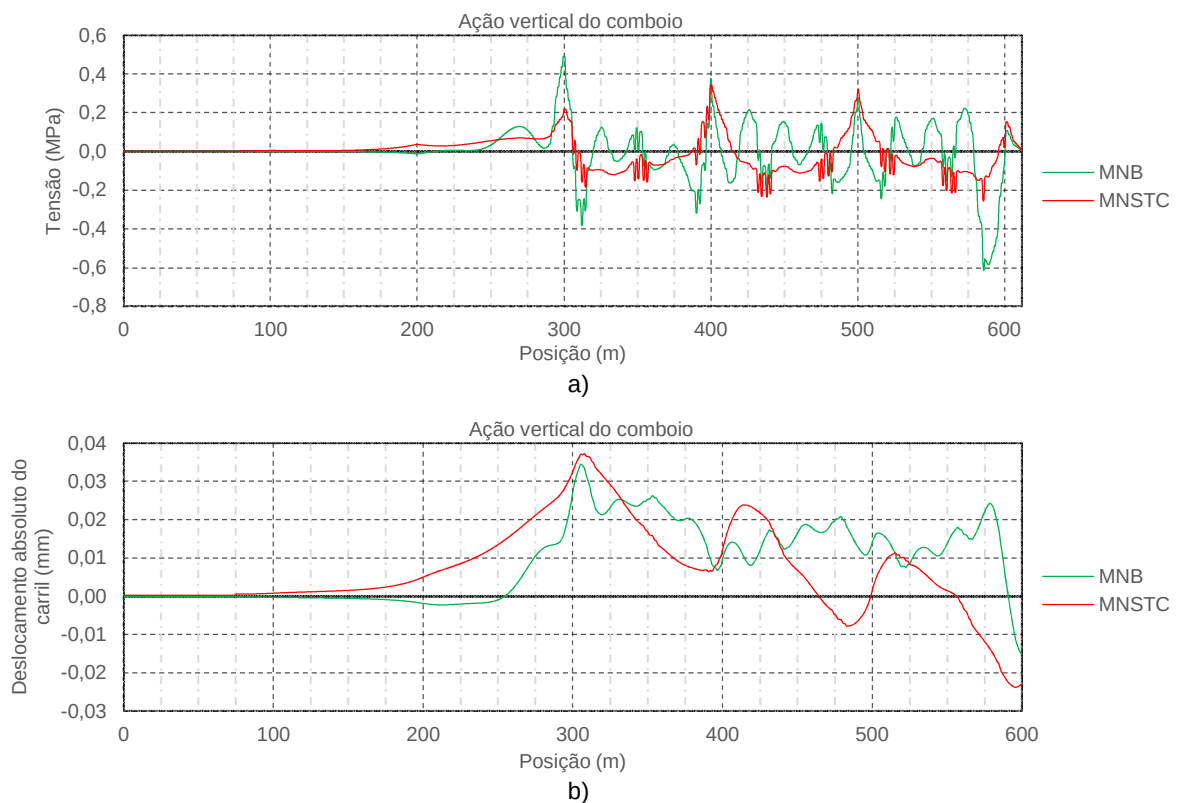


Figura 5.27 – Posicionamento dos elementos do MNSTC nos respectivos centros de gravidade.

Seguidamente apresentam-se os resultados e comparações entre os modelos MNB e MNSTC.

i. **Análise Isolada** – ação vertical do comboio (resultados apresentados na Figura 5.28):



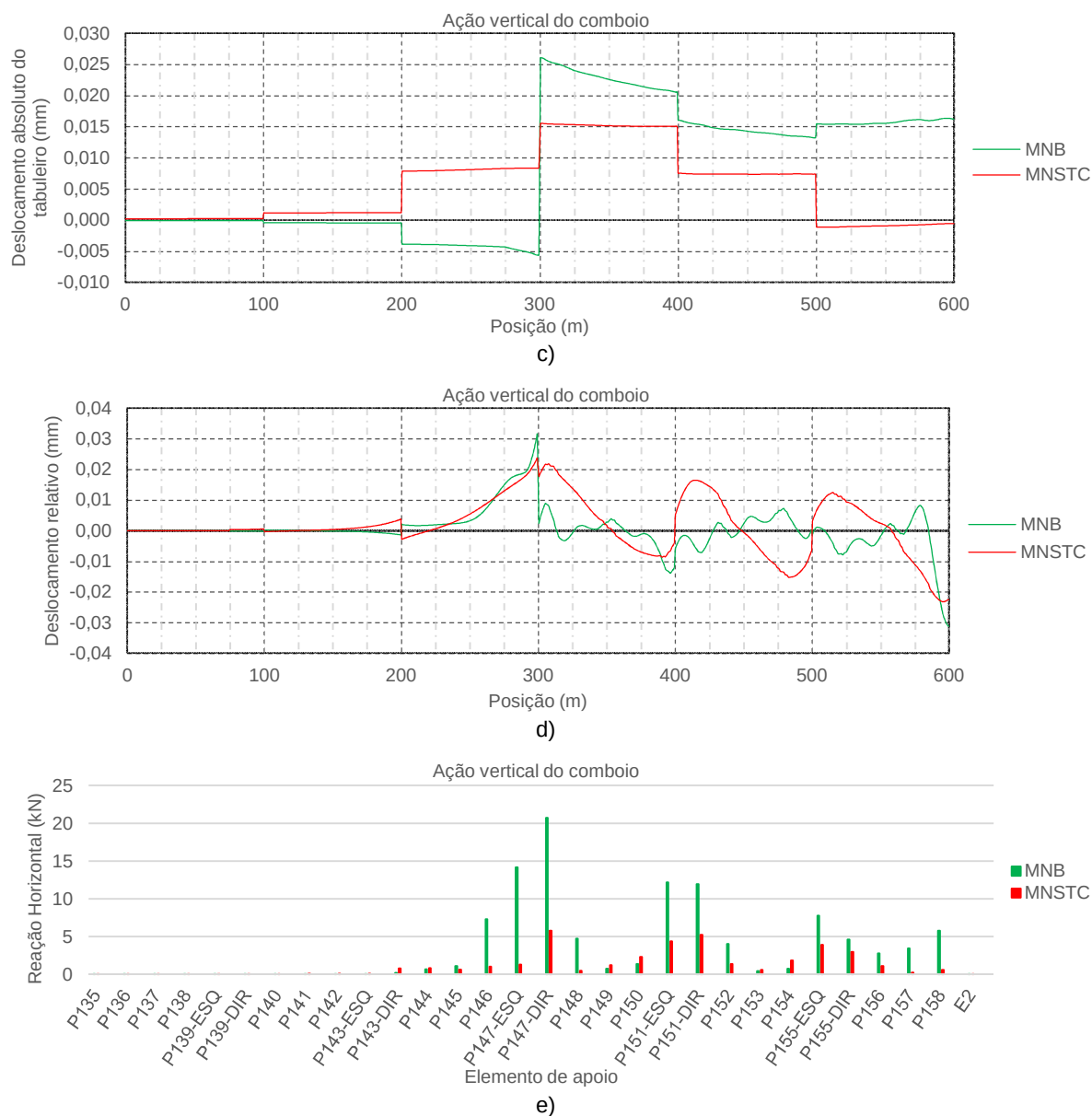
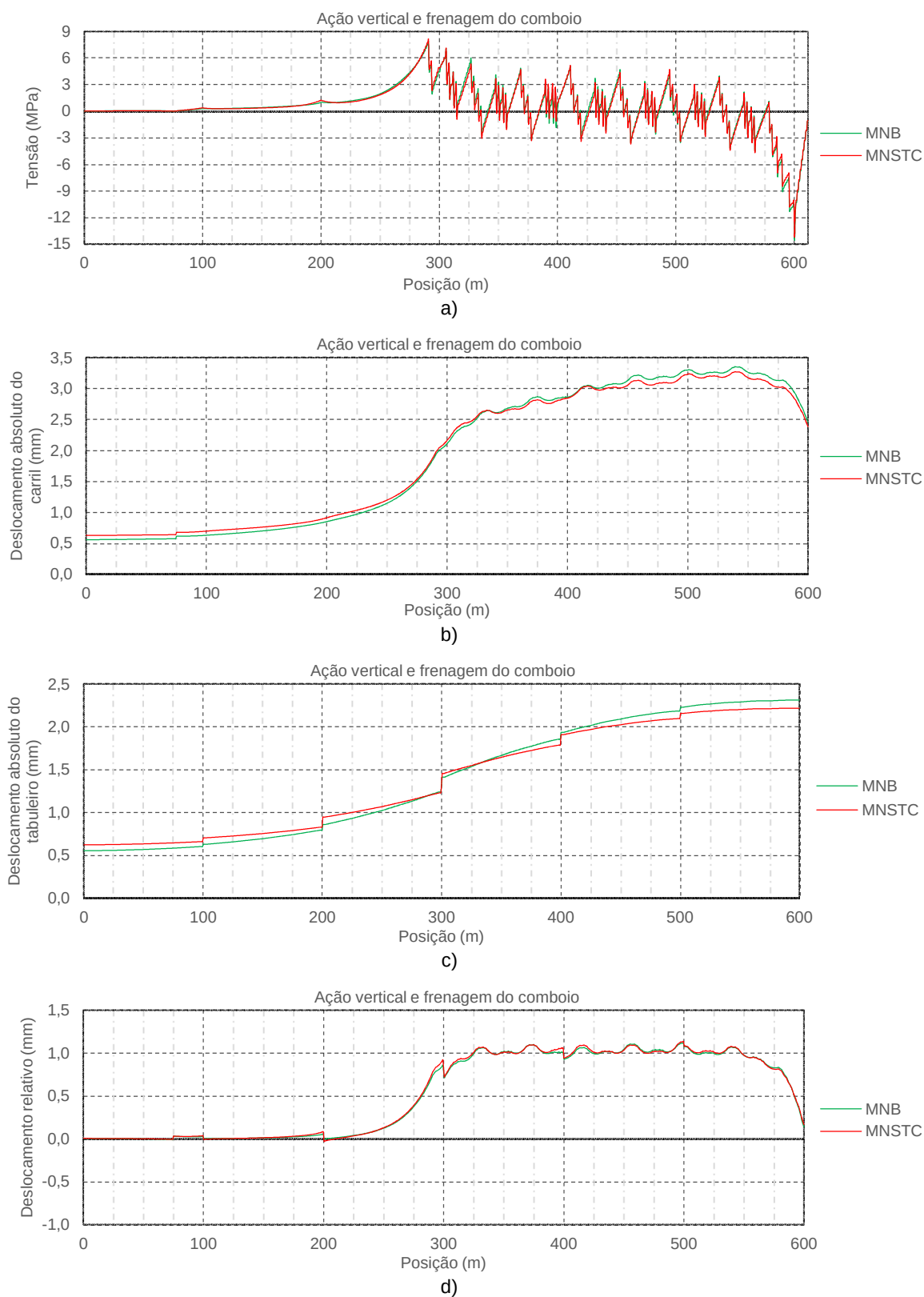


Figura 5.28 – Comparação dos efeitos de interação entre o MNB e o MNSTC para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

ii. **Análise Isolada** – ação vertical e frenagem do comboio (resultados apresentados na Figura 5.29):



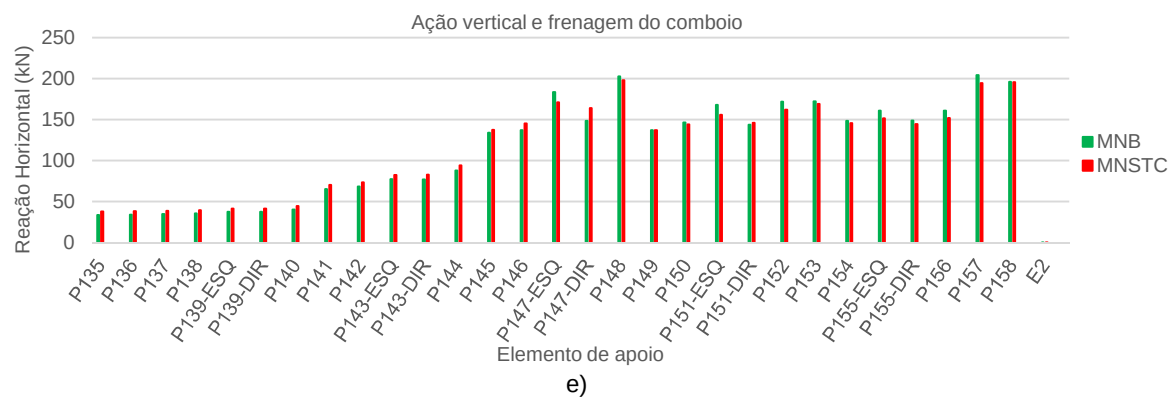
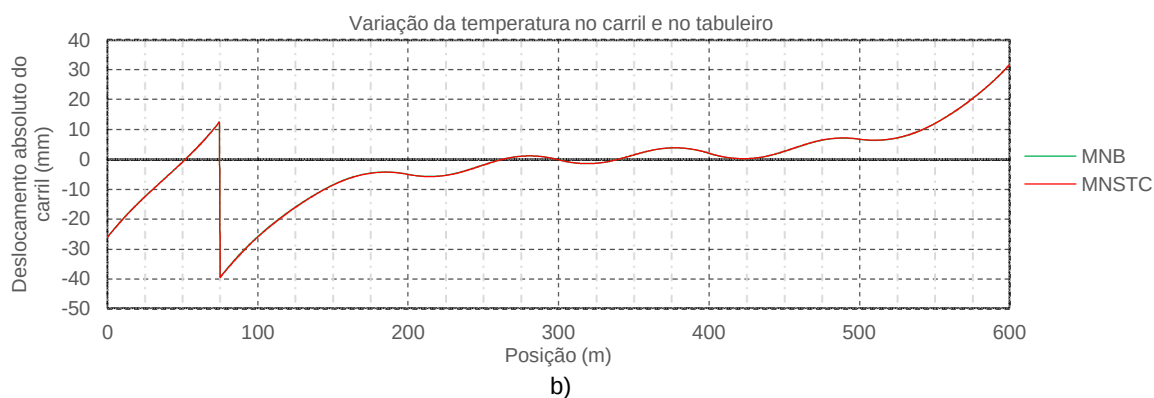
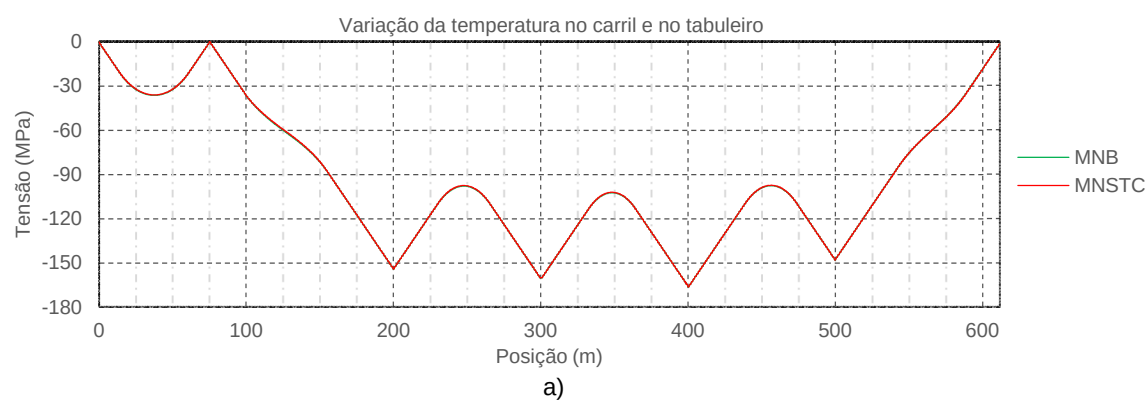
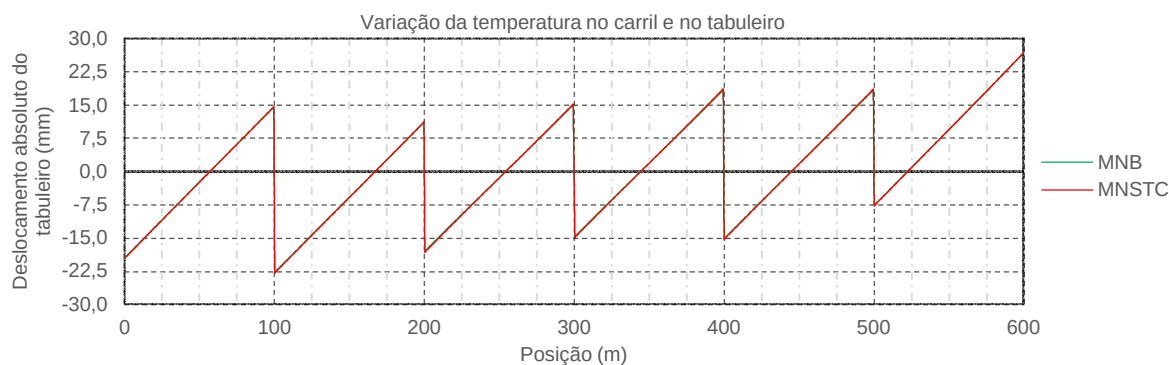


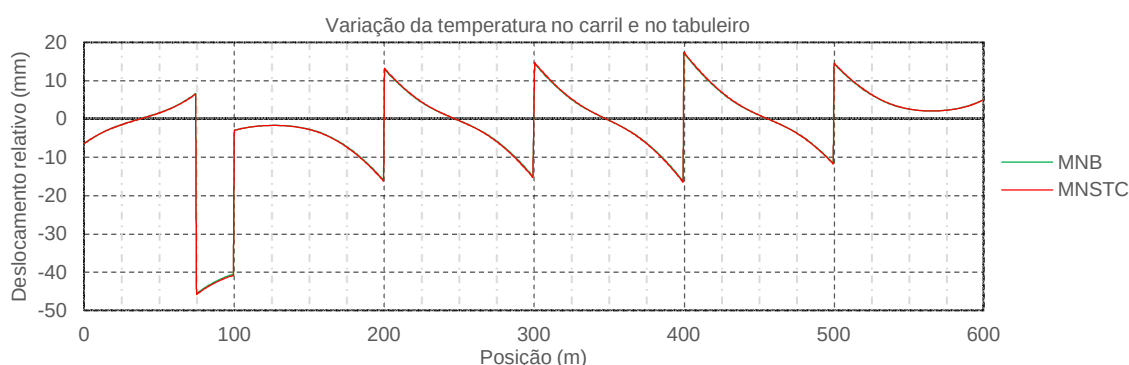
Figura 5.29 - Comparação dos efeitos de interação entre o MNB e o MNSTC para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

iii. **Análise Isolada** – variação da temperatura no carril e no tabuleiro (resultados apresentados na Figura 5.30):

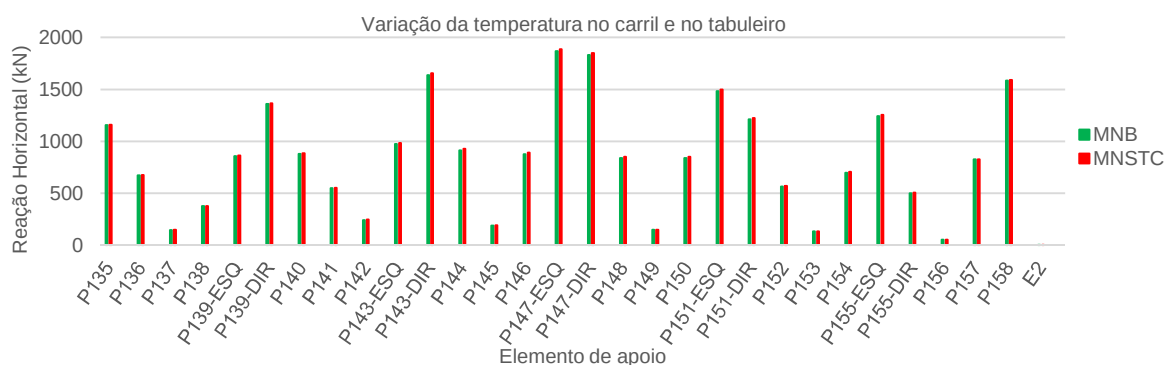




c)



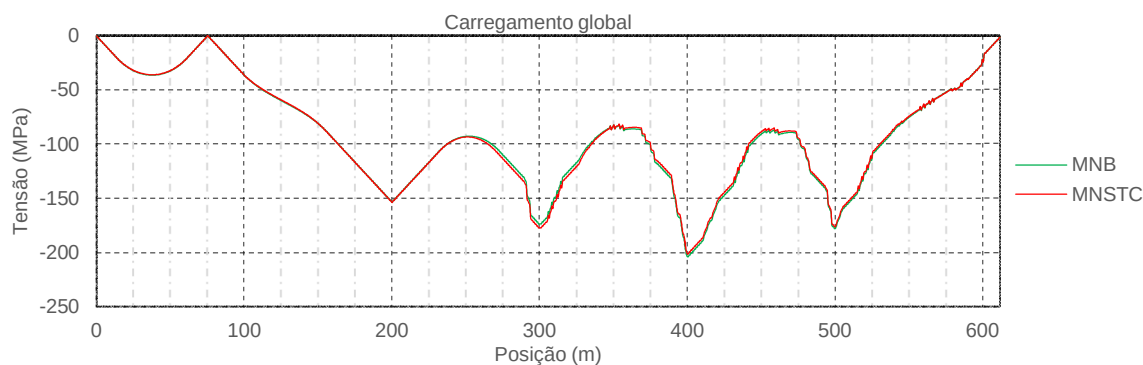
d)



e)

Figura 5.30 - Comparação dos efeitos de interação entre o MNB e o MNSTC para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

iv. *Análise Global* (resultados apresentados na Figura 5.31):



a)

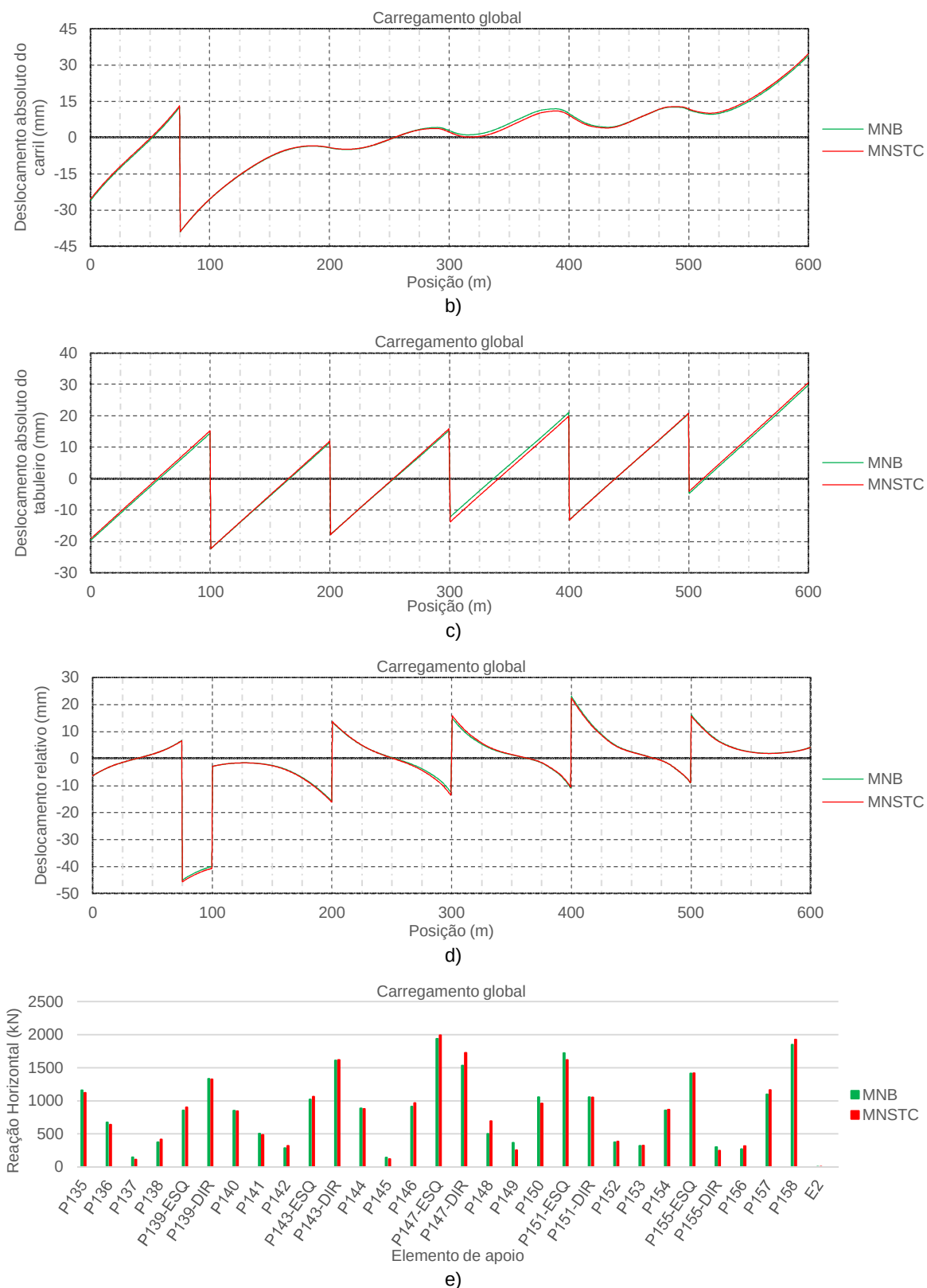


Figura 5.31 - Comparação dos efeitos de interação entre o MNB e o MNSTC para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Da avaliação dos resultados obtidos na presente análise, apenas são visíveis variações entre o modelo MNB e o MNSTC na análise isolada da carga vertical do comboio (Figura 5.28) e na que inclui a frenagem do mesmo (Figura 5.29). Apesar das diferenças observadas entre os dois modelos na primeira análise serem consideráveis, a grandeza dos efeitos analisados não é relevante. No entanto, é de registar que o modelo com secção mais rígida (MNSTC) parece conferir maior estabilidade no sistema via-estrutura face à ação vertical.

Assim sendo, pode concluir-se que o facto da secção corrente do tipo caixão ter uma rigidez à flexão maior do que a secção adotada no viaduto Poente não tem uma influência relevante nos efeitos de interação via-estrutura resultantes.

5.3.2. VARIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DA VIA

5.3.2.1. Variação da resistência longitudinal da via

O comportamento longitudinal da via é dos parâmetros mais importantes no controlo da grandeza dos efeitos de interação que se manifestam nas obras de arte ferroviárias. Este comportamento é definido pelo grau de restrição que a via oferece aos movimentos que os carris tendem a desenvolver quando estes se encontram sob o efeito das diferentes ações variáveis. Dependendo do nível de restrição, as tensões nos carris e os deslocamentos dos mesmos podem variar, conduzindo a efeitos de interação que variam consoante o comportamento/resistência que a via apresenta.

Assim sendo, realizaram-se diferentes análises onde se fez variar a resistência longitudinal da via e compararam-se os efeitos verificados nas mesmas. O conjunto de gráficos ilustrados pela Figura 5.32 a) à Figura 5.32 f) apresentam o comportamento dos diferentes tipos de via estudados no presente trabalho. Para além disso, o Quadro 5.4 que se apresenta resume também os aspetos essenciais do comportamento das vias e apresenta as principais características introduzidas nos elementos COMBIN40 que simulam a resistência longitudinal da via descarregada de cada modelo.

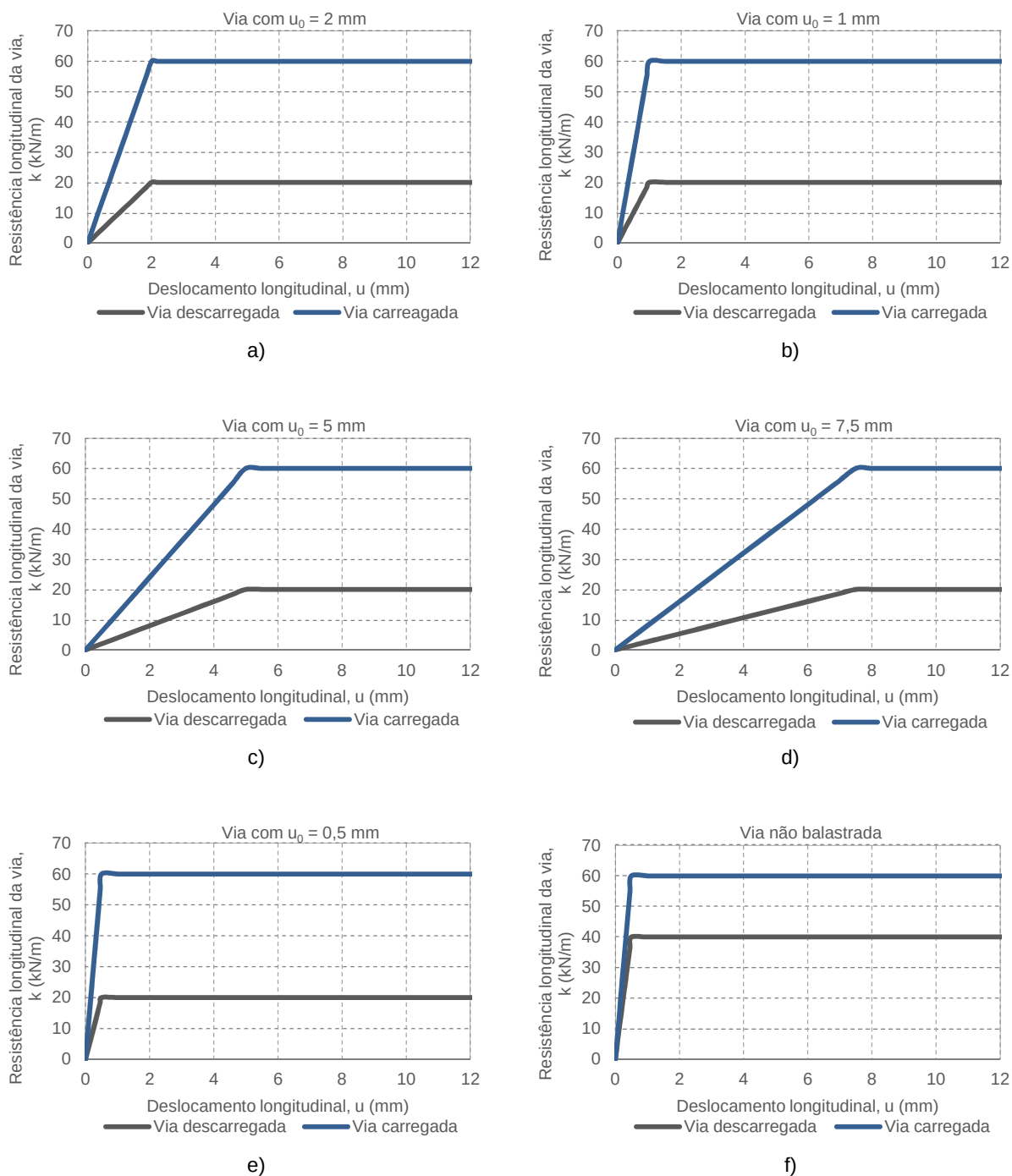


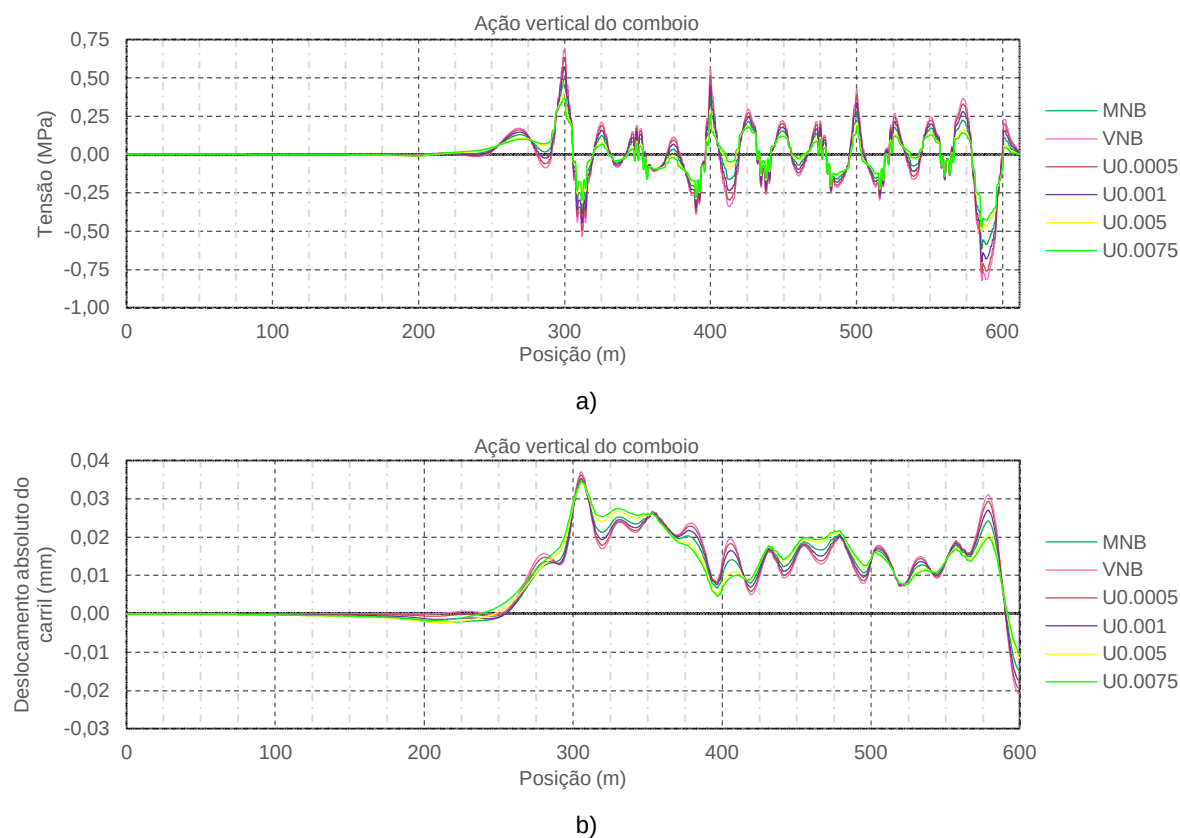
Figura 5.32 – Comportamento longitudinal da via introduzido nos diferentes modelos numéricos: a) MNB; b) U0.001; c) U0.005; d) U0.0075; e) U0.0005; f) VNB.

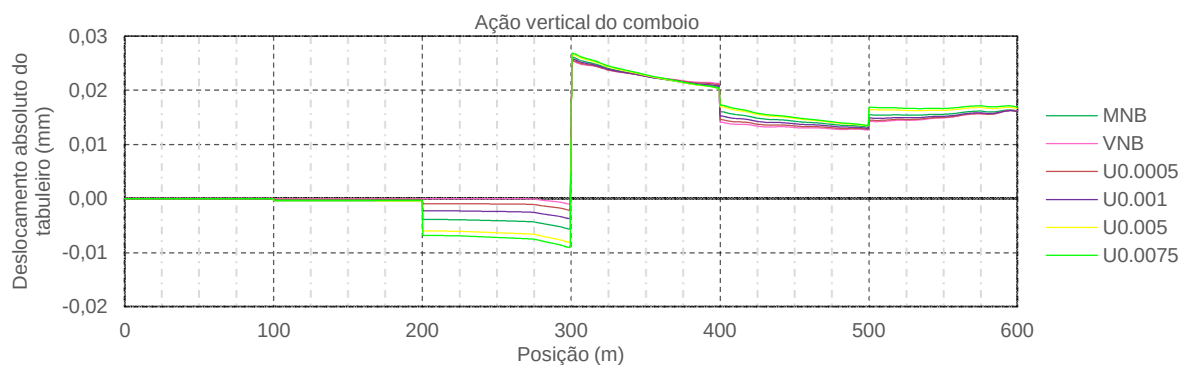
Quadro 5.4 – Comportamento dos diferentes tipos de via e aspetos de modelação.

Designação		Figura 5.32					
		a)	b)	c)	d)	e)	f)
Modelo numérico		MNB	U0.001	U0.005	U0.0075	U0.0005	VNB
$k_{\text{via carregada}}$ [kN/m]		60	60	60	60	60	60
$k_{\text{via descarregada}}$ [kN/m]		20	20	20	20	20	40
u_0 [mm]		2	1	5	7,5	0,5	0,5
Elementos	K1 [kN/m]	12000	24000	4800	3200	48000	96000
COMBIN40 (via desc.)	FSLIDE [kN]	24	24	24	24	24	48

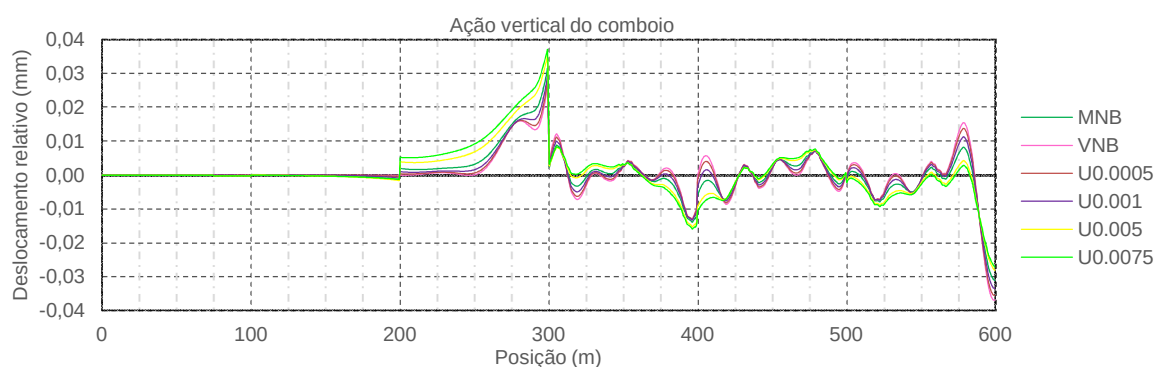
Seguidamente são apresentados e comparados os resultados dos diferentes modelos desenvolvidos.

i. **Análise Isolada** – ação vertical do comboio (resultados apresentados na Figura 5.33):

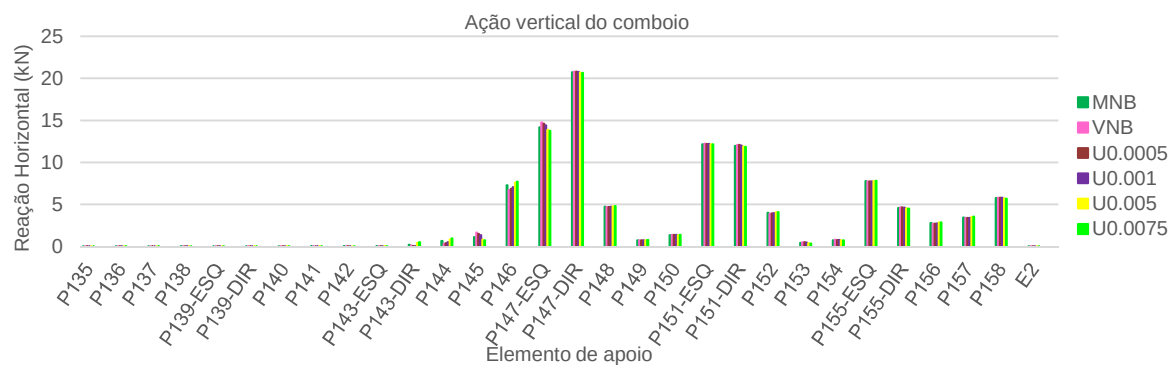




c)



d)

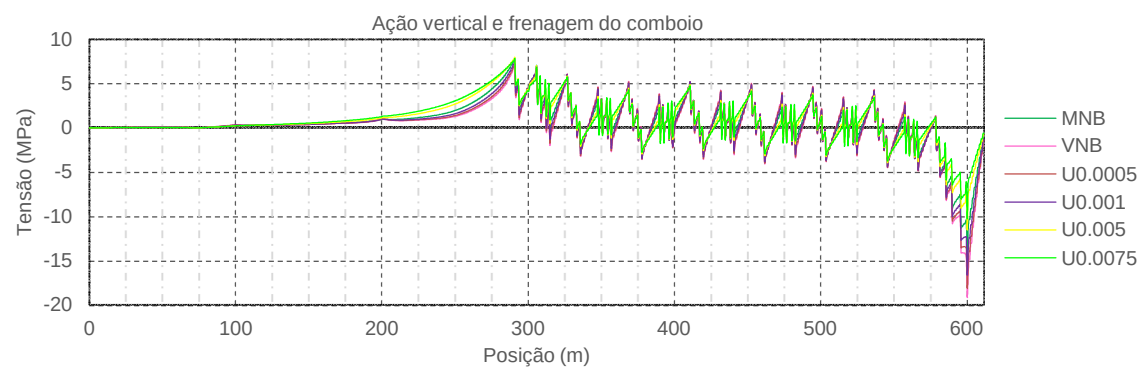


e)

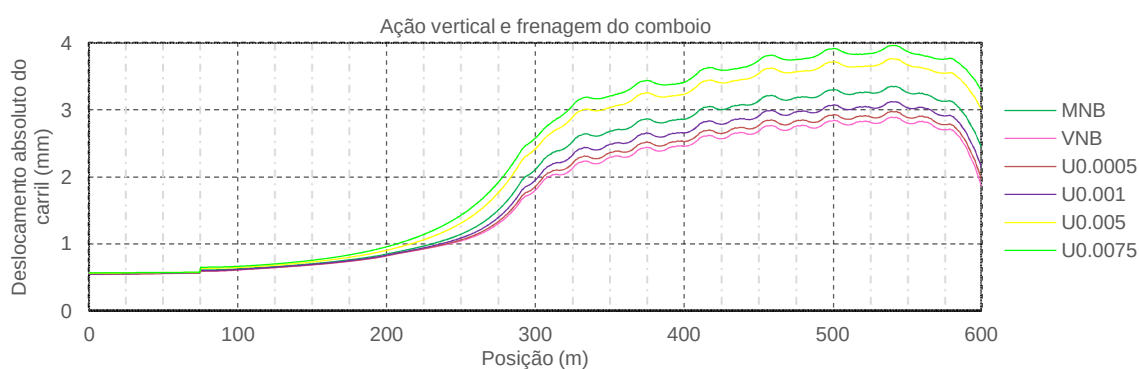
Figura 5.33 - Efeitos de interação obtidos na variação da resistência longitudinal da via para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Para a ação isolada do carregamento vertical do comboio os efeitos resultantes para diferentes resistências de via não apresentam variações significativas entre eles.

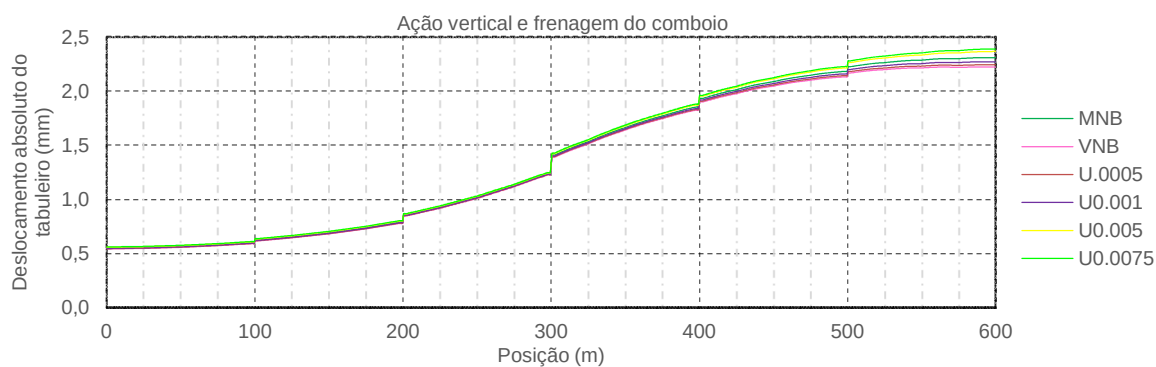
ii. **Análise Isolada** – ação vertical e frenagem do comboio (resultados apresentados na Figura 5.34):



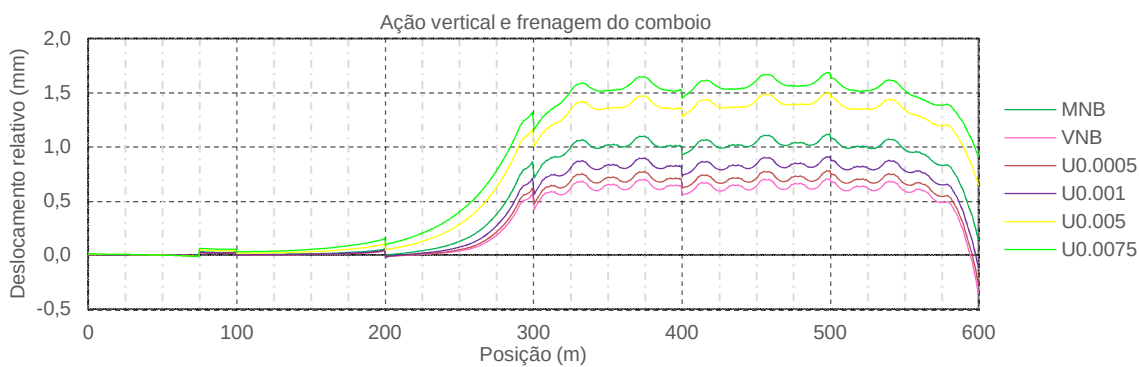
a)



b)



c)



d)

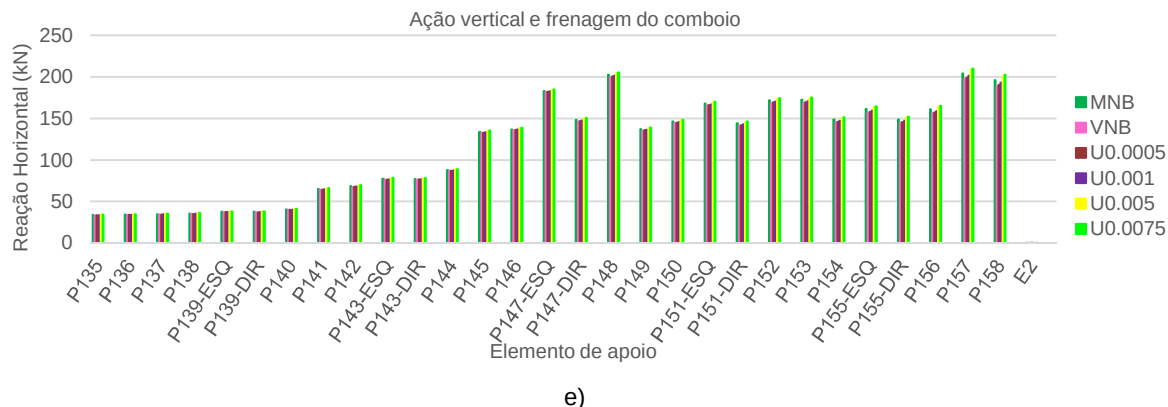


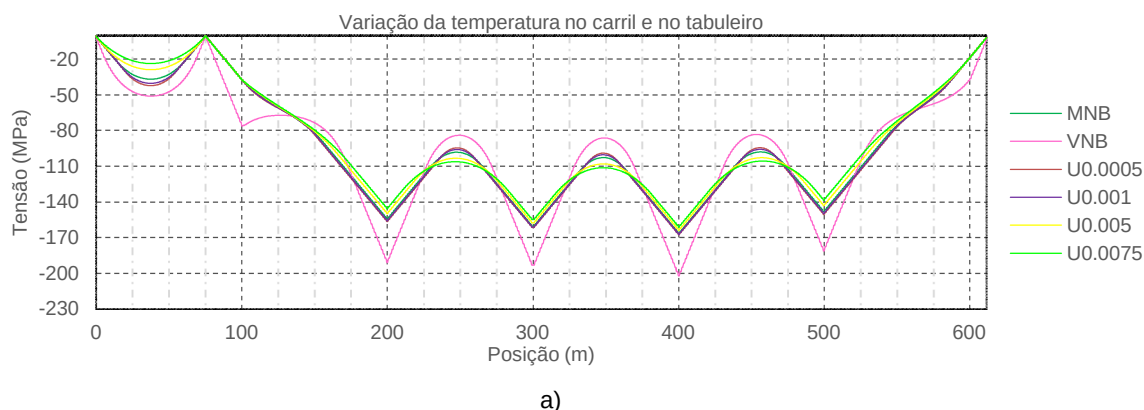
Figura 5.34 - Efeitos de interação obtidos na variação da resistência longitudinal da via para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

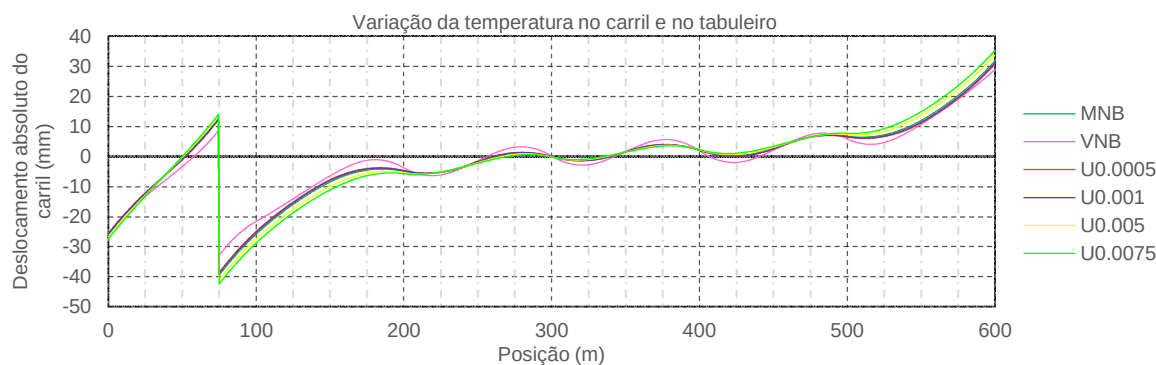
Neste caso de carga, verifica-se que o aumento da resistência longitudinal da via conduz a um maior nível de tensão de compressão no carril motivado pela restrição de movimento oferecida pela via. A variação máxima verificada é de mais ≈ -5 MPa no caso da adoção de via não balastrada (VNB) e de menos ≈ -5 MPa com a adoção da via com as características de U0.0075.

Em relação aos deslocamentos, no geral a diminuição da resistência conduz a maiores deslocamentos do carril, do tabuleiro e relativos. Face à ação da frenagem, quando a resistência longitudinal é baixa existe uma maior deformação da camada de balastro, logo menor interação do carril com o tabuleiro permitindo o deslocamento independente do carril e consequente aumento dos deslocamentos relativos.

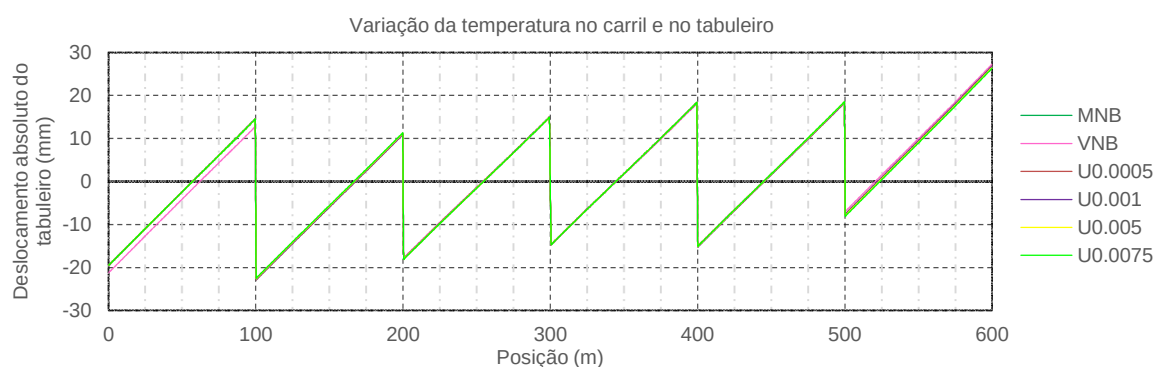
Como referido em cima, a diminuição da resistência longitudinal da via conduz ao aumento da grandeza dos deslocamentos relativos entre a via e o tabuleiro. Apesar da variação máxima entre o modelo MNB e o modelo U0.0075 (modelo com menor resistência longitudinal na via) apresentar apenas um valor máximo de $\approx 0,8$ mm, estes deslocamentos relativos na interface via-tabuleiro podem conduzir à degradação da camada de balastro e, consequentemente, diminuição gradual da resistência da via e da segurança à estabilidade da mesma.

iii. **Análise Isolada** – variação da temperatura no carril e no tabuleiro (resultados apresentados na Figura 5.35):

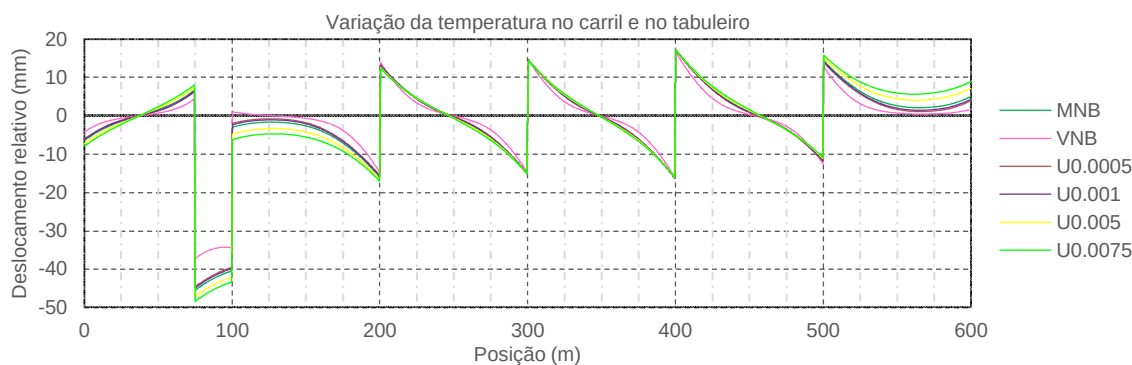




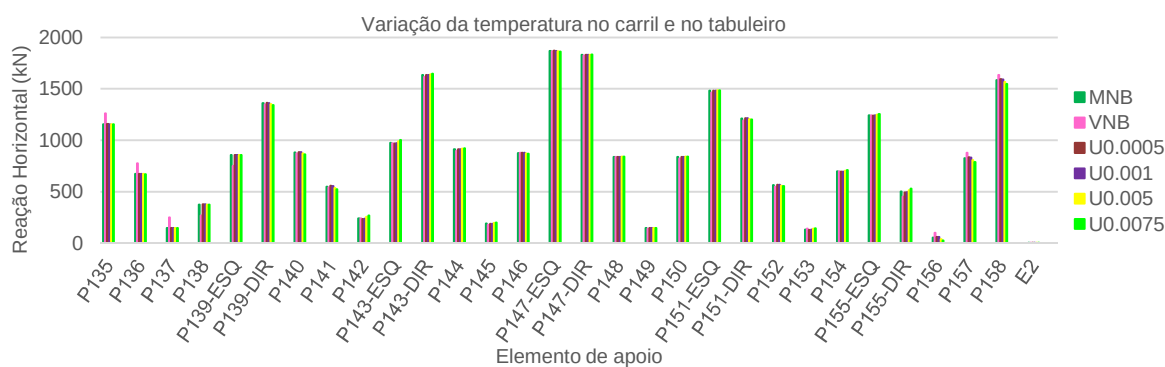
b)



c)



d)

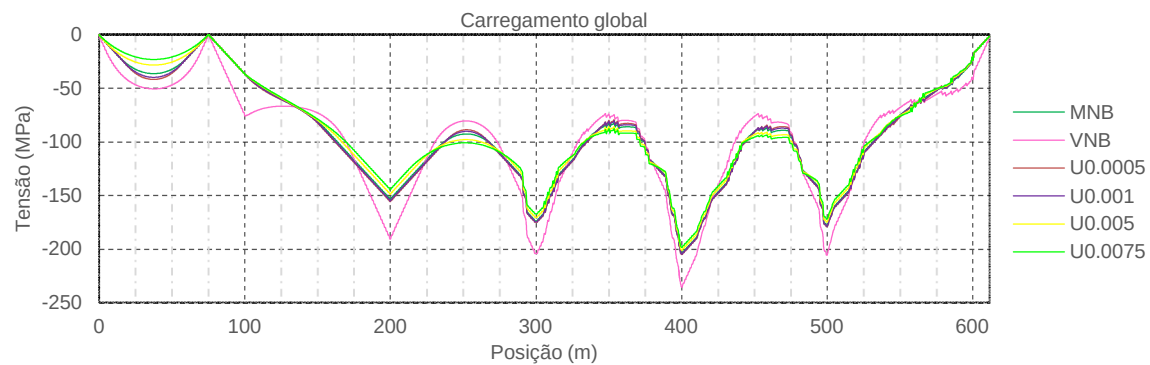


e)

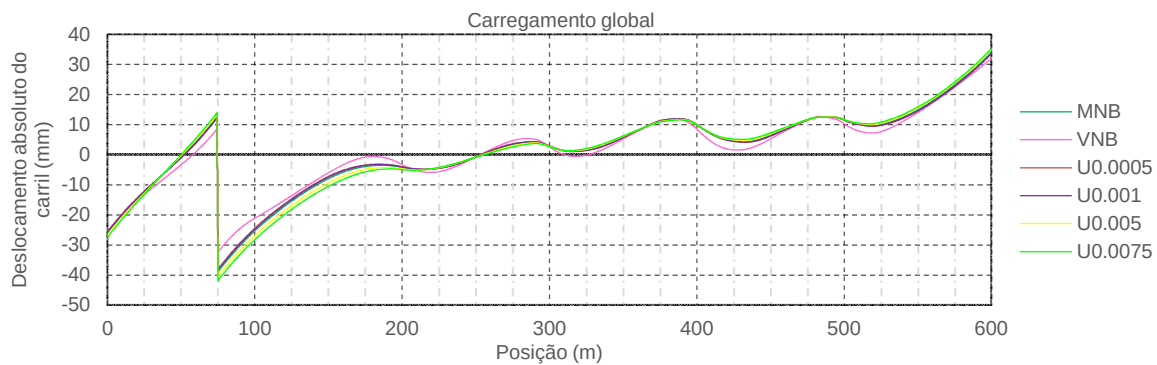
Figura 5.35 - Efeitos de interação obtidos na variação da resistência longitudinal da via para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Tal como verificado na análise anterior, o aumento da resistência longitudinal da via provoca o aumento da tensão de compressão nos carris. As variações máximas verificam-se entre o MNB e o VNB, em que se verifica um acréscimo de ≈ -17 MPa (a 59 m) e de ≈ -39 MPa (a 100 m) no VNB. Por outro lado, apesar da redução da resistência da via conduzir a menores tensões no carril esta provoca um aumento dos deslocamentos do carril, tabuleiro e relativos. No que respeita a reações de apoio, estas não apresentam variações significativas.

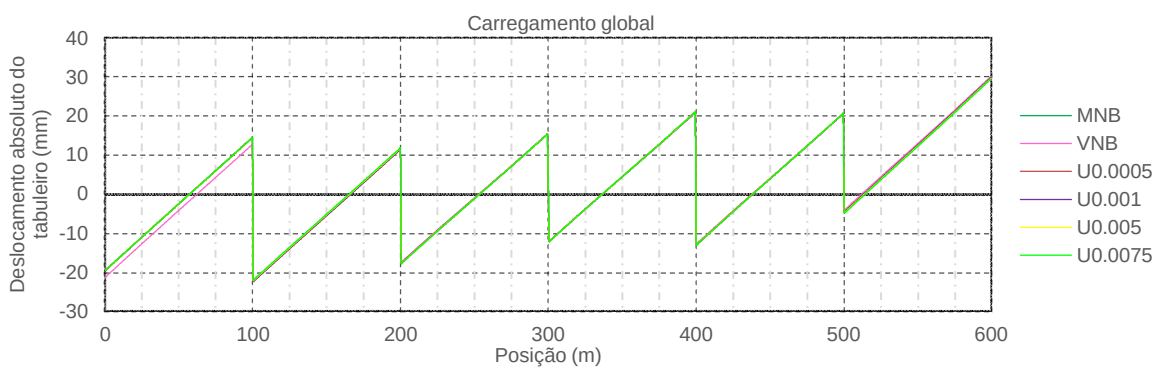
iv. **Análise Global** (resultados apresentados na Figura 5.36):



a)



b)



c)

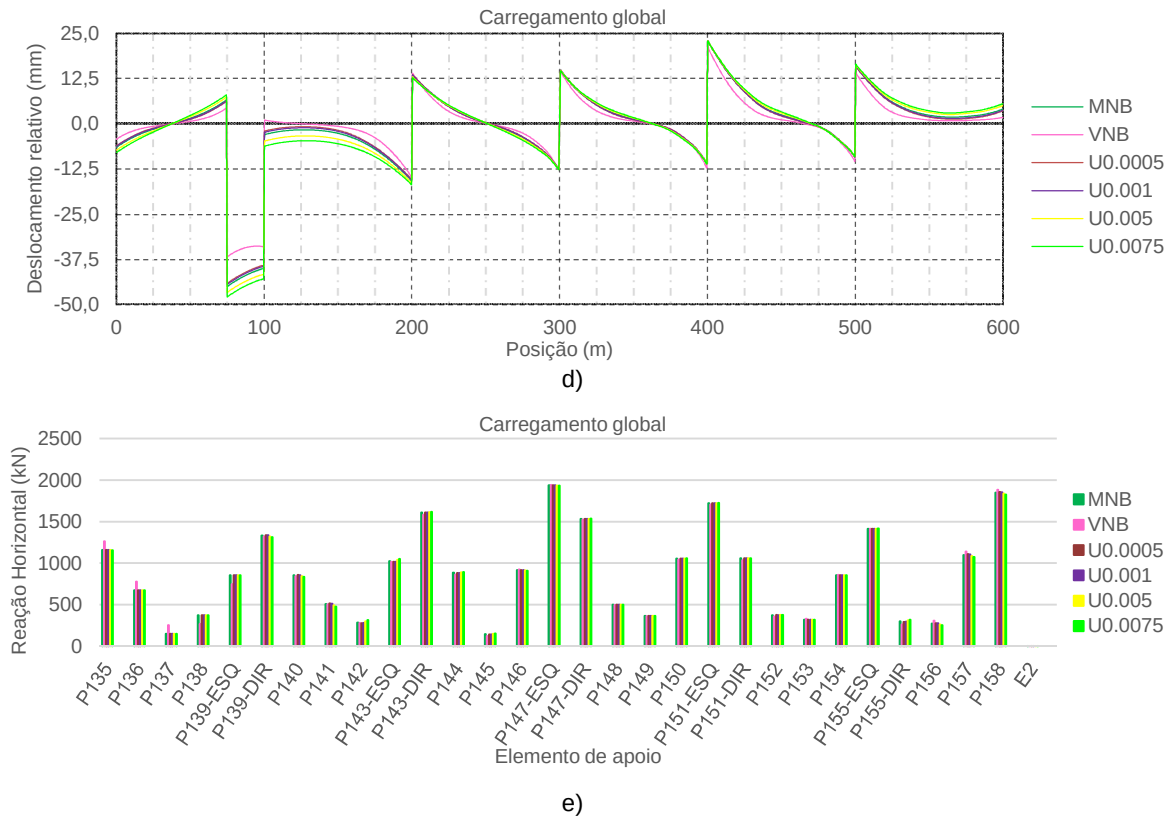


Figura 5.36 - Efeitos de interação obtidos na variação da resistência longitudinal da via para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

As variações registadas na aplicação do carregamento global assemelham-se às observadas na análise iii..

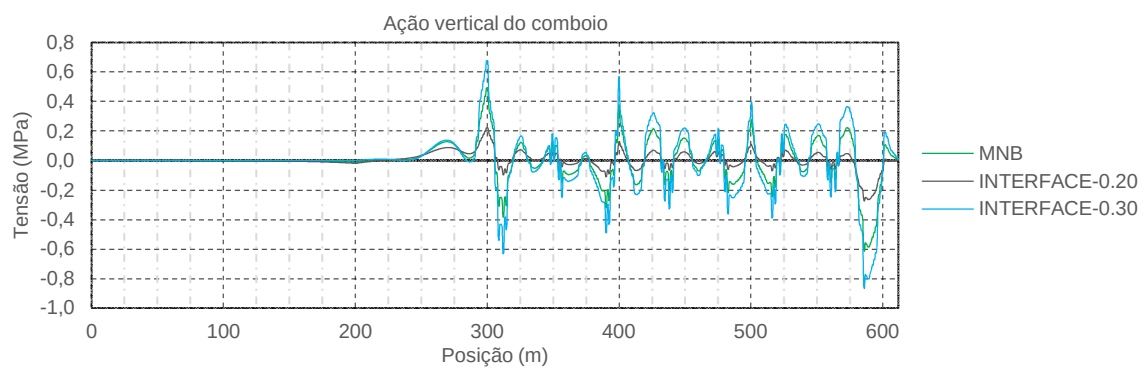
Pode concluir-se que o aumento da resistência da via conduz ao aumento da tensão de compressão nos carris e o inverso provoca um aumento dos deslocamentos em geral.

5.3.2.2. Influência da variação do posicionamento da interface travessa-balastro

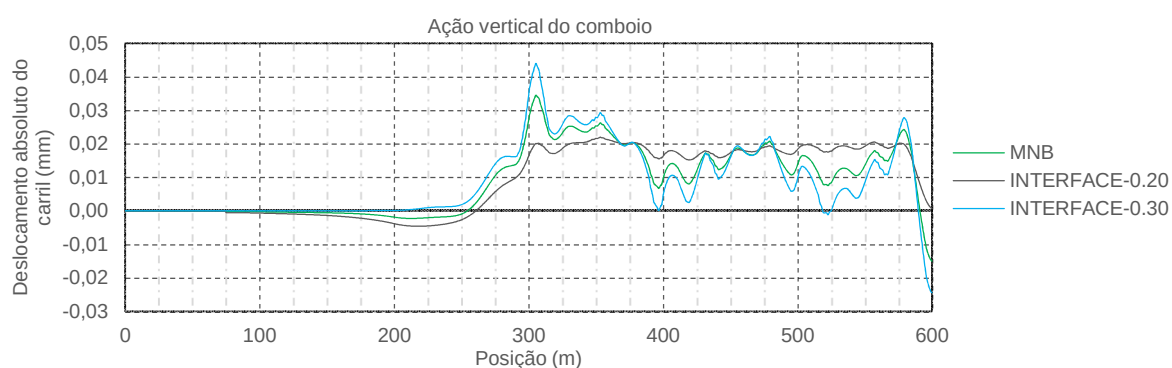
Na presente secção apresenta-se a análise da influência do posicionamento da interface face aos efeitos de interação resultantes. Deste modo, realizaram-se dois modelos onde se procedeu à variação da posição da interface travessa-balastro, inicialmente admitida à cota +0,279 m no MNB. Os modelos são designados por INTERFACE-0.20 e INTERFACE-0.30, cuja posição da interface do primeiro se encontra à cota +0.20 m e a do segundo à cota +0.30 m. Foi admitido este intervalo de valores devido ao espaço entre elementos da via ser limitado.

Apresentam-se de seguida os resultados obtidos e comentários acerca das diferenças entre os diferentes modelos.

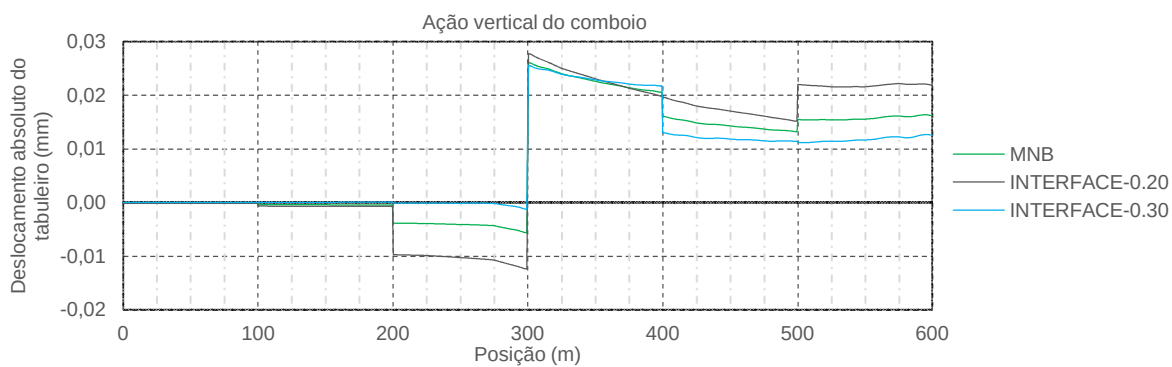
i. **Análise Isolada** – ação vertical do comboio (resultados apresentados na Figura 5.37):



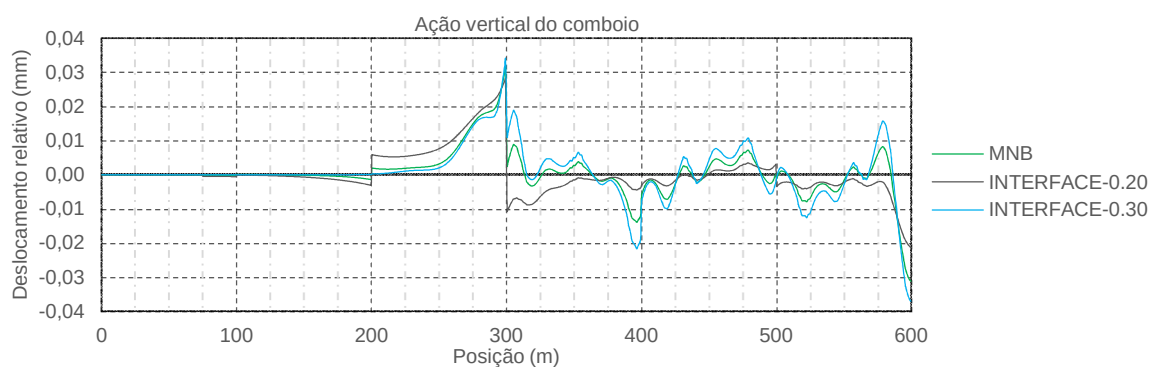
a)



b)



c)



d)

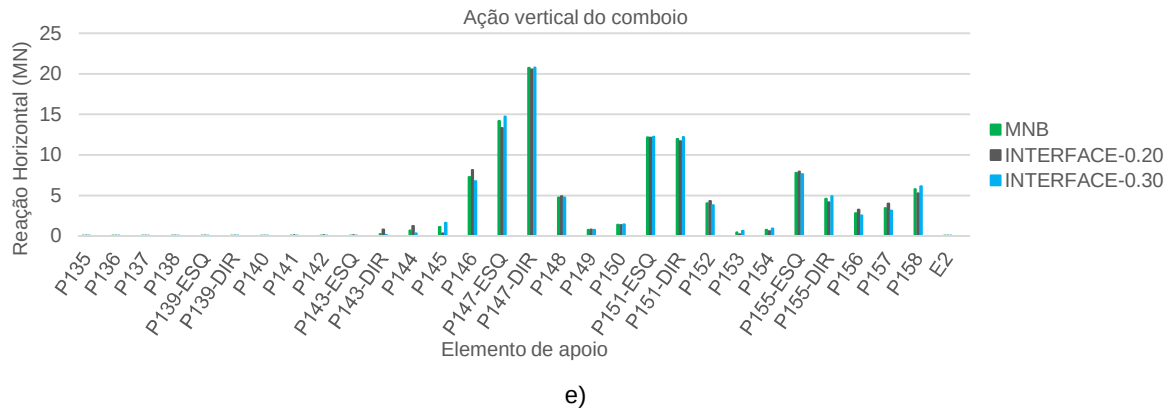
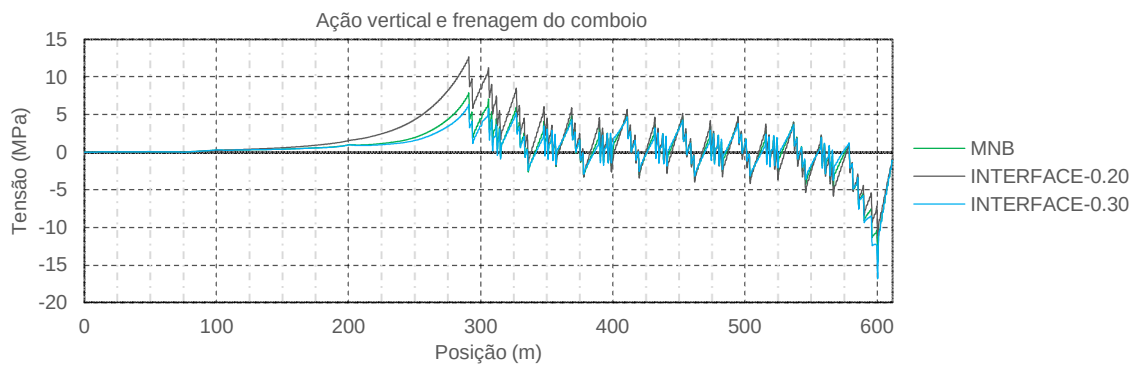


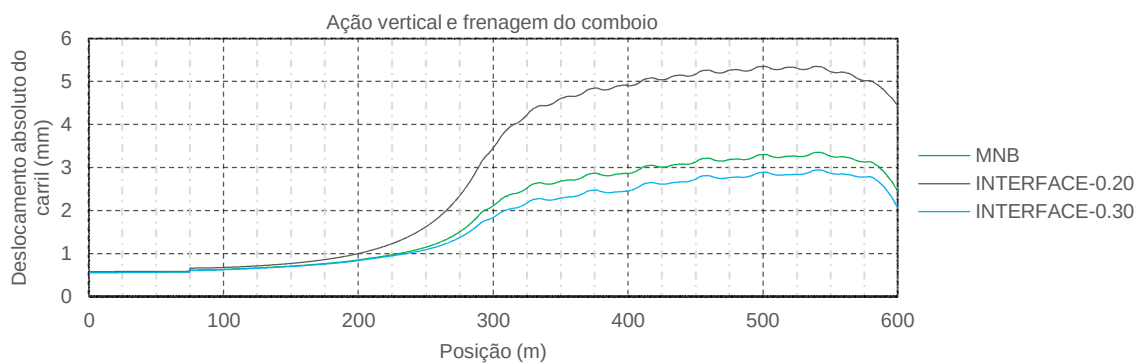
Figura 5.37 - Efeitos de interação obtidos na variação da posição da interface travessa-balastro da via para a ação vertical: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Os resultados obtidos em termos de efeitos de interação via-estrutura para a ação vertical do comboio têm grandezas muito reduzidas em ambos os modelos. No entanto, e tendo em conta a escala dos gráficos apresentados na Figura 5.37, pode referir-se que uma via com interface travessa-balastro mais afastada do C.G. do carril apresenta uma menor tensão de compressão no mesmo.

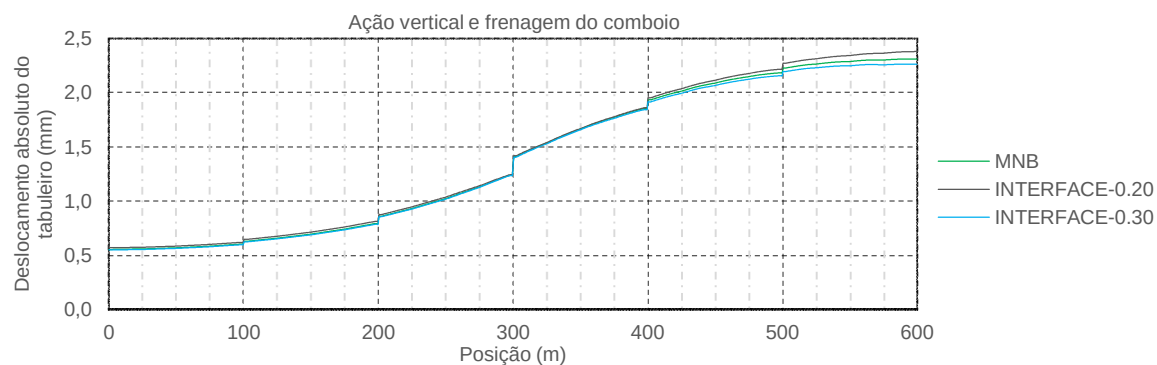
ii. **Análise Isolada** – ação vertical e frenagem do comboio (resultados apresentados na Figura 5.38):



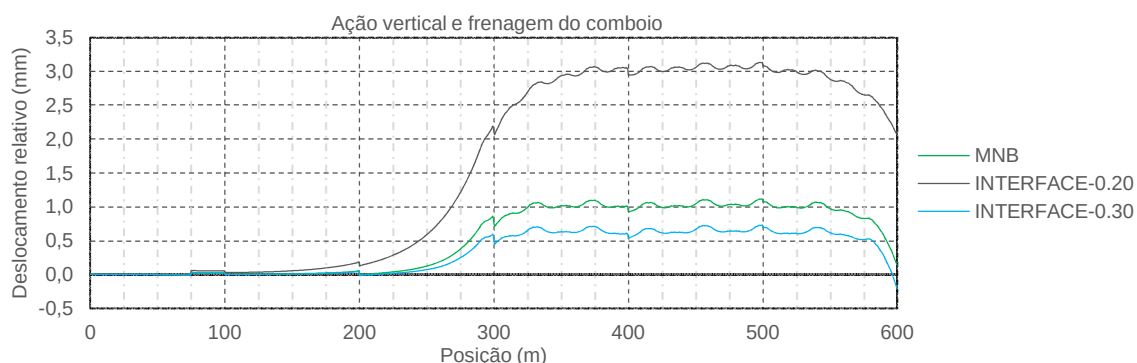
a)



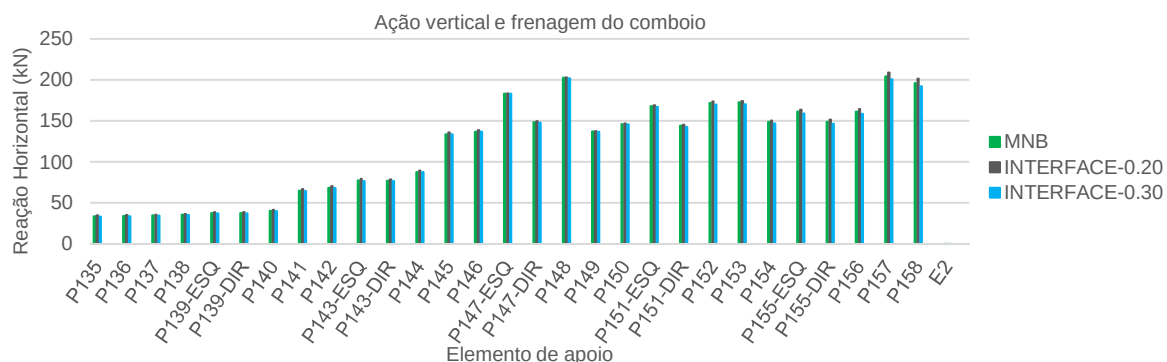
b)



c)



d)

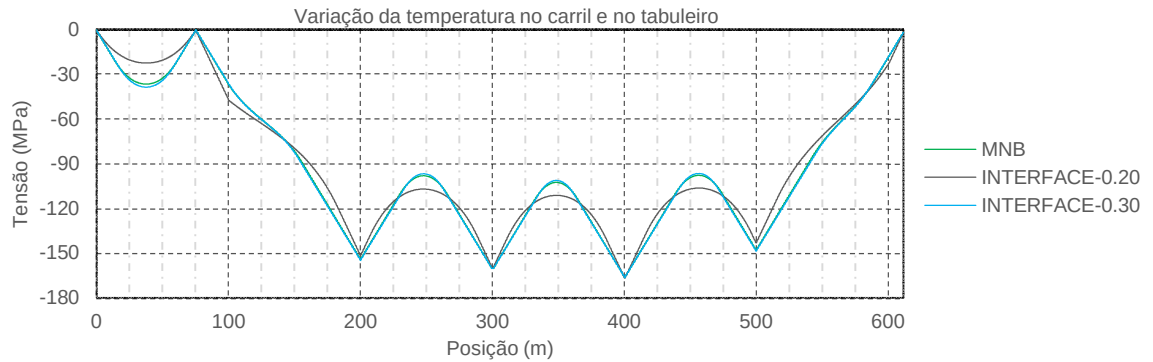


e)

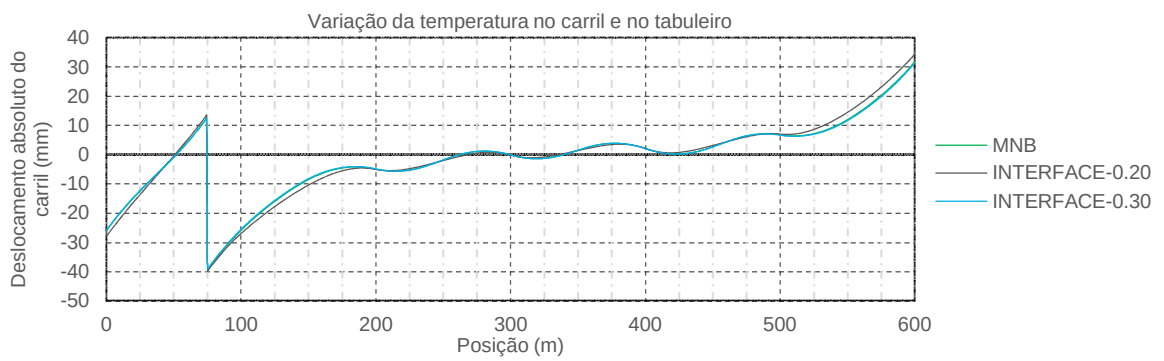
Figura 5.38 - Efeitos de interação obtidos na variação da posição da interface travessa-balastro da via para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

No caso de se adicionar a frenagem do comboio, verificam-se maiores diferenças entre modelos. Igualmente à análise i., no gráfico da Figura 5.38 a) observa-se que a nível de tensão de compressão o valor máximo é obtido no caso de se diminuir a distância entre a interface travessa-balastro e o C.G. do carril. O aumento da distância referida conduz a um aumento dos deslocamentos no carril e aumento dos deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro pois, os deslocamentos do tabuleiro mantêm-se aproximadamente iguais em ambos os modelos. No que respeita às reações de apoio, estas atingem sensivelmente maiores valores no modelo INTERFACE-0.20.

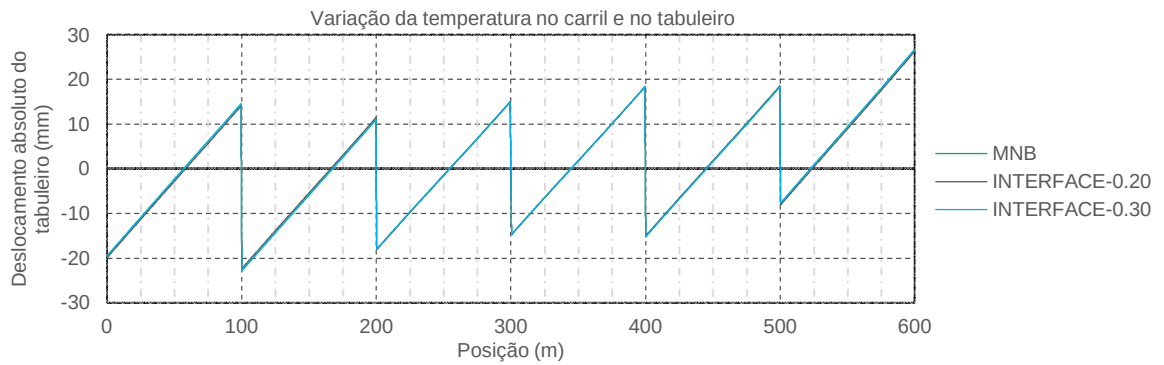
iii. **Análise Isolada** – variação da temperatura no carril e no tabuleiro (resultados apresentados na Figura 5.39):



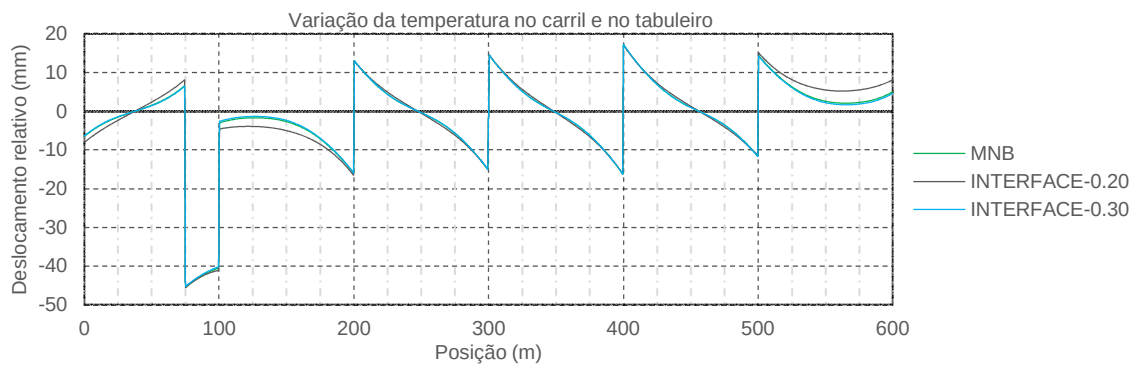
a)



b)



c)



d)

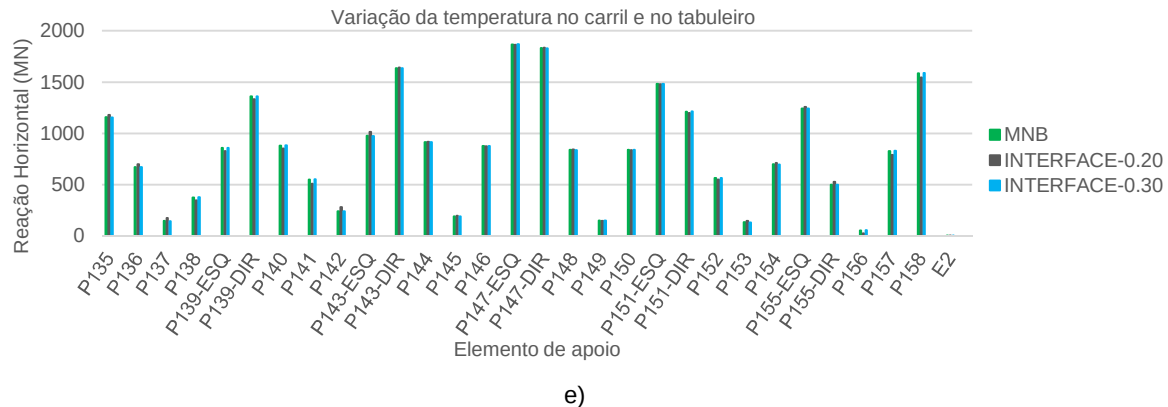
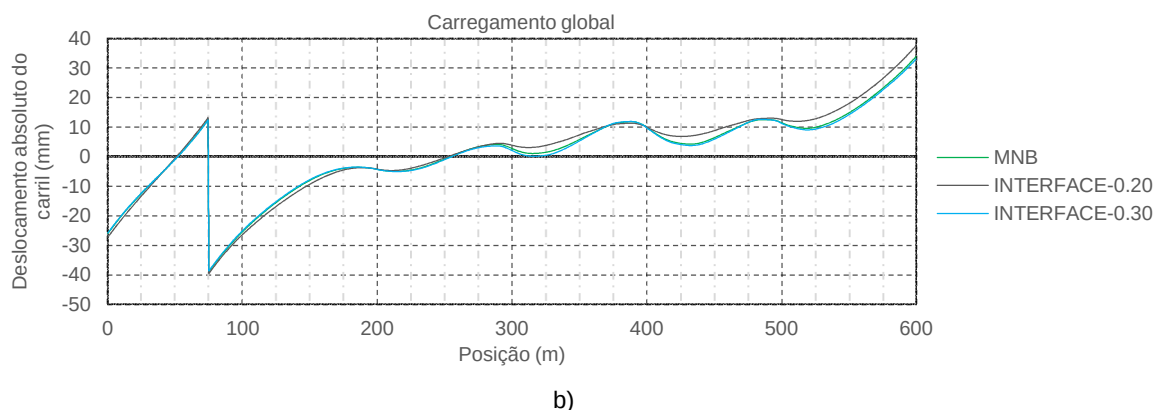
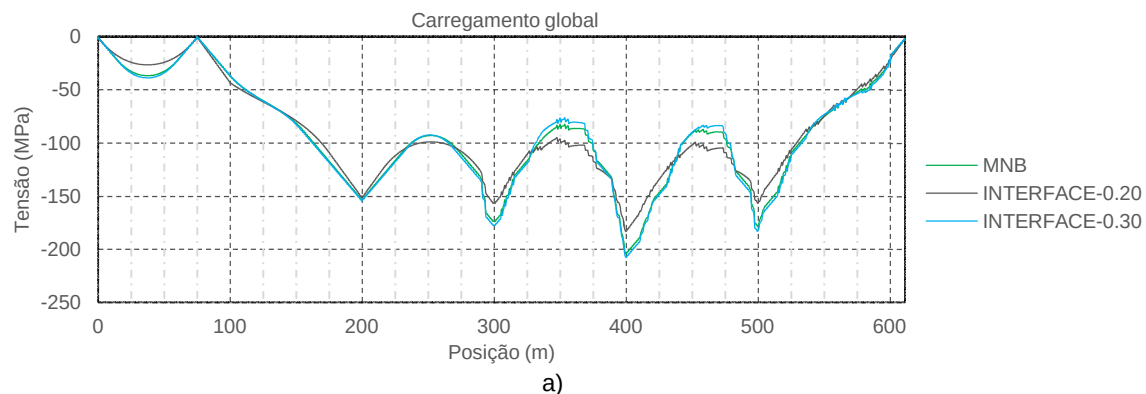


Figura 5.39 - Efeitos de interação obtidos na variação da posição da interface travessa-balastro da via para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

O aumento da distância entre a interface e o C.G. do carril conduz a menores tensões no carril. Na extensão de viaduto entre 0 a 75 m (localização do AD) verifica-se uma maior tensão no carril no modelo INTERFACE-0.30 e uma redução de ≈ 15 MPa no modelo INTERFACE-0.20. Os restantes efeitos apresentam pequenas variações entre modelos continuando a registar-se com a introdução da ação da temperatura maiores deslocamentos no carril e relativos no modelo INTERFACE-0.20.

iv. **Análise Global** (resultados apresentados na Figura 5.40):



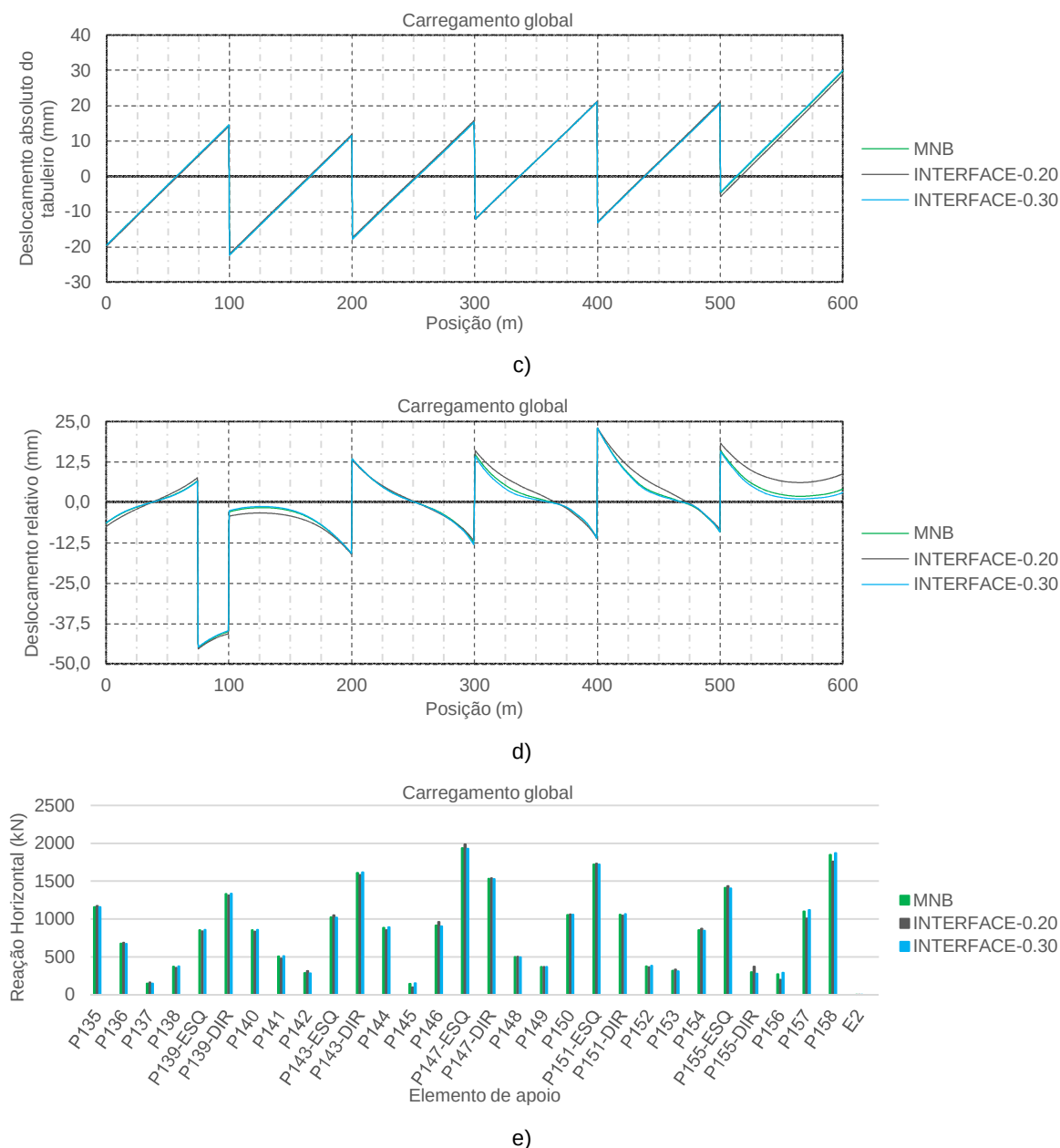


Figura 5.40 - Efeitos de interação obtidos na variação da posição da interface travessa-balastro da via para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

A aplicação do carregamento global traduz as ideias referidas nas análises de i. a iii. apresentadas na presente secção. O aumento da distância entre a interface travessa-balastro e o C.G. do carril conduz a menores tensões no carril, verificando-se sensivelmente a 400 m uma redução da tensão de ≈ 24 MPa entre o modelo INTERFACE-0.30 e o MNB.

A tensão é o parâmetro que apresenta maiores variações entre os modelos, concluindo-se que a distância entre a interface travessa-balastro e o C.G. do carril afeta sobretudo o valor final desse mesmo parâmetro.

5.3.3. VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DOS PILARES-ESTACA

A presente secção apresenta os estudos desenvolvidos acerca da influência da rigidez dos pilares-estaca nos efeitos de interação via-estrutura. Apesar de se ter noção que o aumento da rigidez flexional destes elementos prevalece a diminuição dos movimentos longitudinais da subestrutura, desenvolveram-se diferentes modelos variando as propriedades mecânicas dos pilares-estaca.

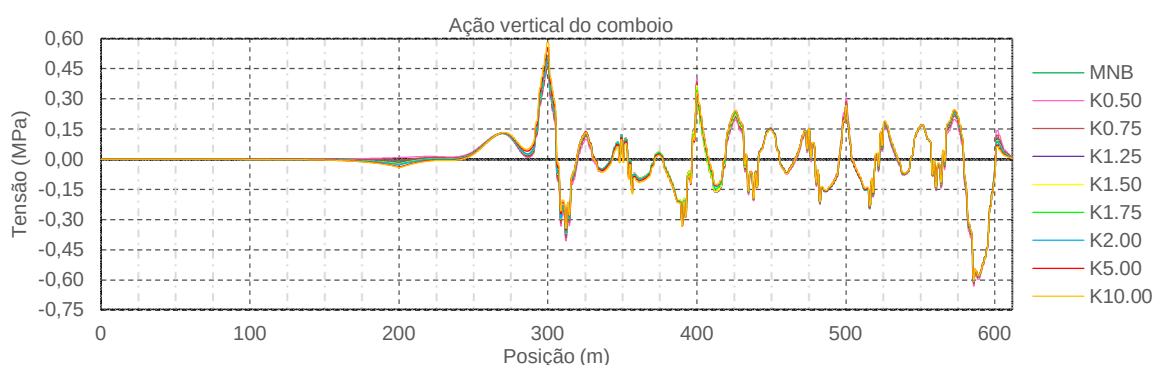
No Quadro 5.5 são apresentados os modelos e as variações adotadas, onde A_{PE-MNB} e I_{PE-MNB} são, respetivamente, a área e a inércia dos pilares-estaca apresentadas no Quadro 4.6 multiplicadas por 2 (como referido na secção 4.5.2.7.). Para além disso, é importante acrescentar que as variações foram definidas através de um determinado fator minorativo (0,50 e 0,75) e majorativo (valores entre 1,25 a 10,00).

Quadro 5.5 – Variações da rigidez dos pilares-estaca adotadas nos diferentes modelos.

Modelo numérico	Área, A [m^2]	Inércia, I_{xx} [m^4]
MNB	A_{PE-MNB}	I_{PE-MNB}
K0.50	$A_{PE-MNB} \times 0,50$	$I_{PE-MNB} \times 0,50$
K0.75	$A_{PE-MNB} \times 0,75$	$I_{PE-MNB} \times 0,75$
K1.25	$A_{PE-MNB} \times 1,25$	$I_{PE-MNB} \times 1,25$
K1.50	$A_{PE-MNB} \times 1,50$	$I_{PE-MNB} \times 1,50$
K1.75	$A_{PE-MNB} \times 1,75$	$I_{PE-MNB} \times 1,75$
K2.00	$A_{PE-MNB} \times 2,00$	$I_{PE-MNB} \times 2,00$
K5.00	$A_{PE-MNB} \times 5,00$	$I_{PE-MNB} \times 5,00$
K10.00	$A_{PE-MNB} \times 10,00$	$I_{PE-MNB} \times 10,00$

Tendo em consideração os pressupostos apresentados, seguidamente apresentam-se os resultados e comparações entre os diferentes modelos idealizados.

i. **Análise Isolada** – ação vertical do comboio (resultados apresentados na Figura 5.41):



a)

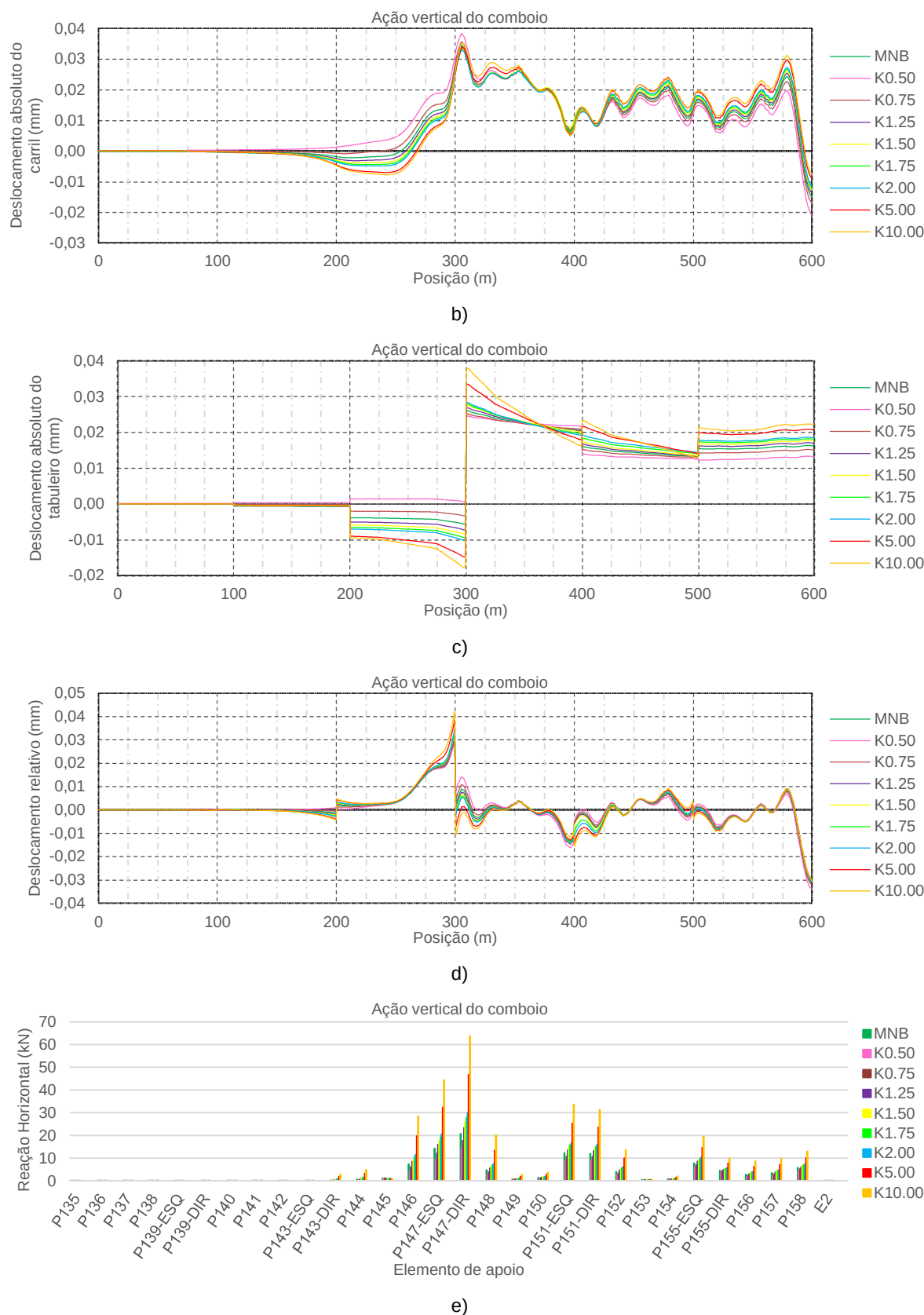


Figura 5.41 - Efeitos de interação obtidos na variação da rigidez dos pilares-estaca para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Para a ação vertical do comboio a variação da rigidez dos pilares-estaca não é significativa no resultado final dos efeitos de interação.

No que respeita à distribuição da tensão nos carris, para além dos valores registados serem pouco significativos a variação deste parâmetro conduz a variações aproximadamente nulas entre as diferentes análises, concluindo-se que para a ação vertical este parâmetro não é relevante.

A evolução dos deslocamentos do carril e do tabuleiro nas diferentes análises é semelhante, ou seja, nos modelos em que se registam maiores deslocamentos do carril também se verificam maiores deslocamentos do tabuleiro. O aumento da rigidez dos elementos de apoio conduz a uma maior rigidez vertical do sistema estrutural e, conseqüentemente, a maiores restrições em termos de movimentos horizontais da estrutura. No entanto, a partir dos resultados apresentados na Figura 5.41 b) e na Figura 5.41 c) a ideia de maior rigidez vertical como sendo equivalente a maior restrição do movimento não é bem verificada pois, os deslocamentos horizontais do carril e do tabuleiro tendem a aumentar com o aumento da rigidez dos pilares-estaca. Para justificar este cenário é necessário avaliar a evolução dos deslocamentos verticais de ambos os elementos pois, associada a uma deformação vertical do carril/tabuleiro mais acentuada estão menores deslocamentos horizontais.

As Figura 5.42 a) e Figura 5.42 b) apresentam a evolução dos deslocamentos verticais do carril e do tabuleiro face à ação vertical do comboio. Pode comprovar-se que, apesar dos deslocamentos horizontais do carril e do tabuleiro serem maiores nos modelos com maior rigidez vertical, a flexibilidade dos modelos com menor rigidez tende a provocar maiores deslocamentos em ambos os elementos no plano vertical.

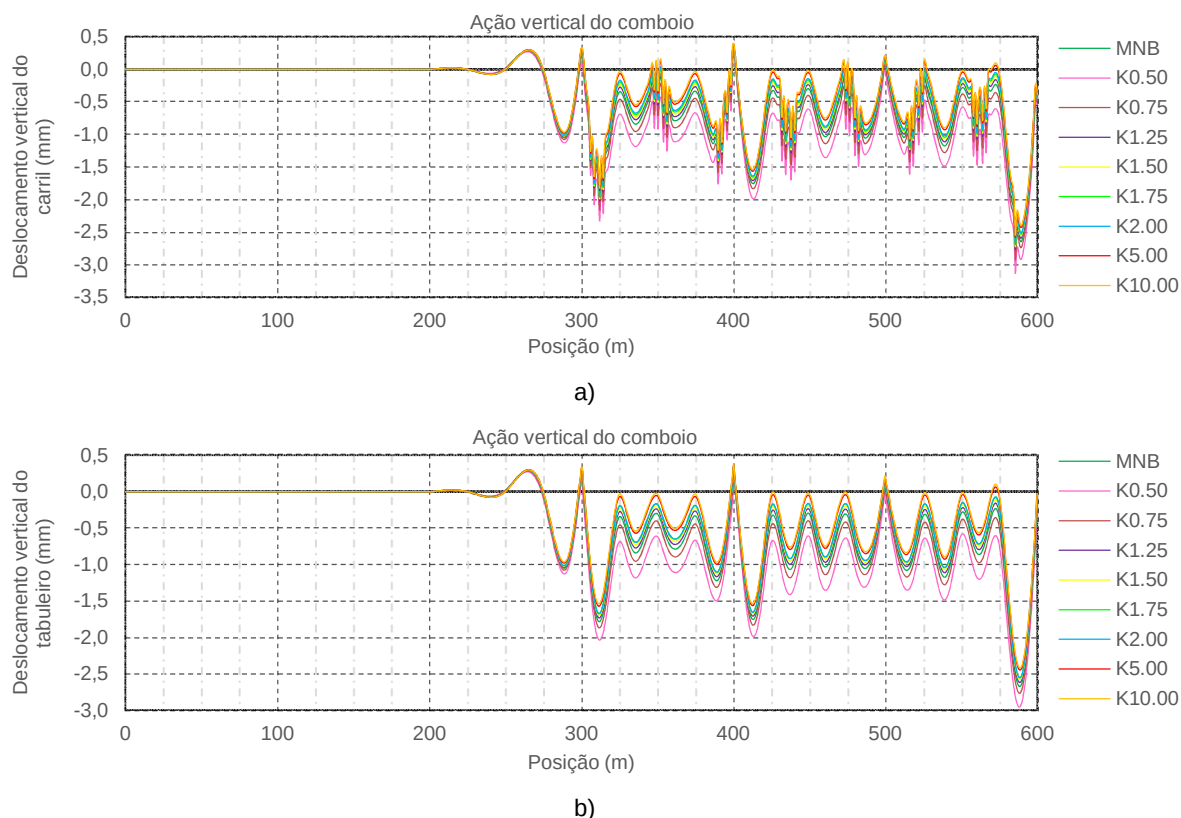
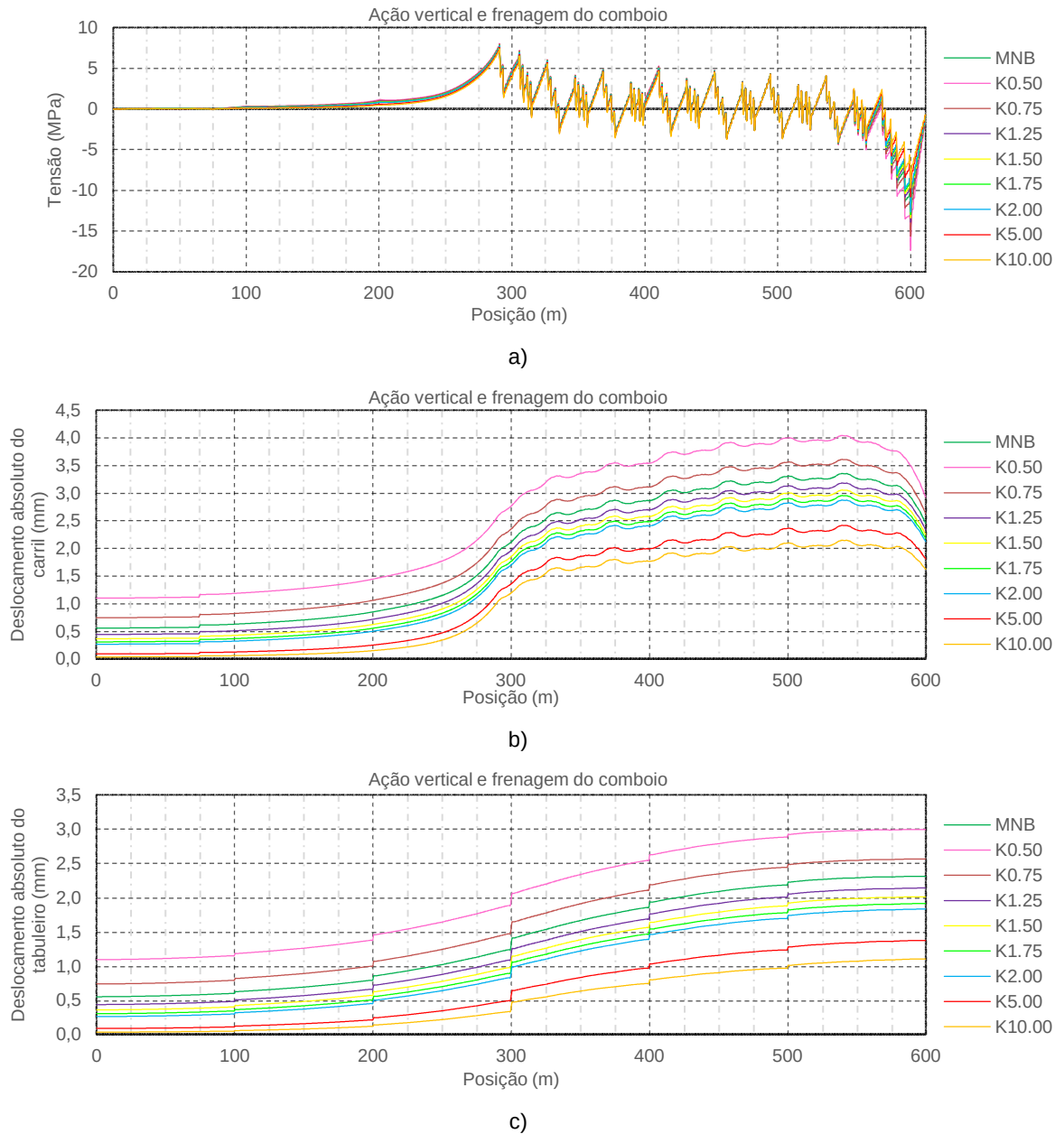


Figura 5.42 - Efeitos de interação obtidos na variação da rigidez dos pilares-estaca para a ação vertical do comboio: a) deslocamento vertical do carril; b) deslocamento vertical do tabuleiro.

Em termos de reações de apoio observam-se maiores variações, apresentando-se maiores valores nos modelos com maior rigidez vertical.

ii. **Análise Isolada** – ação vertical e frenagem do comboio (resultados apresentados na Figura 5.43):



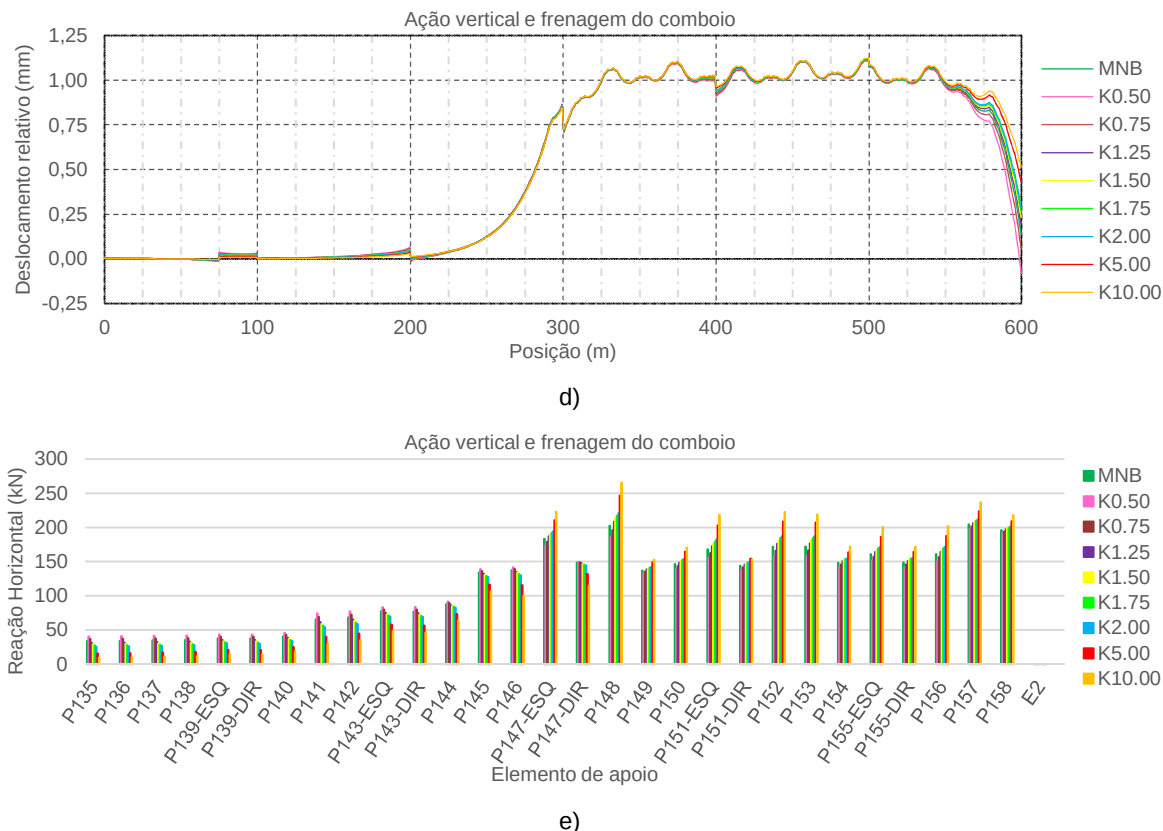


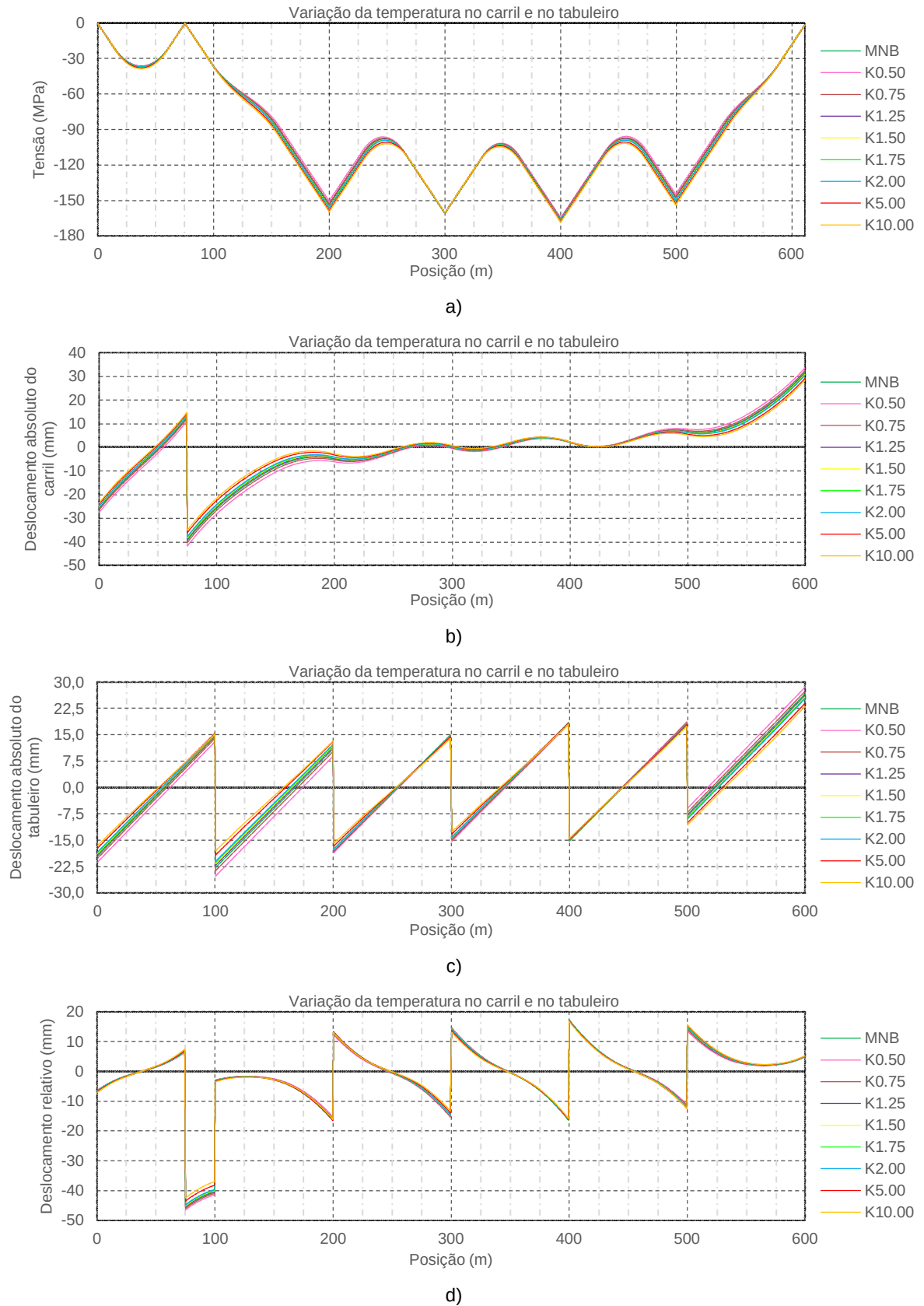
Figura 5.43 - Efeitos de interação obtidos na variação da rigidez dos pilares-estaca para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

A ação vertical do comboio combinada com a frenagem do mesmo já apresenta maiores variações entre os modelos.

Os modelos com maior flexibilidade longitudinal tendem a provocar maiores tensões no carril (zona do encontro E2), deslocamentos no mesmo e no tabuleiro. Ao contrário do que se verificou na análise i., com a solicitação da frenagem registam-se maiores deslocamentos horizontais do sistema via-estrutura nos modelos mais flexíveis. Neste caso o conceito de equivalência entre maior rigidez vertical e maior nível de restrição horizontal é verificado.

Em termos de reações de apoio estas aumentam com o aumento da rigidez dos pilares-estaca pois, estes têm maior capacidade para absorver e dissipar as forças descarregadas sobre a via. Com o aumento da rigidez dos pilares-estaca, os elementos que se encontram sobre a zona da ação da frenagem tendem a absorver a maior parte dessa ação. O contrário acontece quando os elementos são mais flexíveis pois, devido à carência de rigidez o sistema estrutural tende a distribuir a ação por todos os elementos de apoio de maneira a equilibrarem a mesma.

iii. **Análise Isolada** – variação da temperatura no carril e no tabuleiro (resultados apresentados na Figura 5.44):



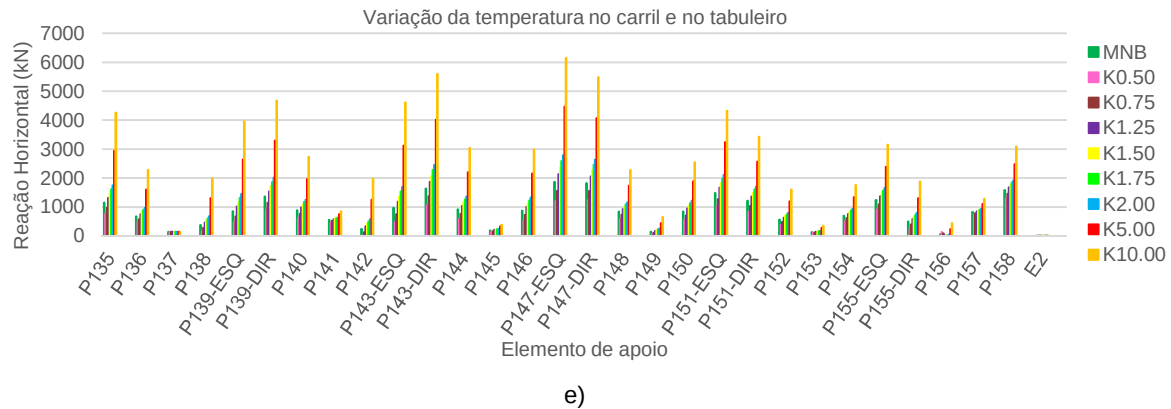
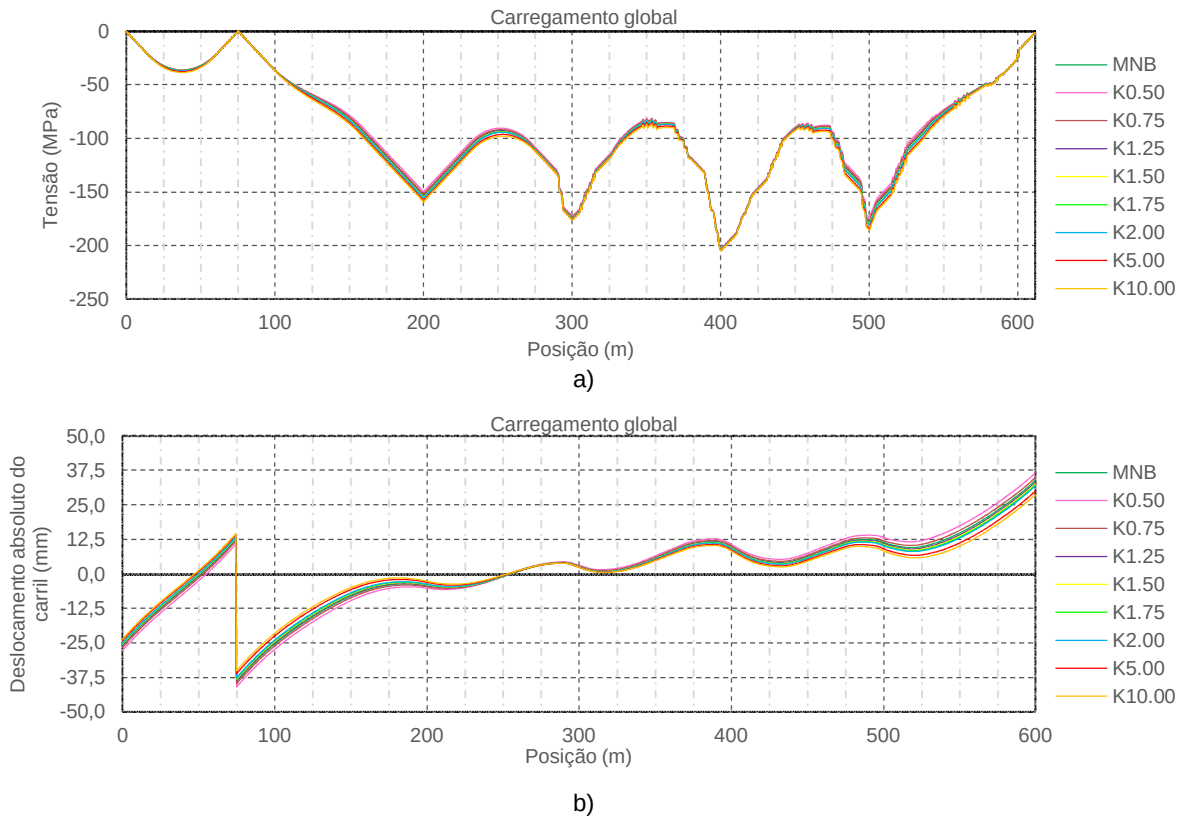


Figura 5.44 - Efeitos de interação obtidos na variação da rigidez dos pilares-estaca para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Apesar das pequenas diferenças, o aumento da rigidez dos elementos de apoio conduzem a maiores tensões no carril no caso da aplicação isolada da temperatura. O aumento da rigidez destes elementos conduz ao aumento do nível de restrição de movimentos longitudinais no viaduto, reduzindo os deslocamentos do carril e do tabuleiro e aumentando a grandeza das reações de apoio.

iv. **Análise Global** (resultados apresentados na Figura 5.45):



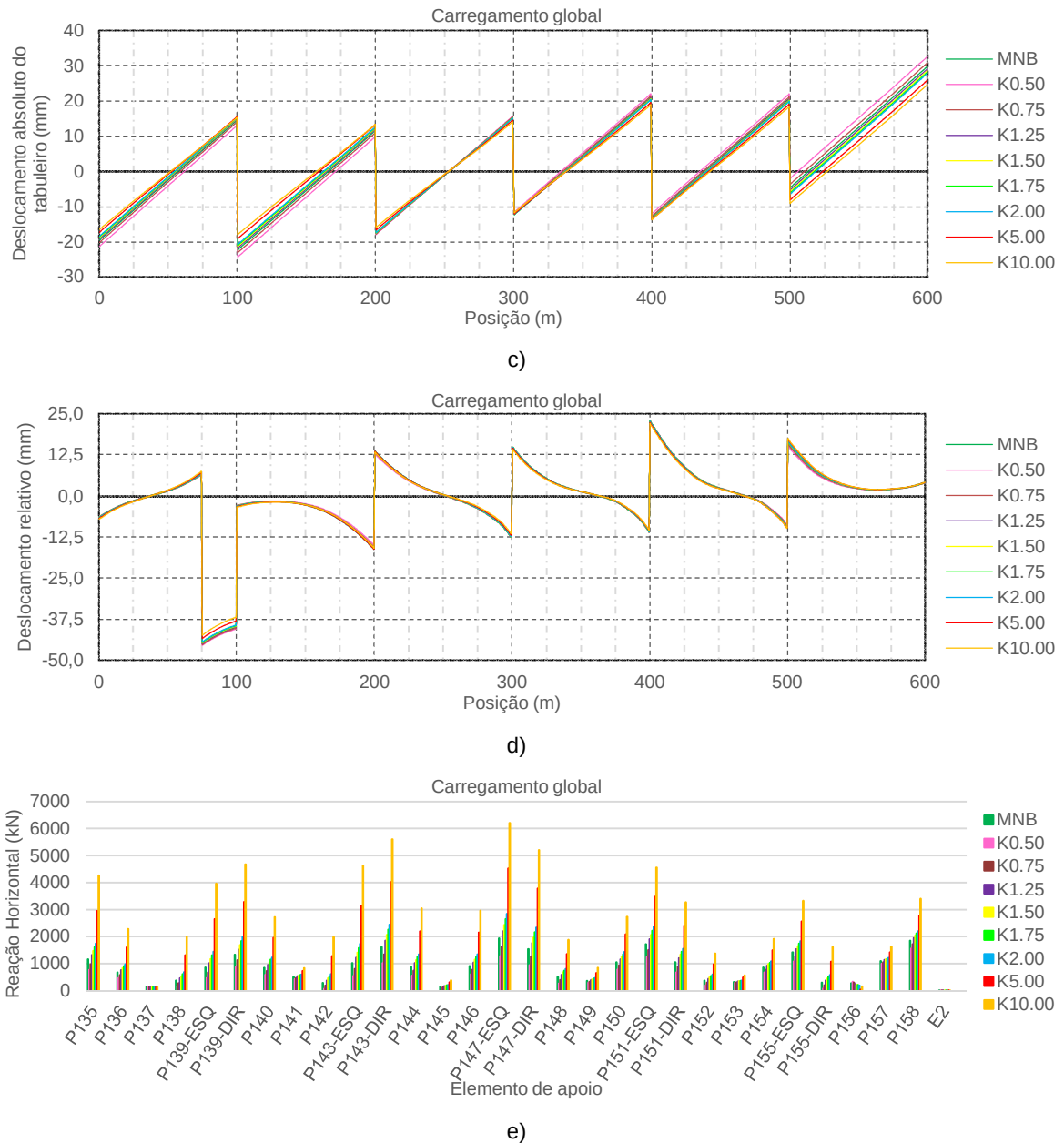


Figura 5.45 - Efeitos de interação obtidos na variação da rigidez dos pilares-estaca para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

A **Análise Global** vem suportar os comentários referidos em iii.. Deste modo, pode concluir-se que o aumento da rigidez dos pilares-estaca ao conduzir a uma maior restrição longitudinal dos movimentos do viaduto provoca pequenos aumentos de tensão no carril e menores deslocamentos longitudinais do carril e do tabuleiro. No que respeita às reações horizontais estas aumentam com o aumento da capacidade dos elementos de apoio absorverem e dissiparem as forças descarregadas pela superestrutura.

5.3.4. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA EXCLUSÃO DOS AD'S NOS EFEITOS DE INTERAÇÃO

A necessidade de introdução de aparelhos de dilatação de via (AD's) na estrutura ferroviária deve ser avaliada analogamente ao procedido pela equipa projetista do ramal ferroviário em estudo na presente

dissertação. O facto de se recorrer à instalação de AD's deve-se, por vezes, às vias não respeitarem os limites regulamentares exigidos para a circulação em segurança do tráfego ferroviário.

Com o supracitado, e como a via em estudo é já dotada de AD's, procedeu-se ao estudo da influência que a exclusão dos mesmos teria sobre o comportamento da via e efeitos de interação resultantes. Para tal, foi idealizado um modelo com uma maior extensão de via de maneira a que as zonas de “respiração” (Figura 2.3) se afastassem da zona central do viaduto conduzindo a uma maior tensão nos carris localizados sobre o mesmo.

O modelo desenvolvido envolve 900 m de viaduto e 200 m de aterro, perfazendo uma extensão total de via de 1100 m. Este modelo foi designado por MN-InfAD's. Na Figura 5.46 pode observar-se o aspeto da estrutura desenvolvida e ainda a localização das zonas de “respiração” referidas anteriormente.

Devido à extensão da via foram desenvolvidos quatro modelos numéricos com o carregamento do comboio a ser posicionado em diferentes posições para averiguar qual a zona onde se verificam os maiores efeitos de interação. No entanto, verificou-se que posicionando o carregamento junto ao encontro E2 (tal como realizado nas análises anteriores) os efeitos obtidos eram superiores aos obtidos para as outras posições de carregamento. Deste modo, seguidamente apresentam-se os resultados obtidos das diferentes análises tendo em conta a posição mais desfavorável do comboio.

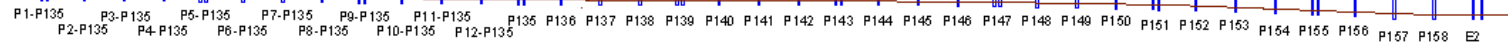
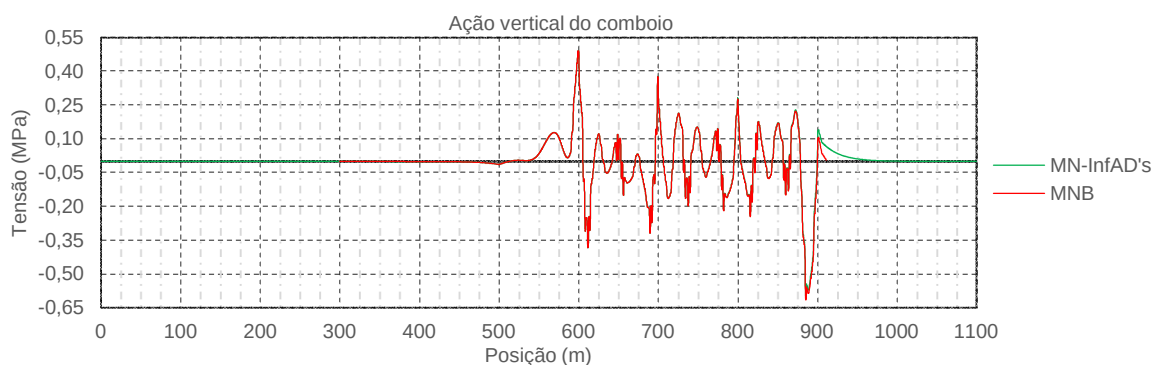
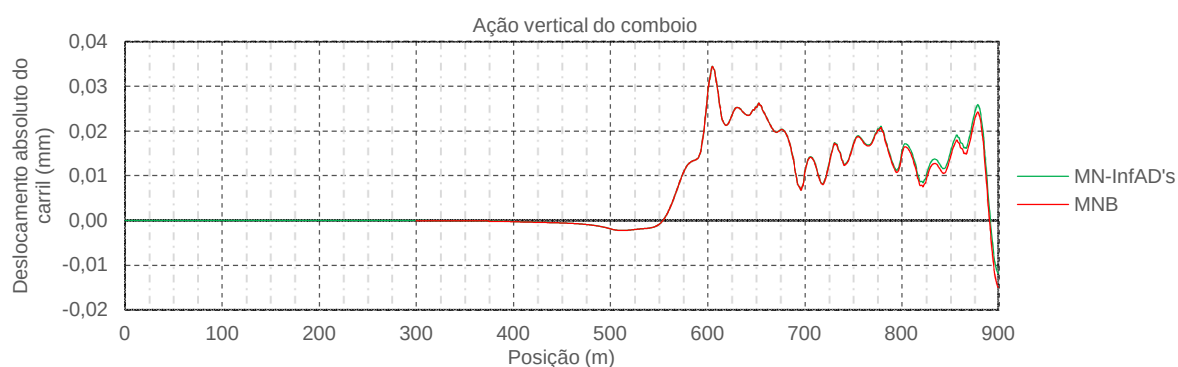


Figura 5.46 – Modelo para análise da influência da exclusão dos AD's da via.

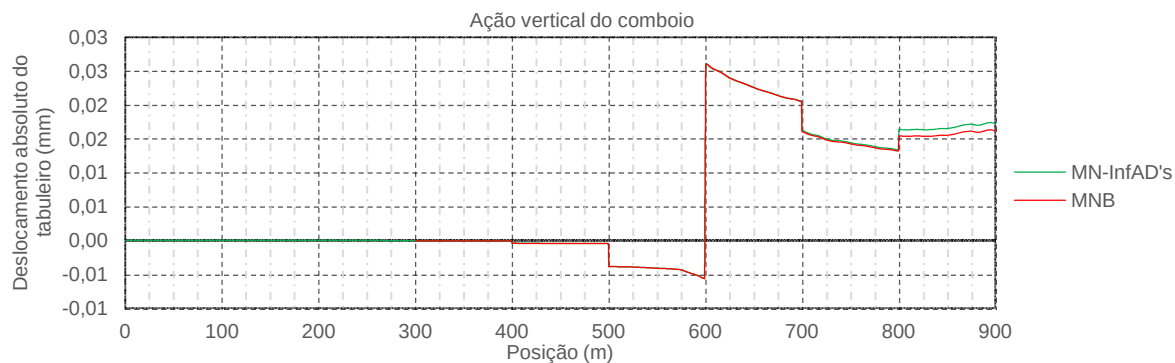
i. **Análise Isolada** – ação vertical do comboio (resultados apresentados na Figura 5.47):



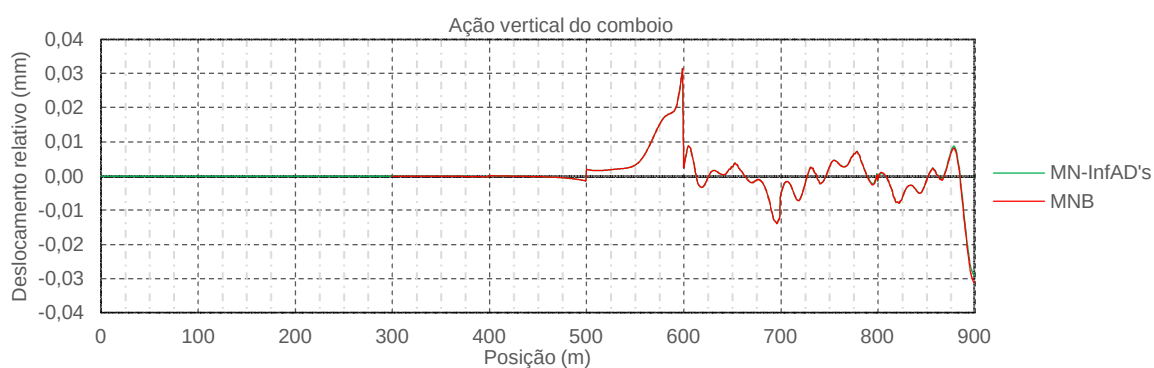
a)



b)



c)



d)

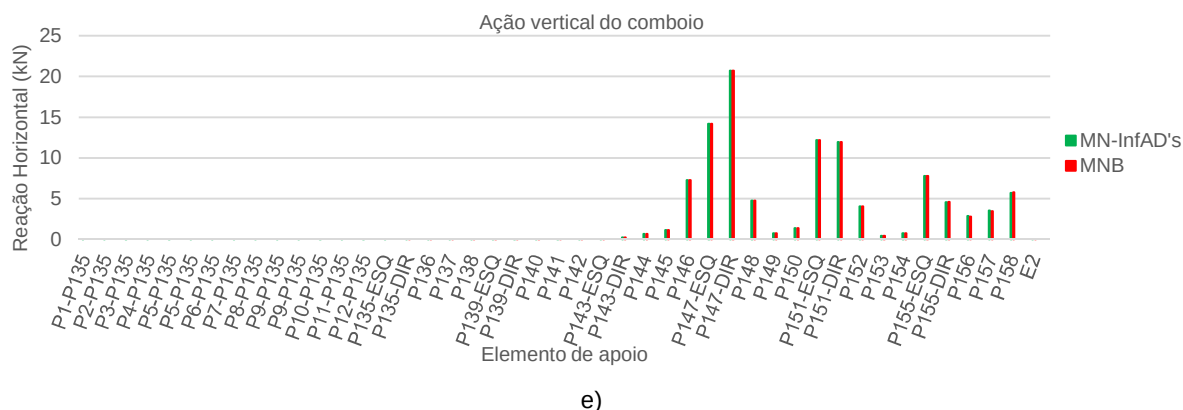
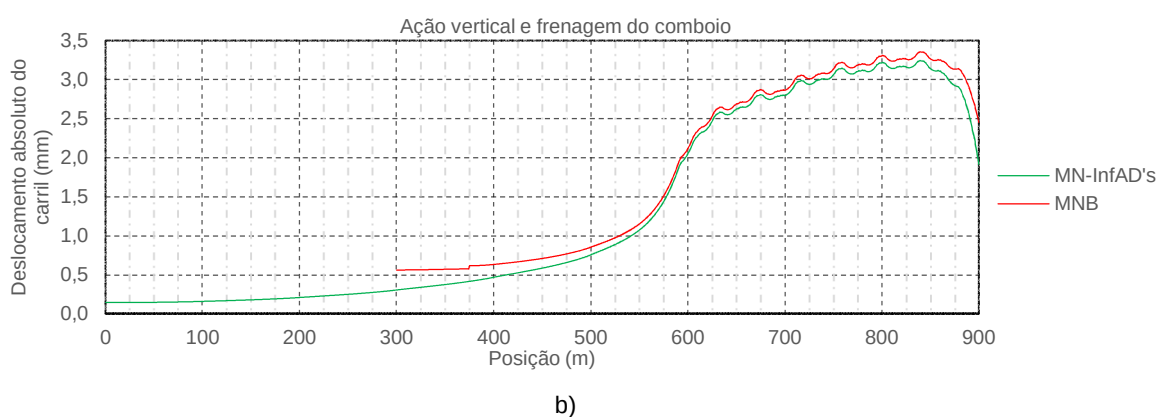
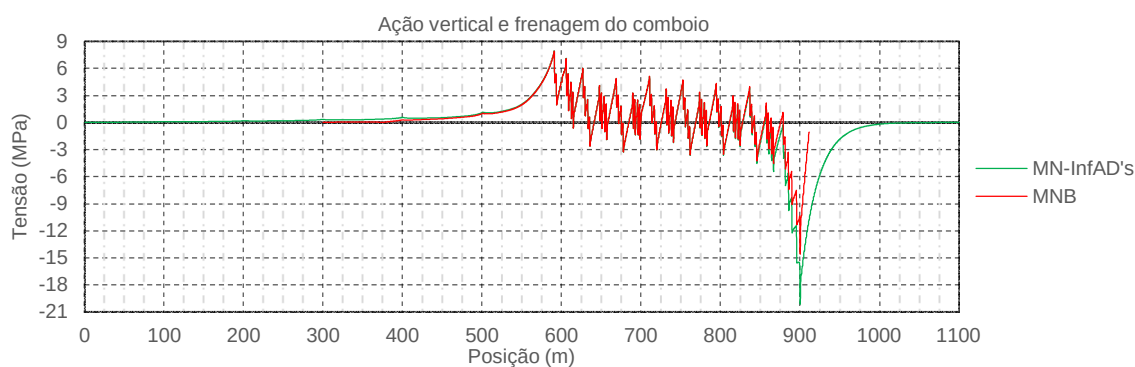


Figura 5.47 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da exclusão dos AD's para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Para a ação vertical do comboio pode observar-se que não se registam variações significativas entre os modelos.

ii. **Análise Isolada** – ação vertical e frenagem do comboio (resultados apresentados na Figura 5.48):



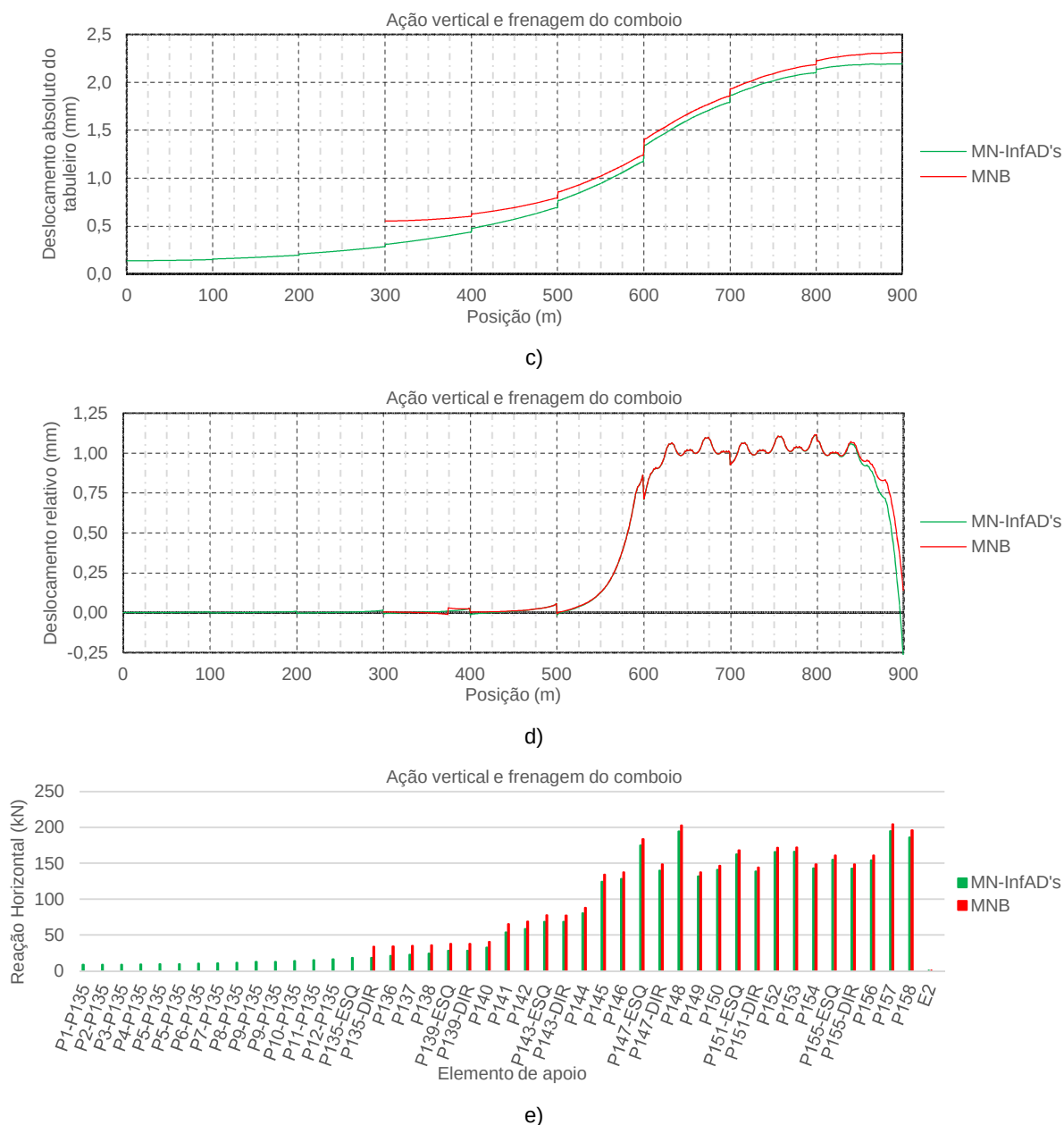
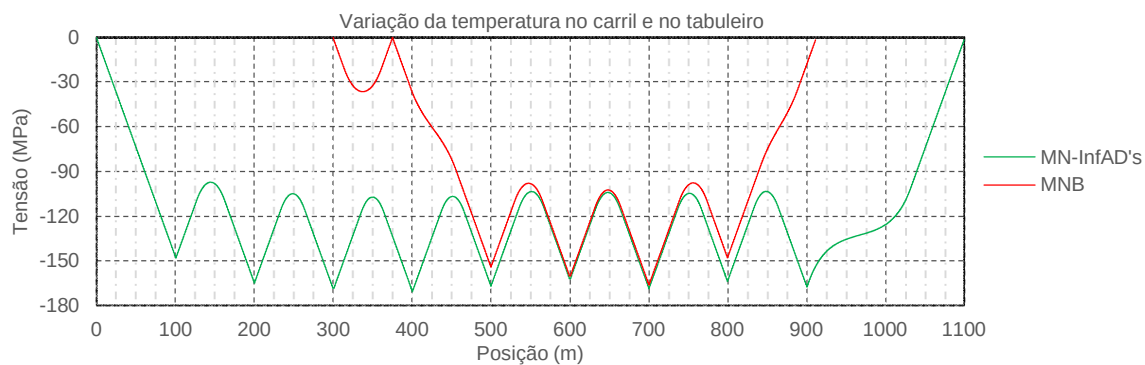


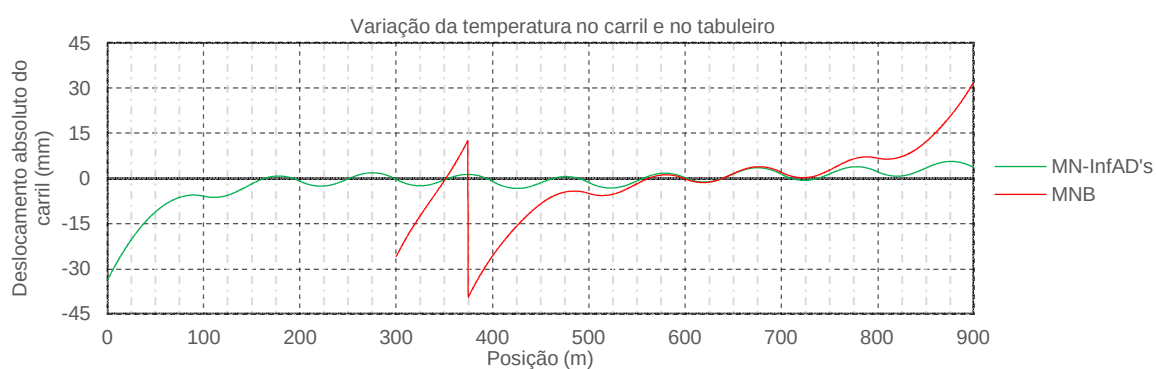
Figura 5.48 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da exclusão dos AD's para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Com a introdução da ação da frenagem as variações que se observam são igualmente muito reduzidas.

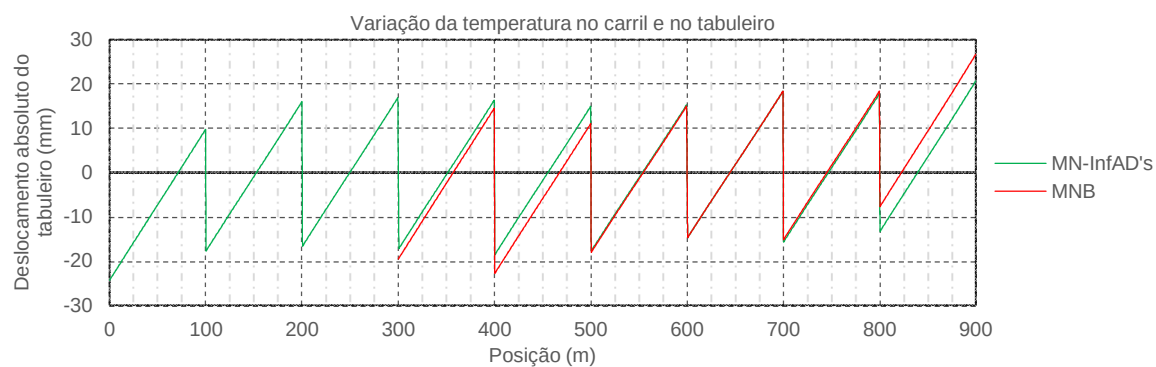
iii. **Análise Isolada** – variação da temperatura no carril e no tabuleiro (resultados apresentados na Figura 5.49):



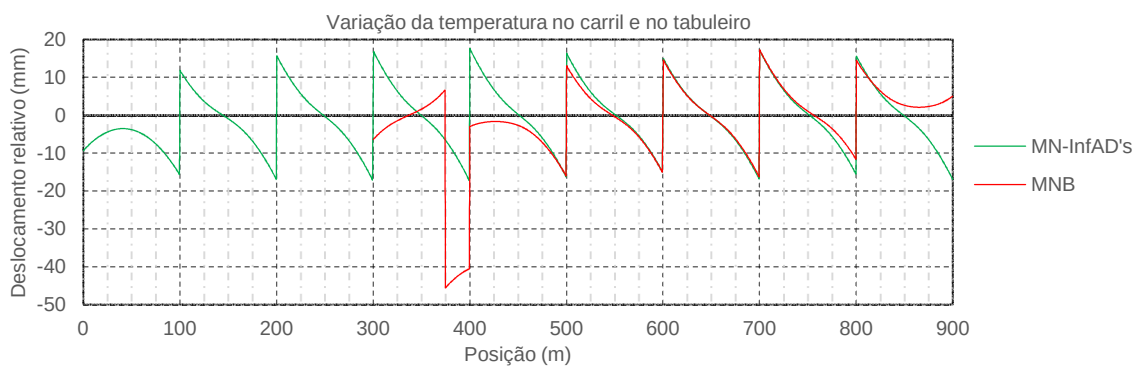
a)



b)



c)



d)

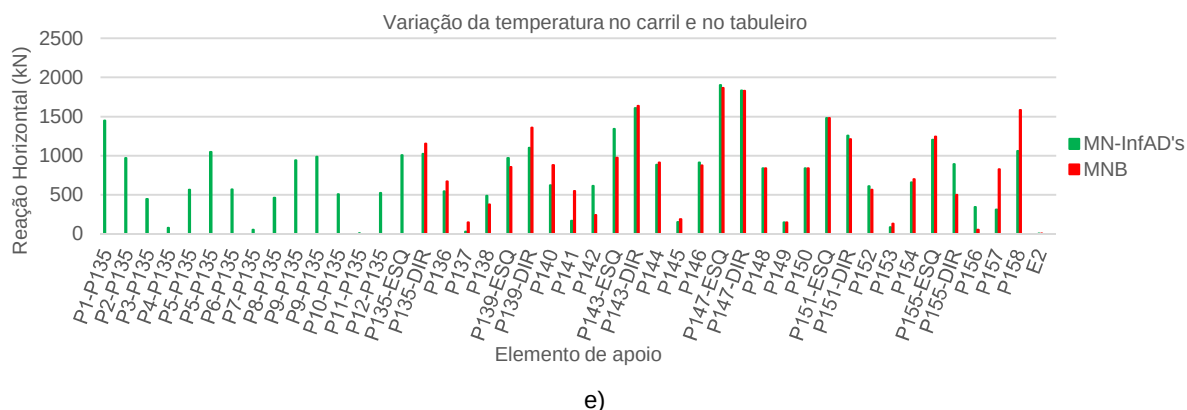
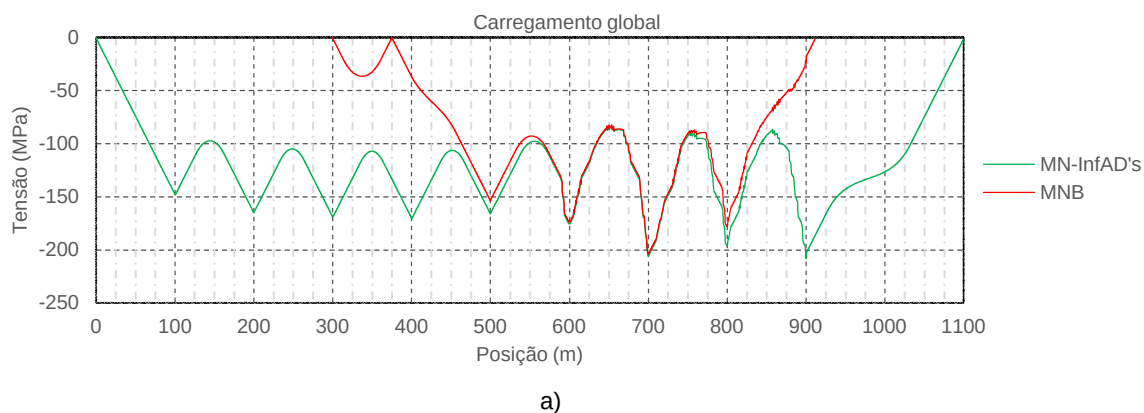


Figura 5.49 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da exclusão dos AD's para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Os efeitos com maior relevância no caso da aplicação da variação da temperatura no carril e no tabuleiro são a tensão e o deslocamento relativo entre o carril e o tabuleiro. O modelo sem introdução de AD (MN-InfAD's) apresenta tensões de compressão no carril maiores do que o MNB ao longo de toda a extensão do viaduto. Na zona do encontro E2 verifica-se a maior variação entre os dois modelos, atingindo MN-InfAD's uma tensão ≈ -146 MPa maior do que o MNB. Essa variação significativa deve-se ao facto de na mesma secção se verificar um deslocamento relativo considerável no modelo MN-InfAD's.

Como foi discutido na secção 2.6.2., a ausência de AD's conduz ao aumento das forças longitudinais nos carris devido à restrição de movimento das BLS. Essa restrição pode observar-se na Figura 5.49 b), onde se verifica que o carril apresenta um comportamento semelhante ao longo do desenvolvimento do viaduto no caso do modelo MN-InfAD's. Já no MNB o mesmo não se verifica pois, a introdução de um AD nas proximidades do encontro E2 permite que o carril dilate livremente (aumento considerável do deslocamento do carril), reduzindo a tensão do mesmo nessa secção. Assim sendo, e como os deslocamentos do tabuleiro em ambos os modelos (Figura 5.49 c)) são aproximados, é natural que ocorram maiores deslocamentos relativos no MN-InfAD's. Estes deslocamentos perturbam a camada de balastro e a ligação que esta confere entre a via e o tabuleiro, conduzindo à redução da resistência longitudinal da via e da segurança à estabilidade da mesma.

iv. **Análise Global** (resultados apresentados na Figura 5.50):



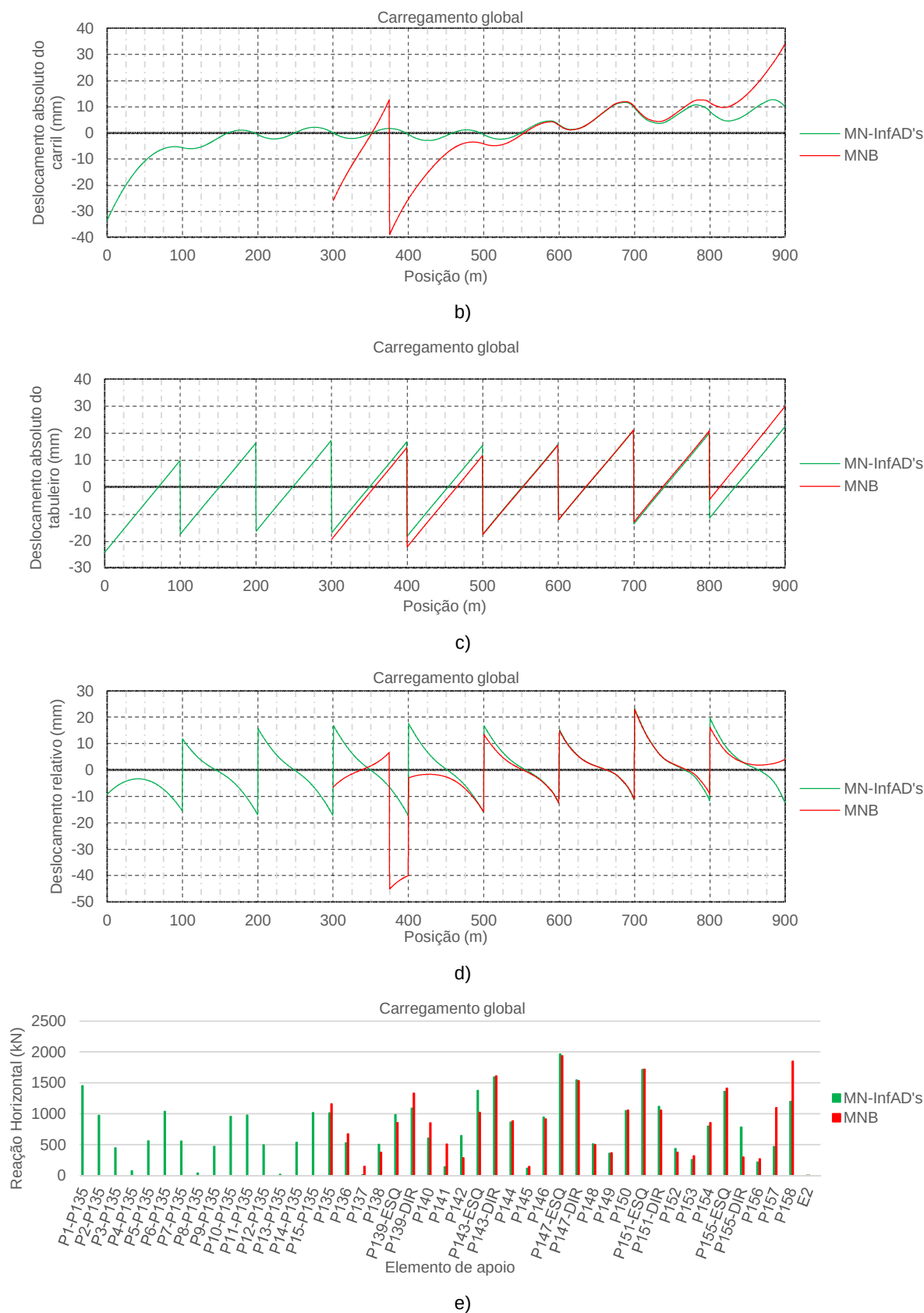


Figura 5.50 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da exclusão dos AD's para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Da mesma forma que na análise iii. conclui-se que a tensão no carril e os deslocamentos relativos são os parâmetros com maior relevância na comparação entre o modelo MN-InfAD's e o MNB, atingindo o primeiro uma tensão ≈ -184 MPa maior do que o segundo na zona do encontro E2 aquando aplicação do carregamento global.

Conclui-se ainda que a adoção dos AD's no viaduto Poente veio trazer um alívio de tensão nos carris, salvaguardando o desenrolar de possíveis fenómenos de instabilização da via (encurvadura da via).

5.3.5. INFLUÊNCIA DA CONFIGURAÇÃO LONGITUDINAL DO VIADUTO NOS EFEITOS DE INTERAÇÃO

A UIC-774-3-R (2001) limita os comprimentos de dilatação do tabuleiro consoante o tipo de estrutura onde a via assenta. Como o viaduto em estudo é uma estrutura de betão, este tem um comprimento de dilatação máximo de 90 m ou de 180 m caso o tabuleiro tenha um apoio intermédio fixo.

Nesta secção pretende-se apresentar o estudo desenvolvido acerca da influência dos comprimentos de dilatação dos tabuleiros e da dimensão dos tramos dos viadutos nos efeitos de interação. Deste modo, sendo o viaduto Poente formado por troços de 100 m e tramos de 25 m, desenvolveram-se dois modelos com configurações longitudinais diferentes (Figura 5.51 e Figura 5.52).

O modelo apresentado na Figura 5.51 é formado por 7 troços de viaduto com 80 m, sendo cada um dividido em 4 tramos de 20 m, perfazendo uma extensão total de viaduto de 560 m. No caso do modelo que se observa na Figura 5.52, este tem uma extensão total de viaduto de 540 m, sendo formado por 6 troços de 90 m divididos em tramos de 30 m.

Para além destas características foram também introduzidos 12 m de aterro após o encontro E2 em ambos os modelos, sendo nessa zona que se localiza um dos AD's e o segundo na extremidade esquerda de ambos os modelos (ver Figura 5.51 e Figura 5.52).

Atendendo aos modelos apresentados, de seguida apresentam-se os resultados obtidos nas diferentes análises fazendo comparação entre estes dois novos modelos e o modelo numérico base (MNB). Nas análises o modelo da Figura 5.51 foi designado por T80t20 e o da Figura 5.52 por T90t30.

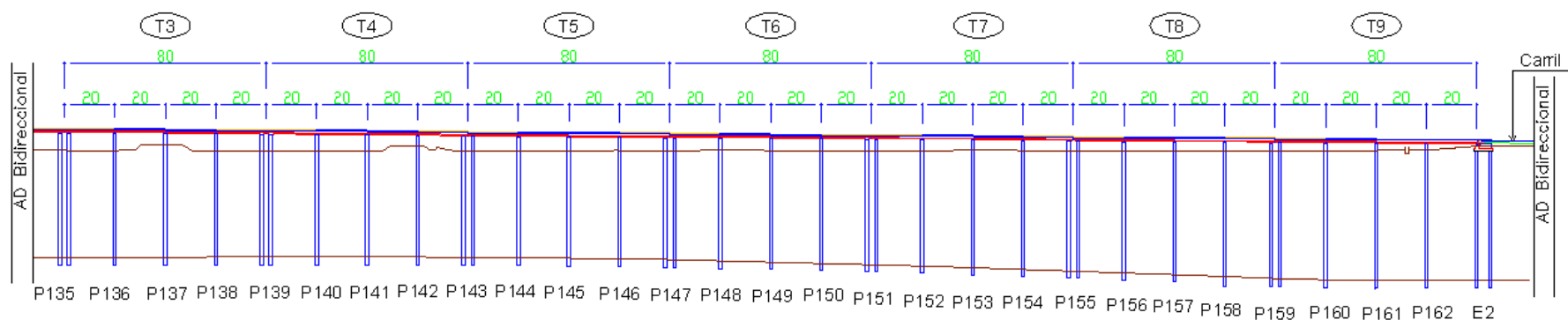


Figura 5.51 – Configuração longitudinal do viaduto com troços de 80 m e tramos de 20 m.

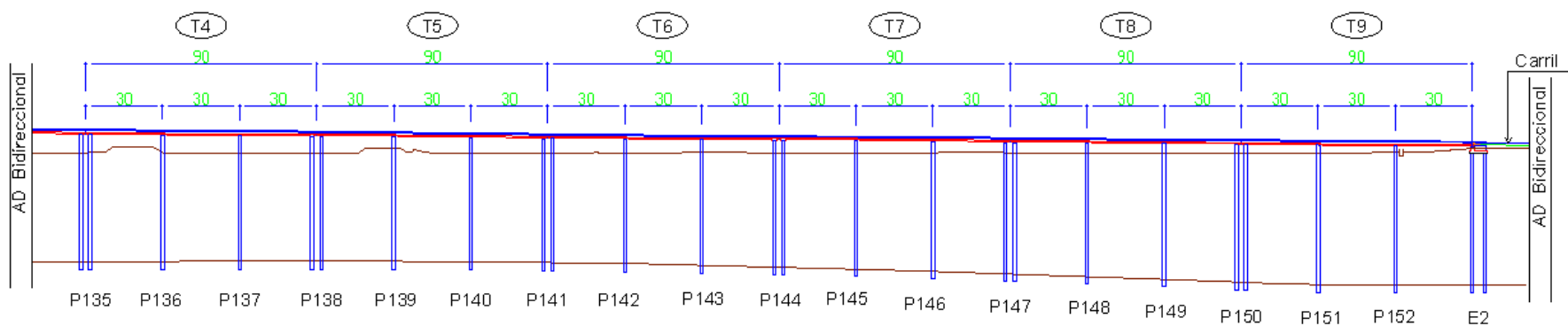
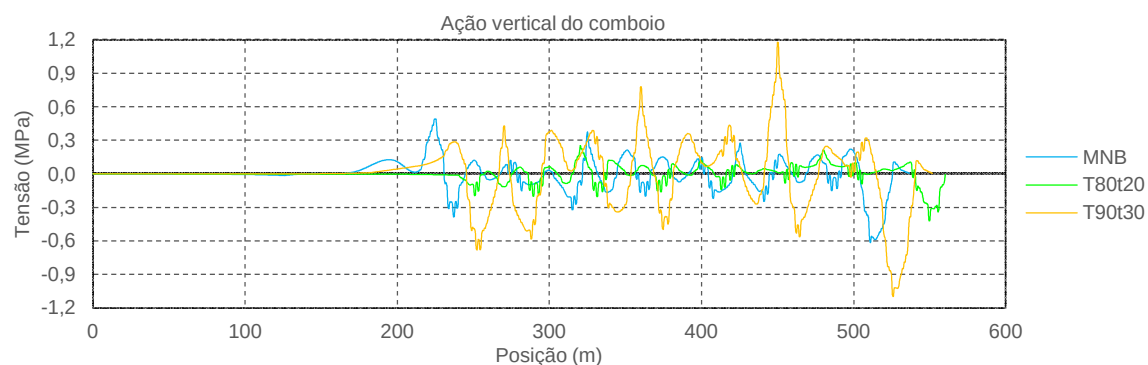
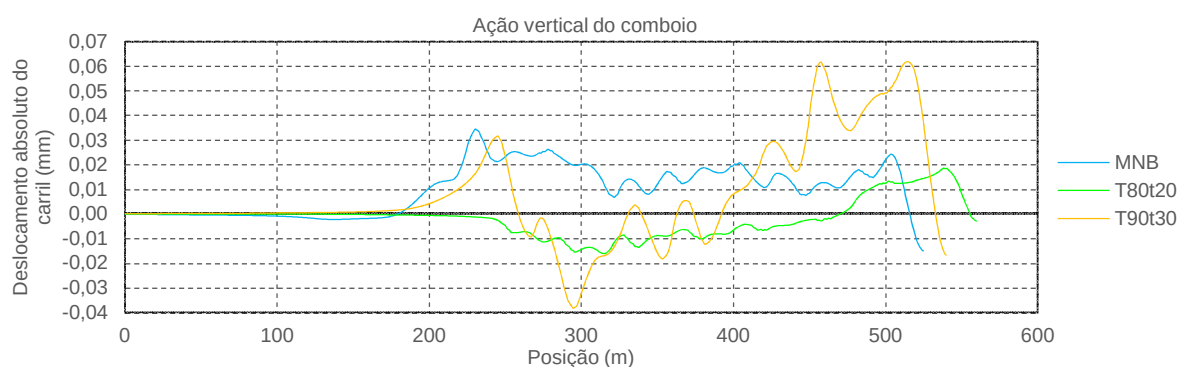


Figura 5.52 - Configuração longitudinal do viaduto com troços de 90 m e tramos de 30 m.

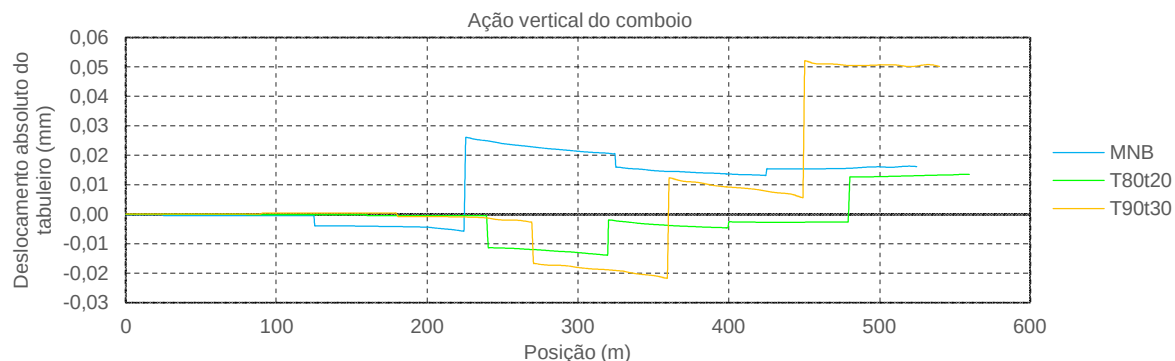
i. **Análise Isolada** – ação vertical do comboio (resultados apresentados na Figura 5.53):



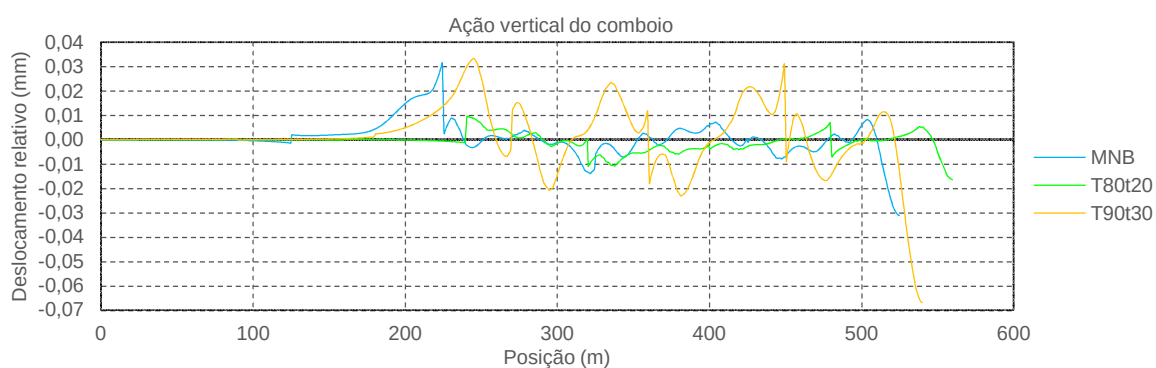
a)



b)



c)



d)

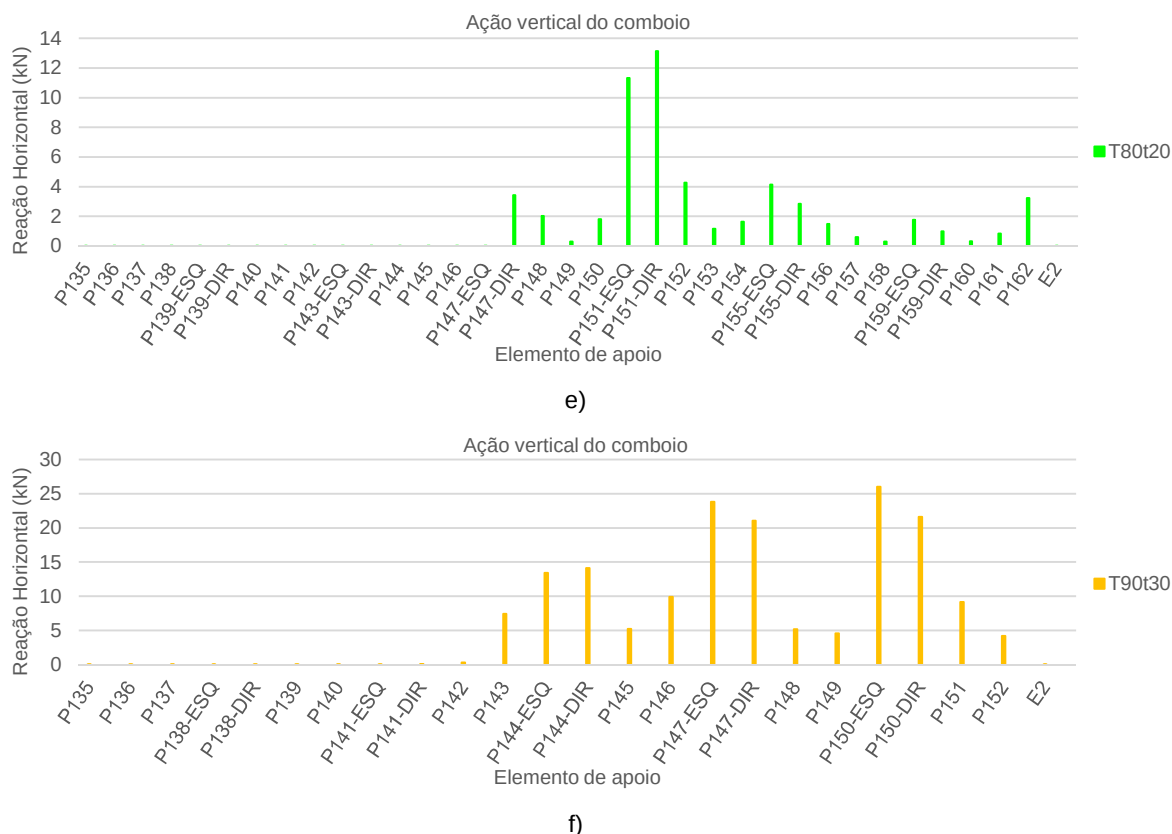
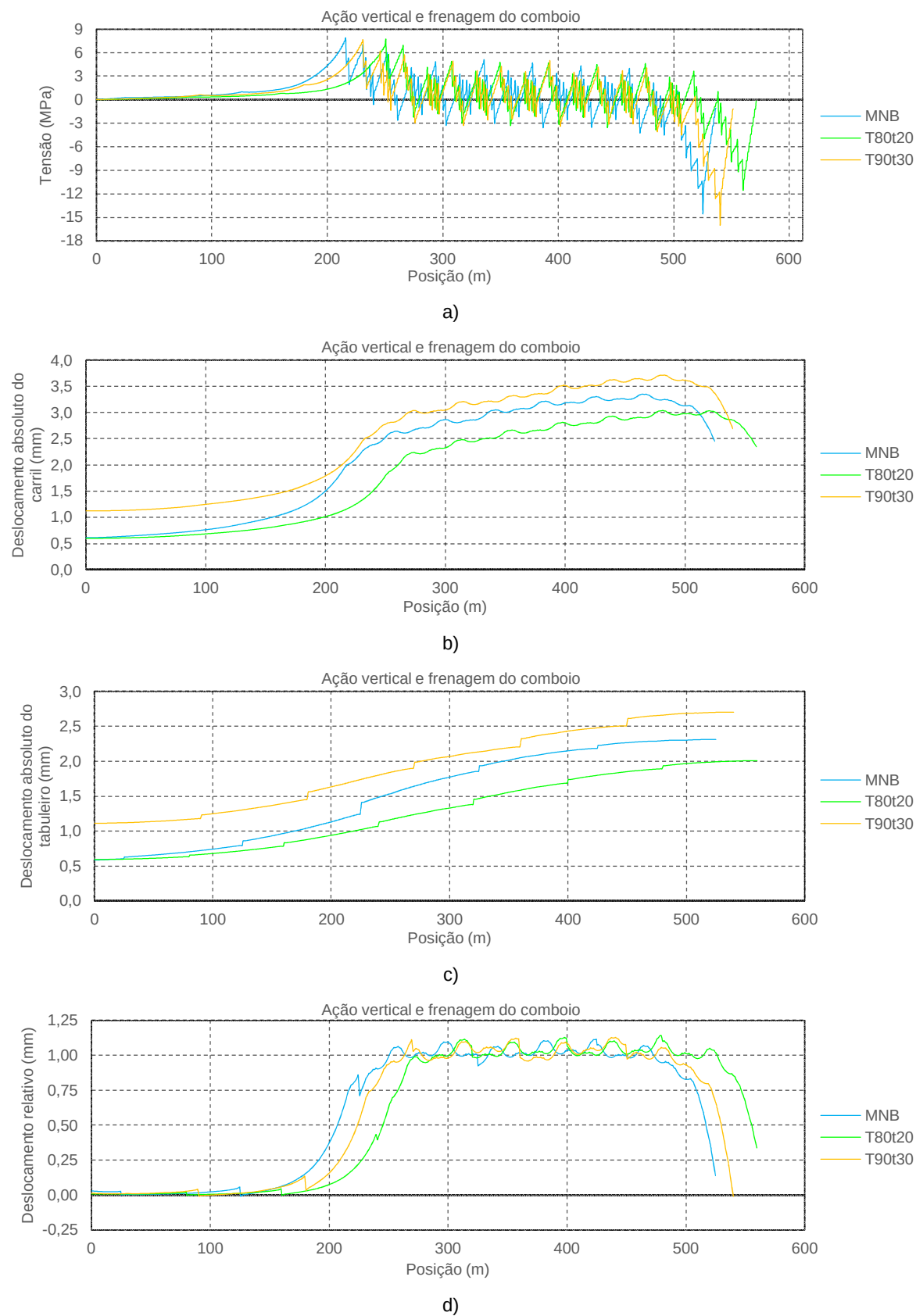


Figura 5.53 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da configuração longitudinal do viaduto para a ação vertical do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) e f) reação horizontal.

O modelo T90t30 regista maiores tensões de compressão no carril do que os restantes, verificando-se o seu valor máximo no encontro E2 com uma tensão de $\approx -0,5$ MPa superior à do MNB. No caso do modelo T80t20 parece que este apresenta uma configuração mais estável, apresentando valores de tensão reduzidos e pequenas variações ao longo do desenvolvimento da via. Em termos de deslocamentos, apesar da grandeza dos mesmos ser desprezável, verifica-se que a configuração do modelo T80t20 apresenta resultados mais “lineares”, sem grandes variações ao longo da extensão do viaduto. No que respeita às reações de apoio, o modelo T80t20 apresenta menores reações nos elementos devido ao viaduto ser suportado por um maior número de elementos de apoio.

ii. **Análise Isolada** – ação vertical e frenagem do comboio (resultados apresentados na Figura 5.54):



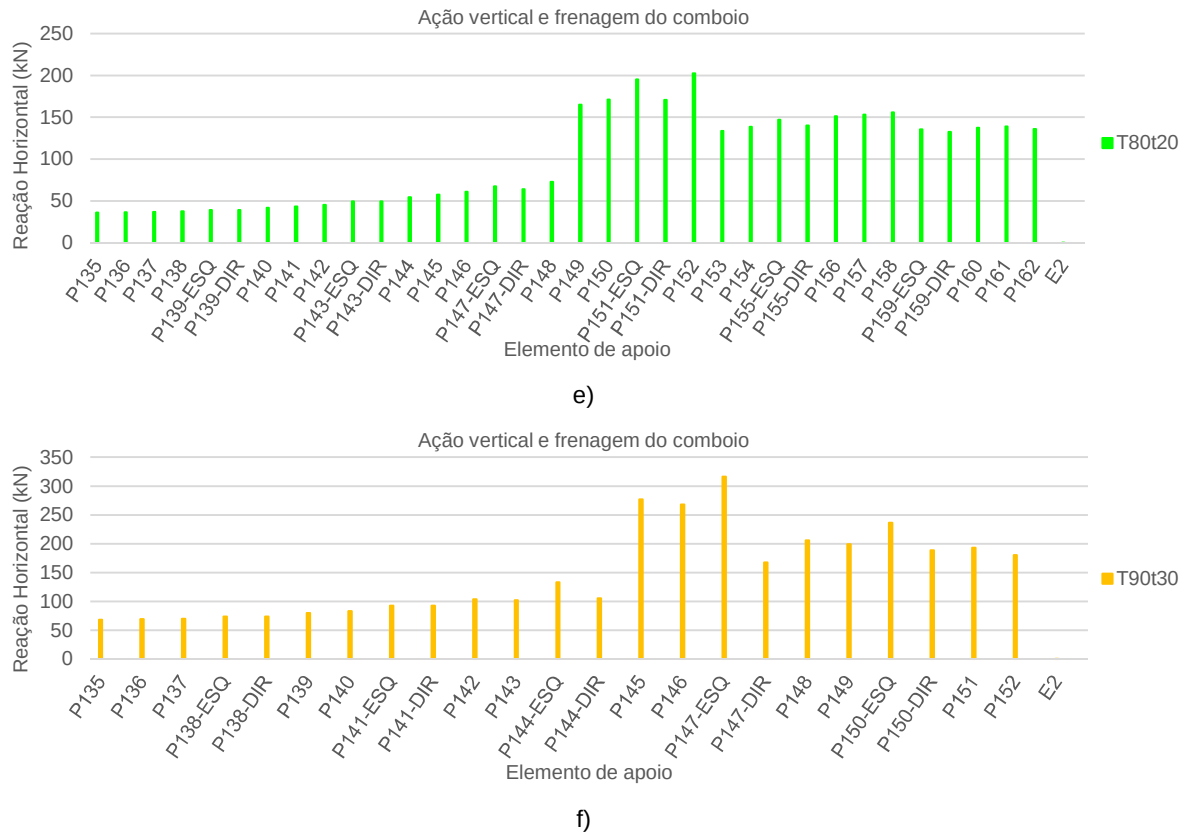


Figura 5.54 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da configuração longitudinal do viaduto para a ação vertical e frenagem do comboio: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) e f) reação horizontal.

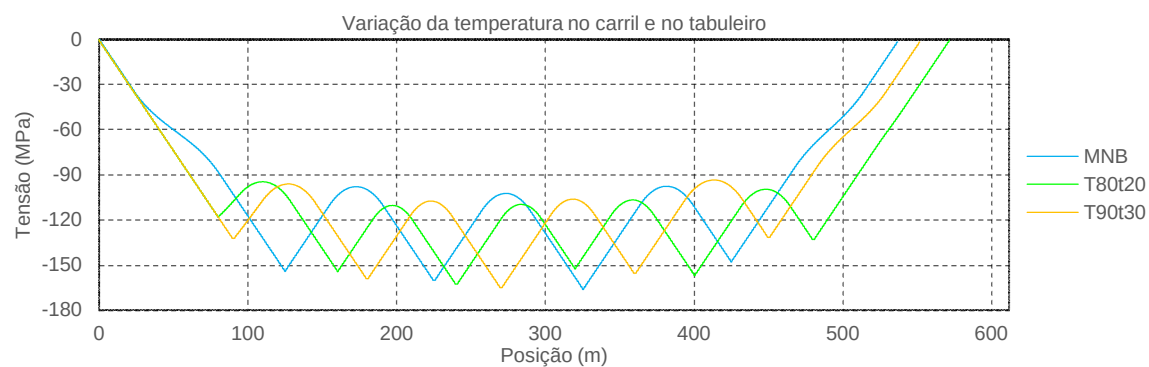
Com a introdução da frenagem do comboio verifica-se que a tensão no carril é semelhante em ambos os modelos, sendo registada a maior variação entre eles na zona do encontro E2 onde o modelo T90t30 apresenta sensivelmente uma maior tensão (mais $\approx -1,5$ MPa).

No que respeita a deslocamentos do carril e do tabuleiro, o modelo T80t20 apresenta menores valores. Como este modelo tem um maior número de pilares-estaca e o afastamento entre eles é menor era previsível que os deslocamentos do tabuleiro apresentassem menores valores. Os deslocamentos relativos de ambos os modelos são semelhantes, apenas diferindo em termos de configuração (ver Figura 5.54 d)) devido à própria configuração longitudinal dos diferentes modelos.

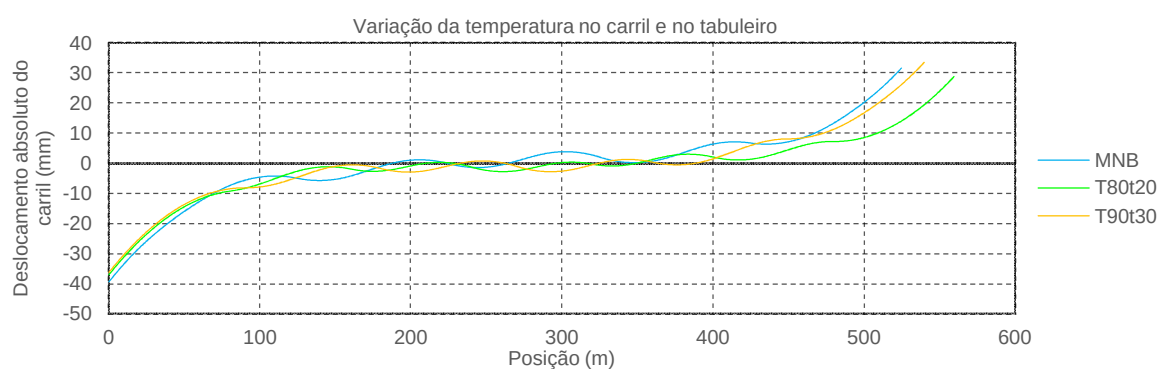
As reações horizontais registadas neste caso de carga continuam a ser maiores no modelo T90t30 pela razão referida em i.

Assim sendo, o modelo com a configuração T80t20 apresenta um melhor comportamento estrutural face aos efeitos de interação do que os restantes modelos.

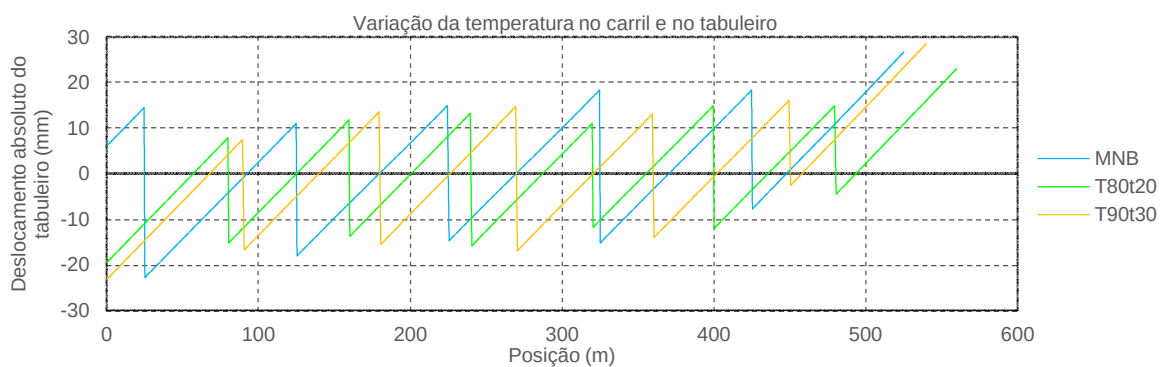
iii. **Análise Isolada** – variação da temperatura no carril e no tabuleiro (resultados apresentados na Figura 5.55):



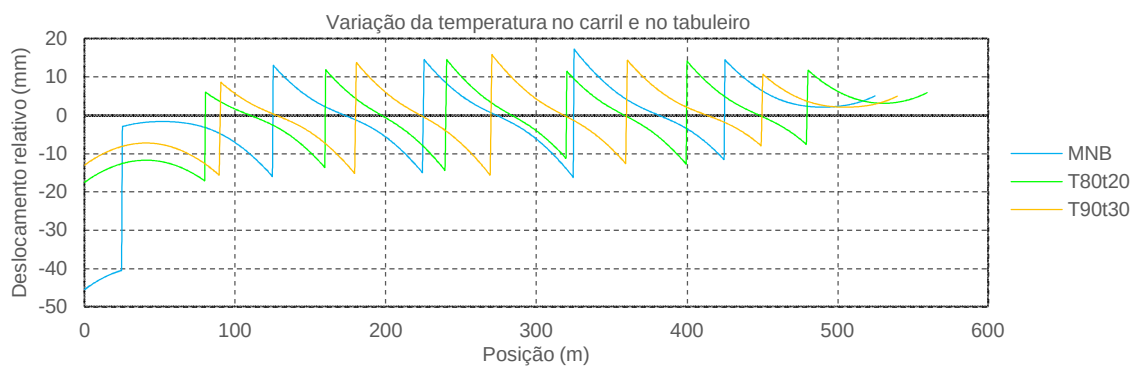
a)



b)



c)



d)

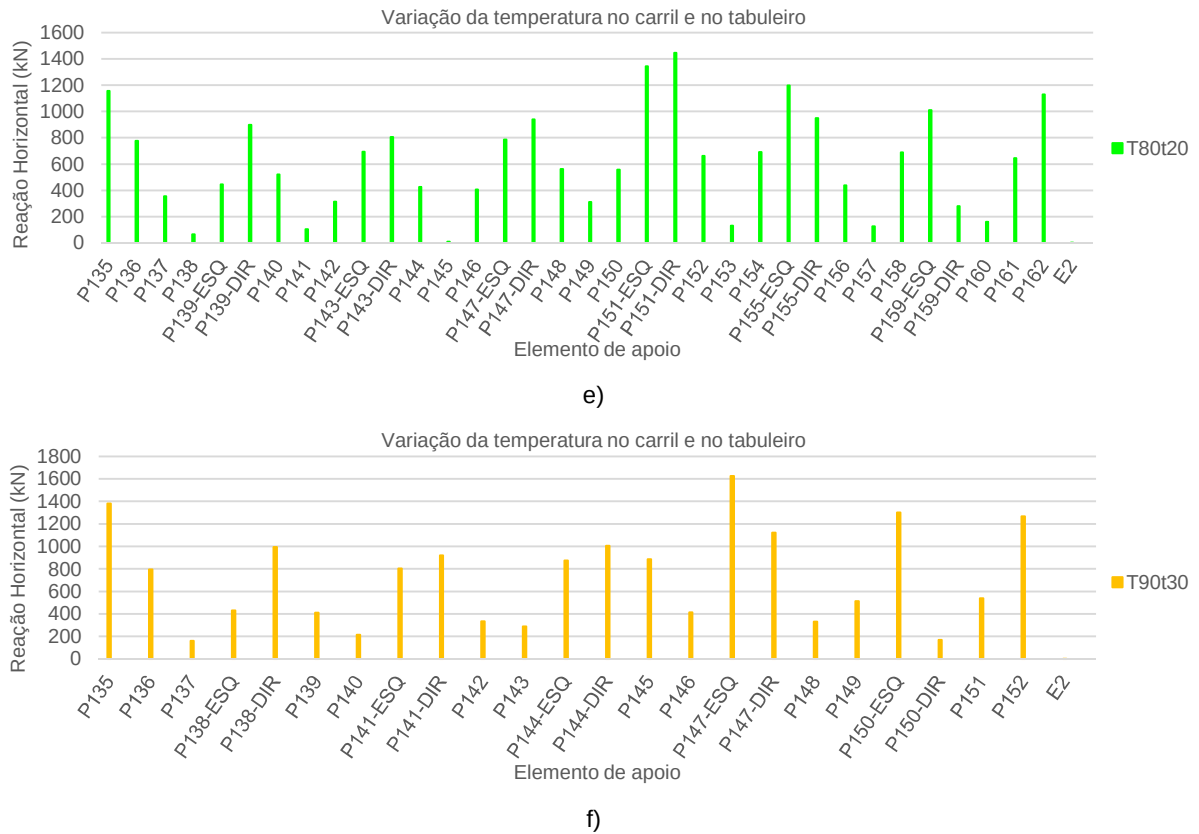
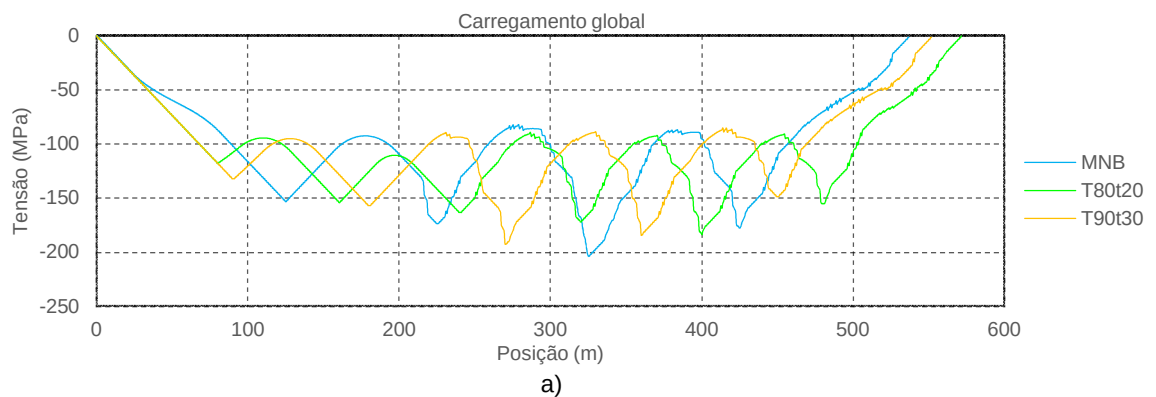
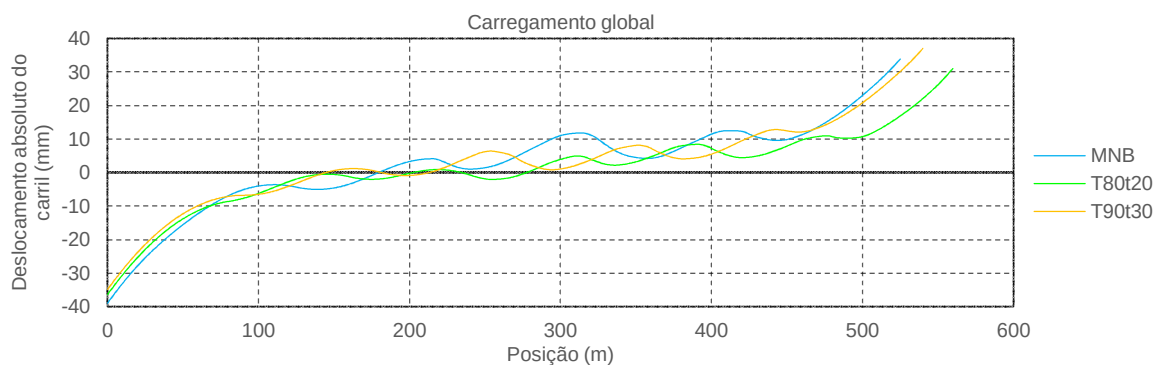


Figura 5.55 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da configuração longitudinal do viaduto para a variação da temperatura no carril e no tabuleiro: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) e f) reação horizontal.

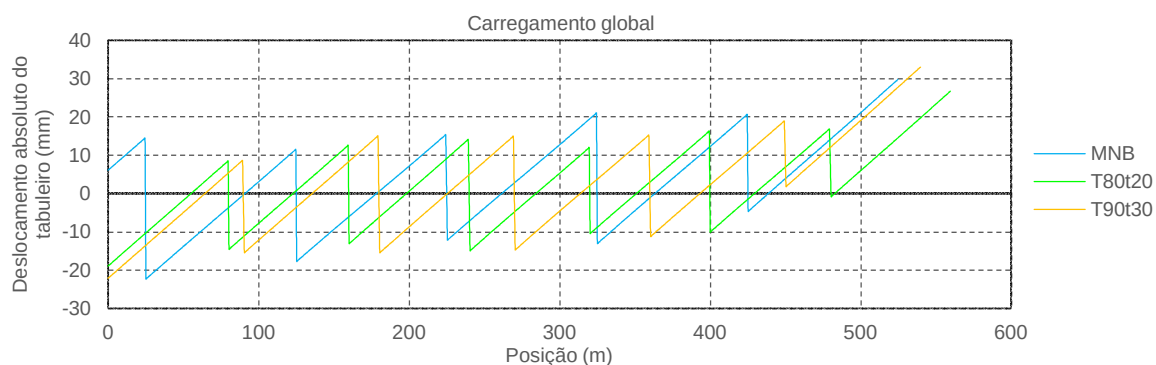
Com a aplicação da variação da temperatura no carril e no tabuleiro pode ser melhor analisada a influência que a extensão dos troços de viaduto ou distância entre juntas de dilatação de tabuleiros têm nos efeitos de interação. No caso do MNB (troços de viaduto de 100 m) verificam-se sensivelmente maiores tensões, deslocamentos e reações de apoio. Ao invés, o modelo com troços de viaduto de menor extensão (T80t20 com troços de 80 m) apresenta menores efeitos de interação via-estrutura.

iv. *Análise Global* (resultados apresentados na Figura 5.56):

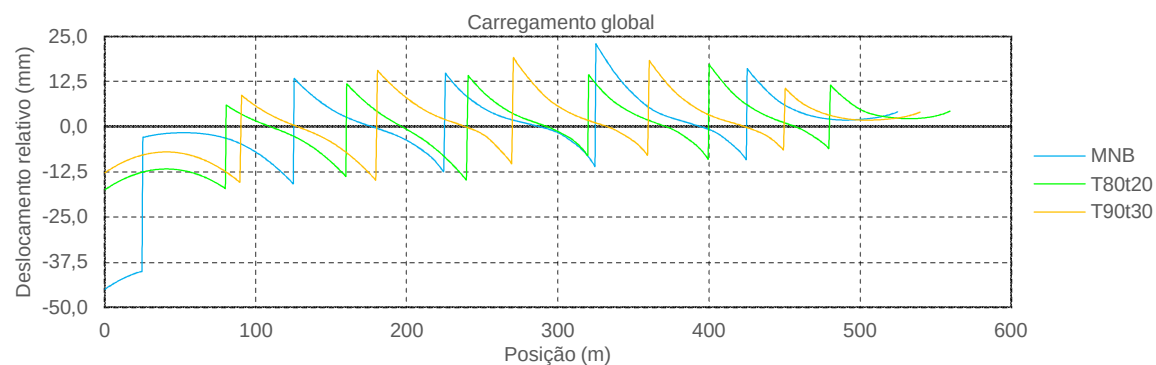




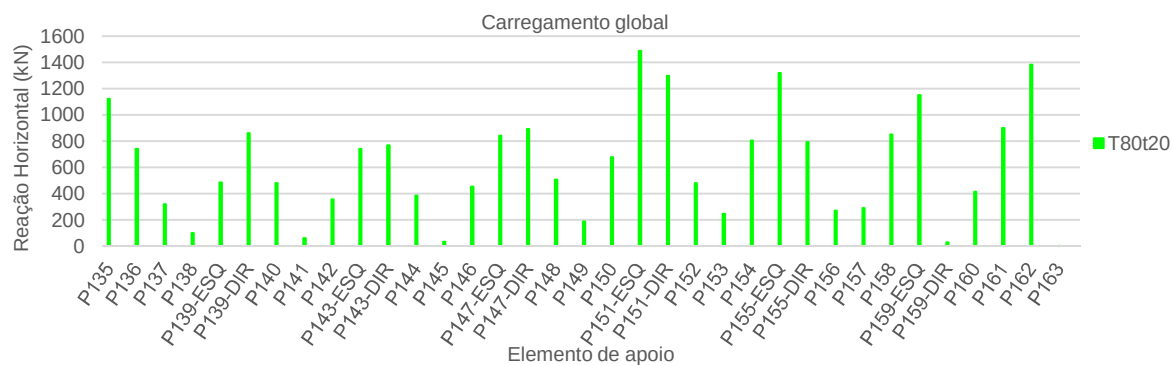
b)



c)



d)



e)

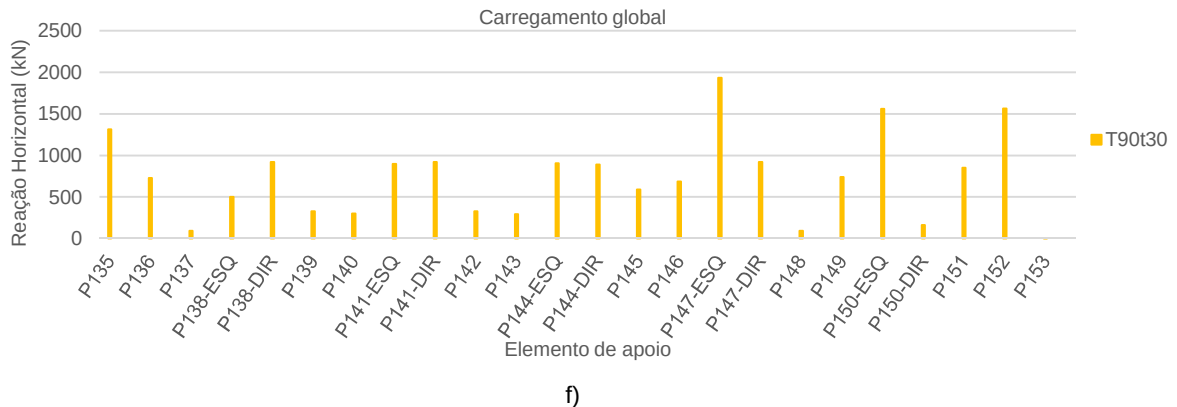


Figura 5.56 - Efeitos de interação obtidos na análise da influência da configuração longitudinal do viaduto para o carregamento global: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) e f) reação horizontal.

Com a **Análise Global** pode verificar-se que a conclusão referida em iii. continua válida nesta análise. O modelo com troços de maior extensão (MNB) apresenta maiores efeitos de interação do que os restantes e o modelo T80t20 é o modelo com melhor comportamento no que respeita a esses mesmos efeitos.

Conclui-se que a conceção de viadutos ferroviários deverá ter em conta a configuração longitudinal dos mesmos de maneira aos efeitos de interação via-estrutura serem melhor controlados. Apesar de nestas análises não serem verificadas variações muito consideráveis, caso as ações em causa fossem mais elevadas (por exemplo, temperaturas mais elevadas no carril e no tabuleiro) os efeitos que se verificariam entre modelos poderiam apresentar maiores variações.

5.3.6. AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE INTERAÇÃO PARA DIFERENTES TEMPERATURAS NO CARRIL E NO TABULEIRO

As análises apresentadas nas secções anteriores foram desenvolvidas tendo em conta a ação da temperatura no carril e no tabuleiro de +55 °C e +35 °C, respetivamente. No entanto, a distribuição da temperatura em ambos os elementos pode variar consideravelmente, sendo as temperaturas adotadas anteriormente consideradas como ponto de partida para uma análise dos efeitos de interação e não como relação de temperaturas mais desfavorável ou relação que se verifica maioritariamente ao longo do ano.

Apesar da diferença entre a temperatura do tabuleiro e do carril ser limitada pela ficha UIC-774-3—R (2001) a ± 20 °C (via com AD's), na realidade as diferenças verificadas entre os elementos não traduzem esse valor limite que a ficha apresenta. Por exemplo, no caso das condições climáticas que se verificam no verão, o aumento da temperatura do ar vai provocar um aumento da temperatura do carril muito mais considerável do que o verificado no tabuleiro devido à densidade do carril ser aproximadamente 2,5 vezes maior; este facto pode conduzir a diferenças de temperatura entre o carril e o tabuleiro muito superiores a ± 20 °C.

Na presente secção apresentam-se as várias análises desenvolvidas com diferentes distribuições/relações de temperatura entre o carril e o tabuleiro. O objetivo é comparar os efeitos de interação gerados em cada modelo com determinada relação T_t/T_c .

No Quadro 5.6 estão organizados os diferentes modelos desenvolvidos e as relações T_t/T_c adotadas (T_t - temperatura do tabuleiro; T_c - temperatura do carril). Para além de variar T_t/T_c procedeu-se ao estudo dos efeitos que essas determinadas variações têm não só no MNB mas também no modelo com via não balastrada (VNB) e no modelo sem AD's (MN-InfAD's).

Quadro 5.6 – Modelos de análise da influência de diferentes relações T_t/T_c .

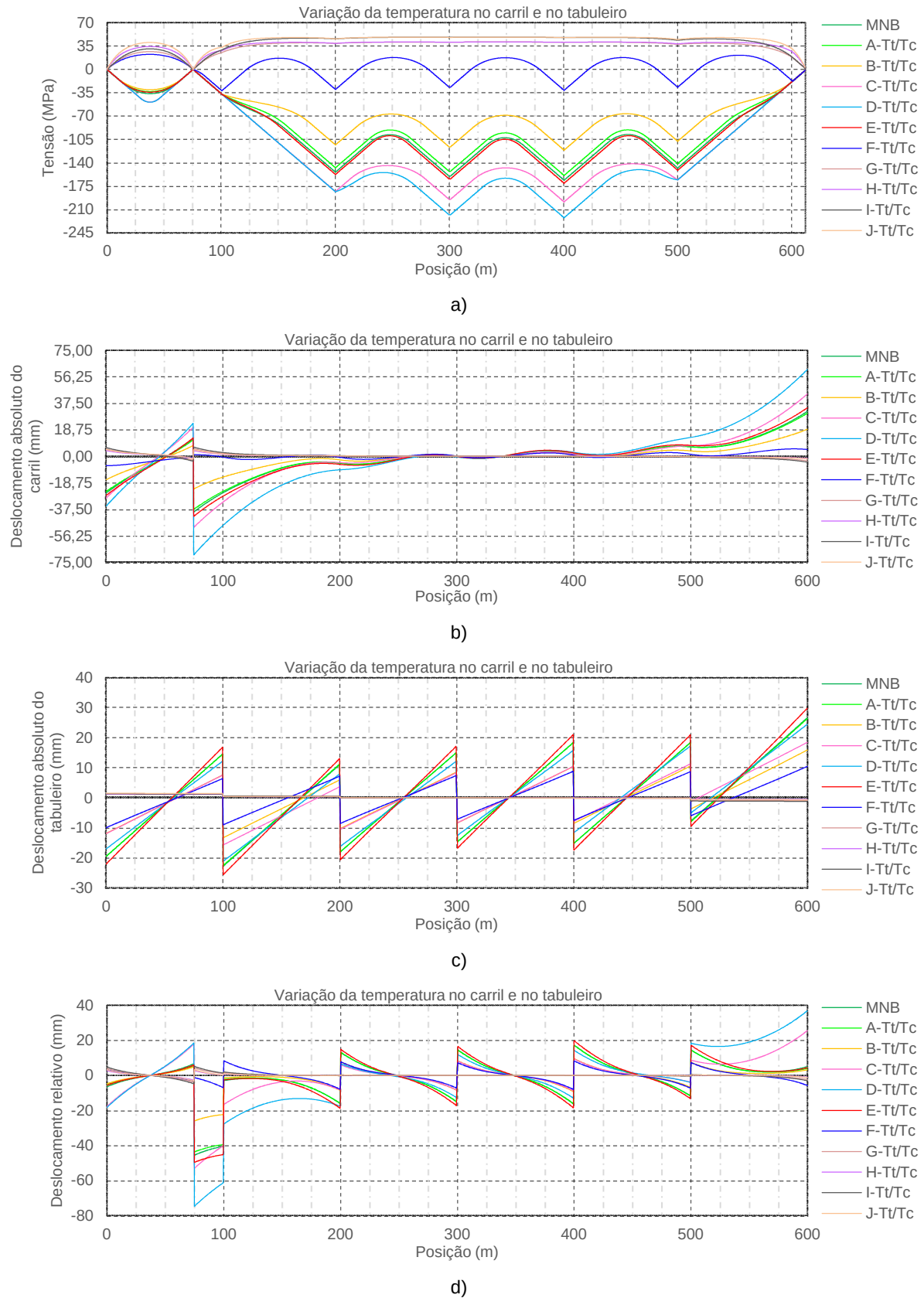
Designação	Estrutura base do modelo numérico	Temperatura do tabuleiro, T _t [°C]	Temperatura do carril, T _c [°C]	Δ _{carril-tabuleiro} [°C]	Observações
MNB	MNB	+35	+55	+20	Base/Inicial
A-T _t /T _c	MNB	+35	+52	+17	-
B-T _t /T _c	MNB	+20	+37		
C-T _t /T _c	MNB	+20	+70	+50	-
D-T _t /T _c	MNB	+30	+80		
E-T _t /T _c	MNB	+40	+57	+17	EN 1991-1-5 (2009)
F-T _t /T _c	MNB	+17	0	-17	
G-T _t /T _c	MNB	0	-17	-17	T _c negativa – possibilidade de ocorrência de fratura do carril
H-T _t /T _c	VNB	0	-17		
I-T _t /T _c	MNB	0	-20	-20	
J-T _t /T _c	VNB	0	-20		
K-T _t /T _c	MN-InfAD's	+30	+80	+50	-

Foram adotadas variações $\Delta_{\text{carril-tabuleiro}}$ de ± 20 °C, ± 17 °C e $+50$ °C no MNB. Dentro das variações de ± 17 °C ainda se incluiu o pressuposto referido na EN 1991-1-5 (2009) para a zona de Aveiro: temperatura $T_{\text{máx}}$ no verão de $+40$ °C e temperatura T_{min} no inverno de 0 °C, considerando o viaduto como estando ao nível do mar. O caso referido foi analisado nos modelos E- T_t/T_c e F- T_t/T_c (Quadro 5.6), tendo sido adotado $+40$ °C para T_t no primeiro e $+17$ °C no segundo. Não foi considerado 0 °C para T_t no modelo F- T_t/T_c devido ao facto da temperatura do tabuleiro baixar mais lentamente do que a temperatura do carril.

Ainda no Quadro 5.6, como nos modelos em geral tem sido analisado se o fenómeno de encurvadura da via se encontra controlado, são apresentados quatro modelos em que se pretendeu estudar a possibilidade de ocorrência de fratura do carril (modelos de G- T_t/T_c a J- T_t/T_c). O modelo K- T_t/T_c (sem AD's) tem como objetivo analisar a influência de uma variação $\Delta_{\text{carril-tabuleiro}}$ maior do que ± 20 °C (± 50 °C, neste caso) nos efeitos de interação resultantes e, também, comparar estes com os obtidos no modelo com a mesma variação mas que inclui AD's (D- T_t/T_c).

Seguidamente apresentam-se os resultados obtidos nos diferentes modelos apenas para a análise isolada da variação da temperatura no carril e no tabuleiro e para a análise com carregamento global, visto que atrás já se apresentaram os resultados obtidos para ação isolada da carga vertical do comboio e para a ação vertical e frenagem do comboio nos modelos MNB, VNB e MN-InfAD's. No final da **Análise Global** é apresentada uma verificação de segurança dos vários modelos tendo em conta os valores máximos de tensão registados em cada um.

i. **Análise Isolada** – modelos de A-T_i/T_c a J-T_i/T_c – variação da temperatura no carril e no tabuleiro (resultados apresentados na Figura 5.57):



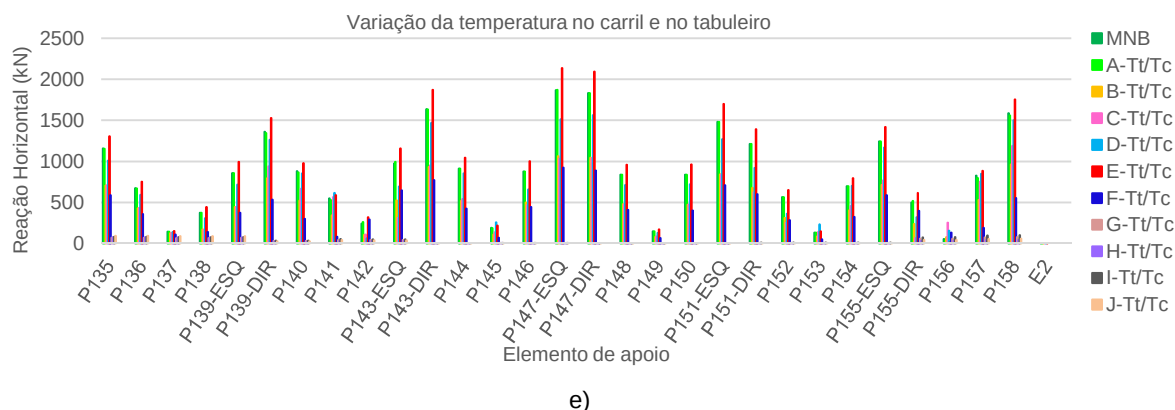
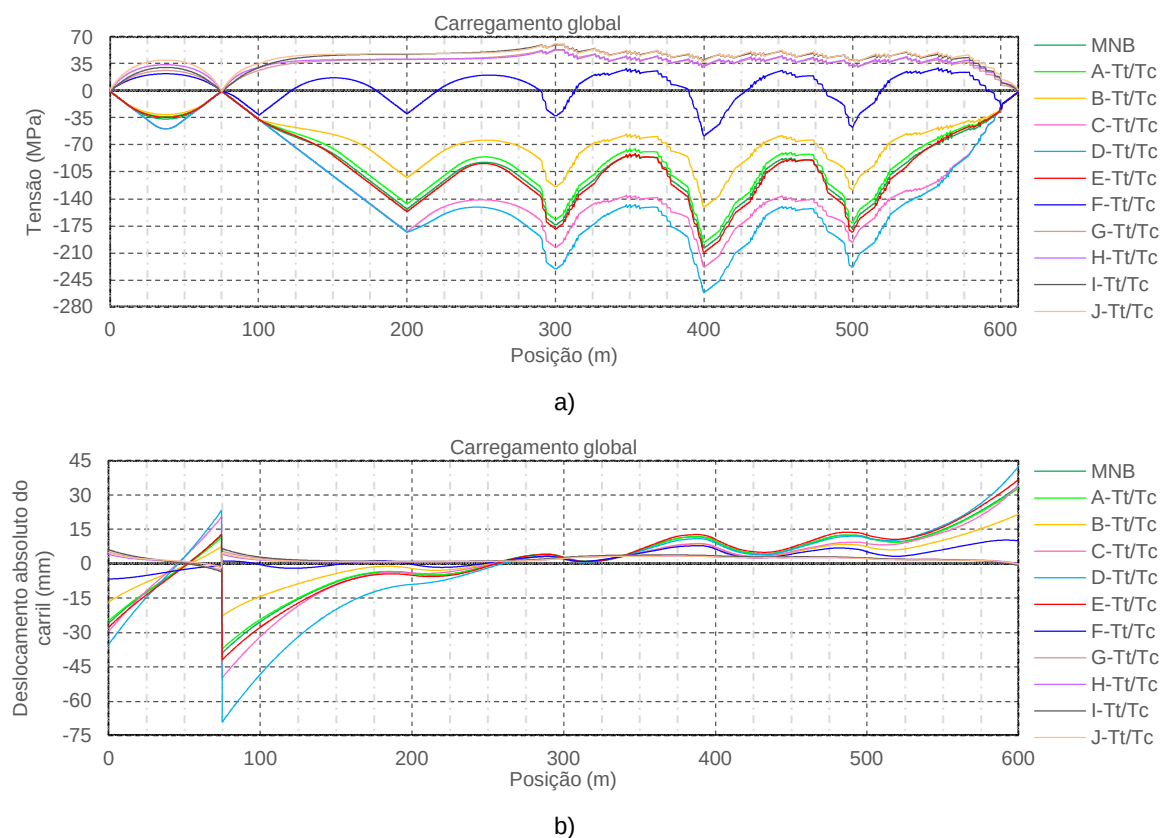


Figura 5.57 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_t/T_c para a ação isolada da variação da temperatura no carril e no tabuleiro nos modelos de A-Tt/Tc a J-Tt/Tc: a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

ii. **Análise Global** – modelos de A-Tt/Tc a J-Tt/Tc (resultados apresentados na Figura 5.58):



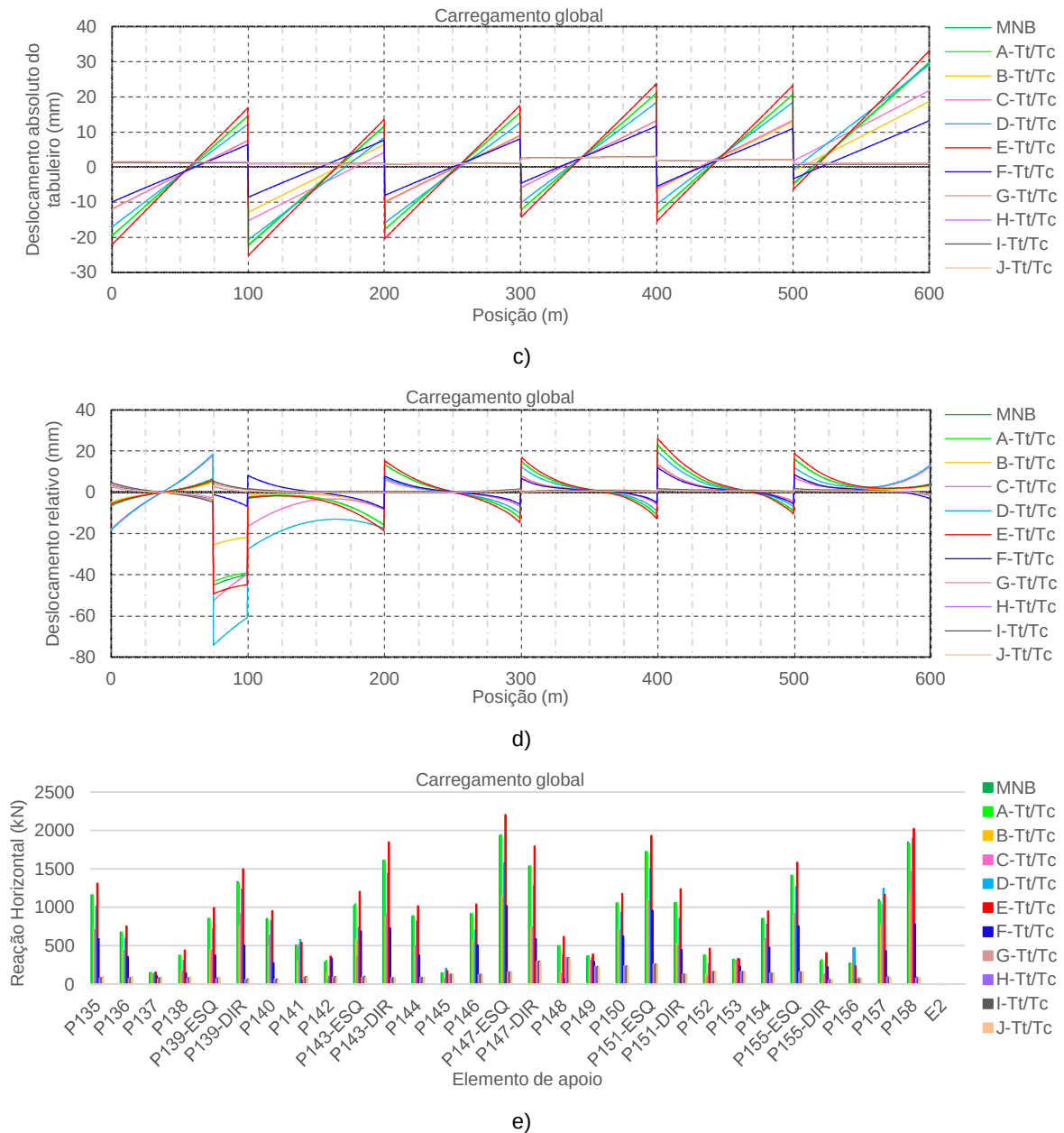
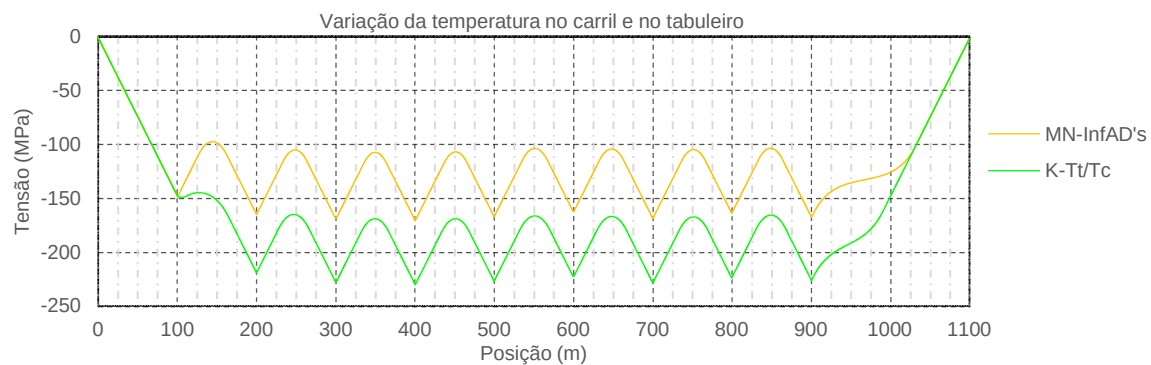
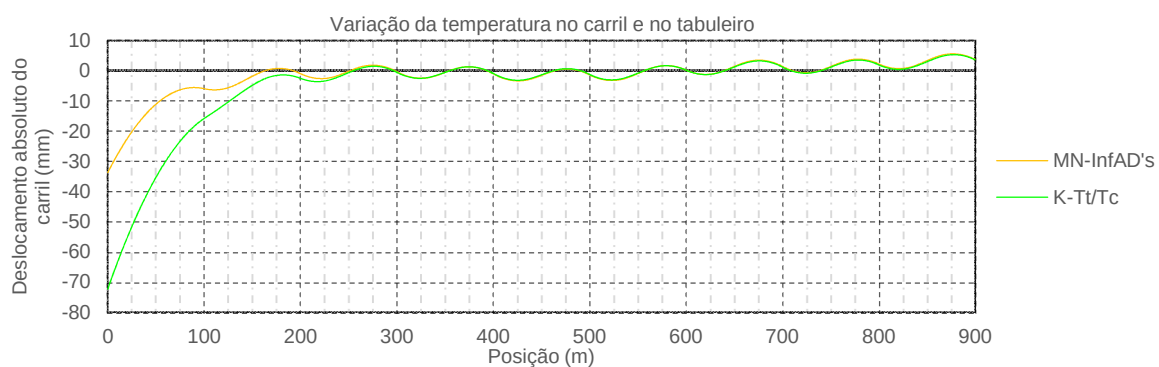


Figura 5.58 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_t/T_c para o carregamento global nos modelos de A- T_t/T_c a J- T_t/T_c : a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

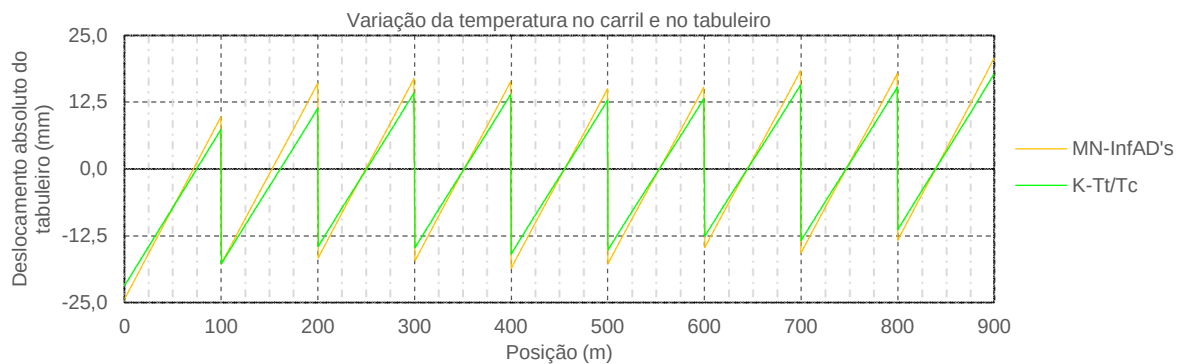
iii. **Análise Isolada** – modelo K-T_i/T_c – variação da temperatura no carril e no tabuleiro (resultados apresentados na Figura 5.59):



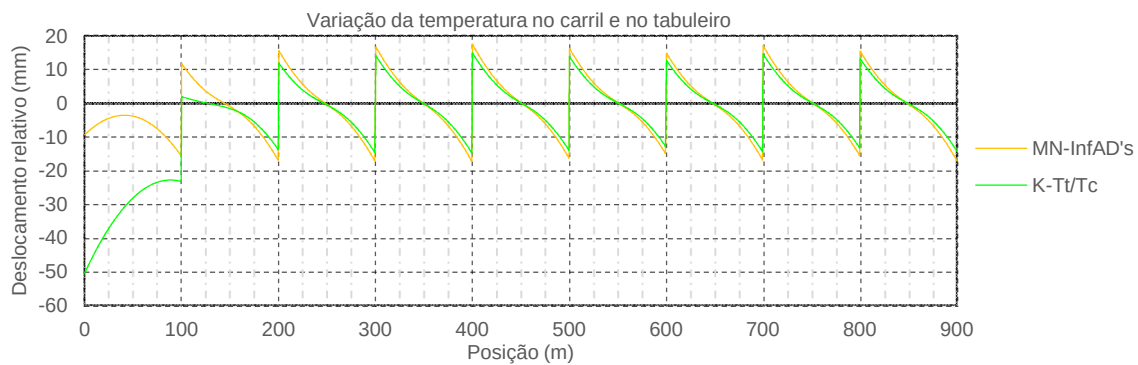
a)



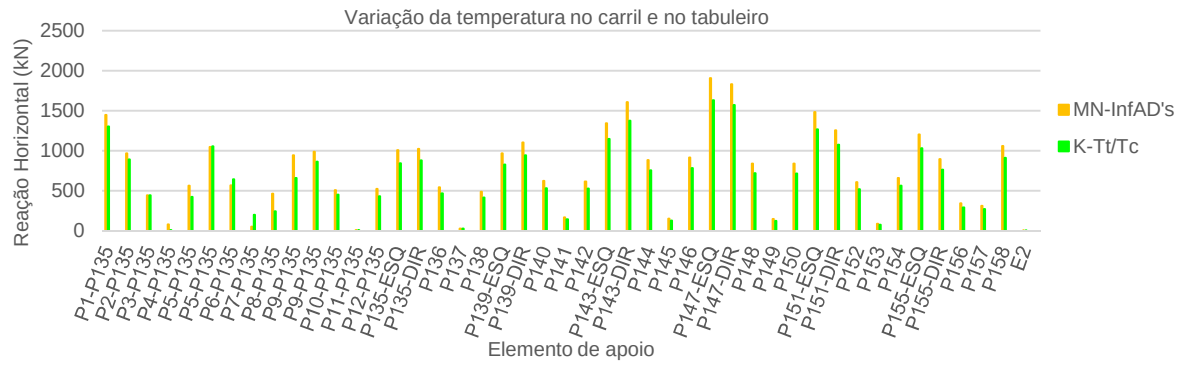
b)



c)



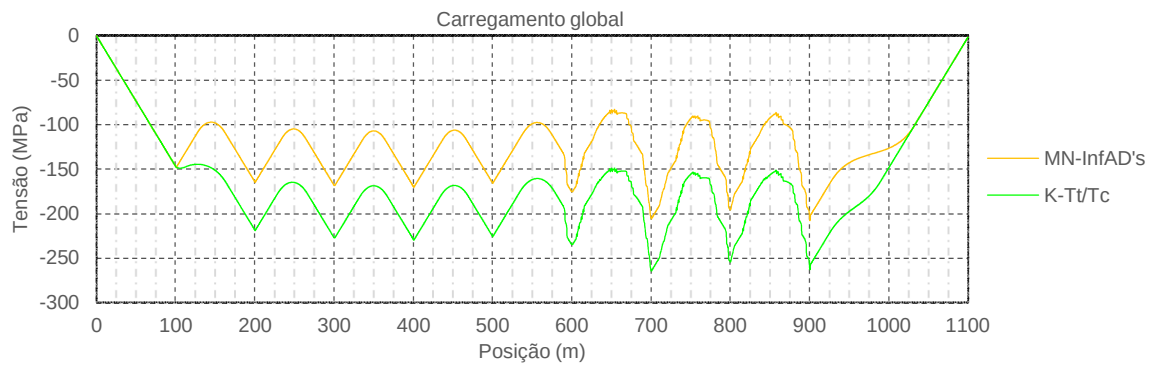
d)



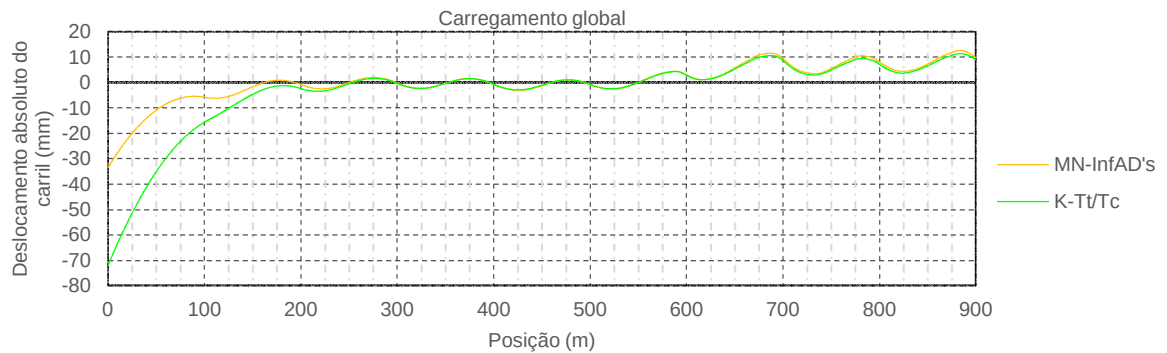
e)

Figura 5.59 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_t/T_c para a ação isolada da variação da temperatura no carril e no tabuleiro no modelo K- T_t/T_c : a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

iv. **Análise Global** – modelo K- T_t/T_c (resultados apresentados na Figura 5.60):



a)



b)

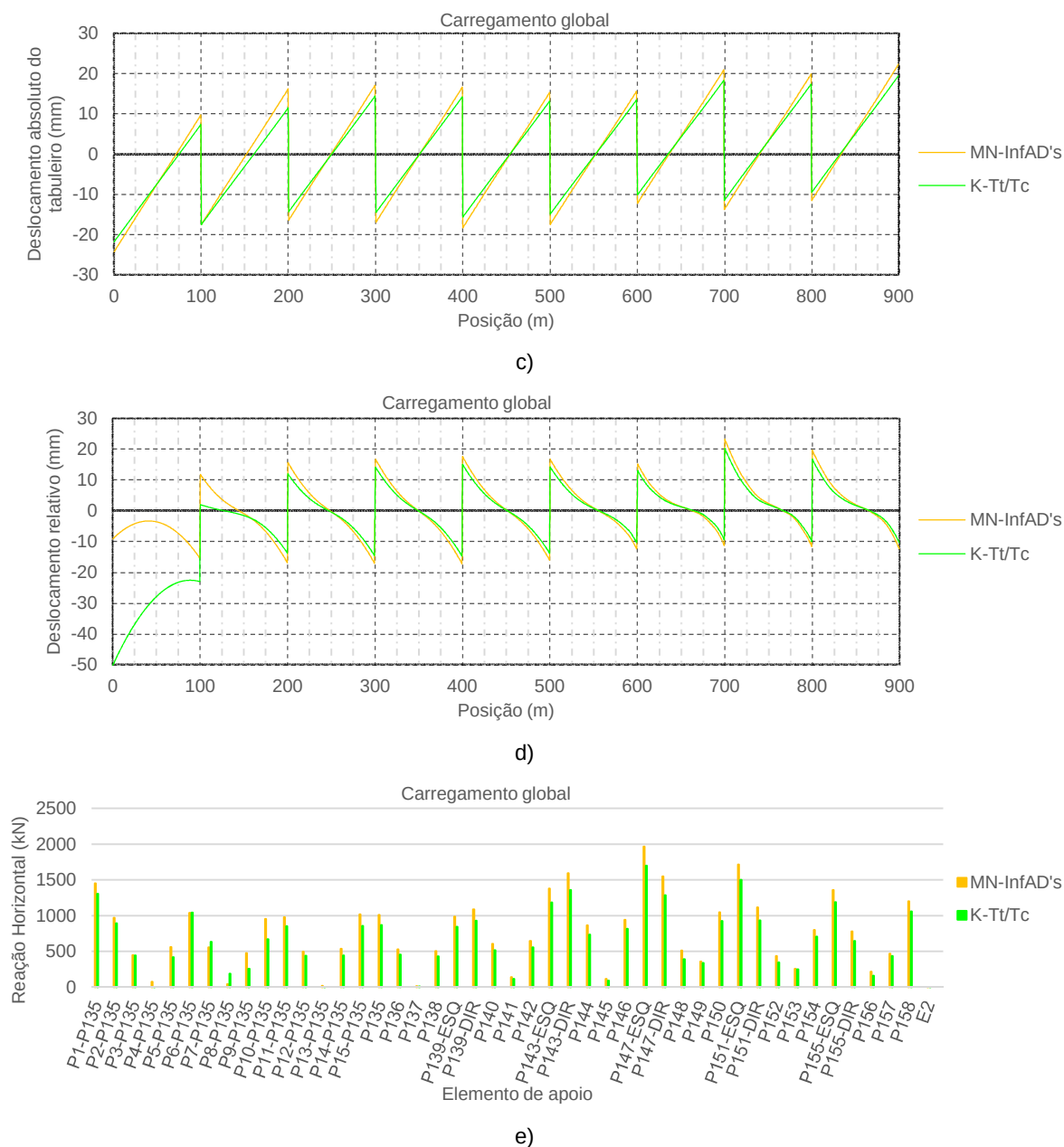


Figura 5.60 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_t/T_c para o carregamento global no modelo K- T_t/T_c : a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Tendo em conta os valores limite de tensão de compressão (193 MPa) e de tração (213 MPa) referidos na secção 2.5.1. e os valores máximos registados em cada modelo, no Quadro 5.7 apresenta-se uma verificação da segurança da via no que respeita aos fenómenos de instabilidade que se podem desenvolver.

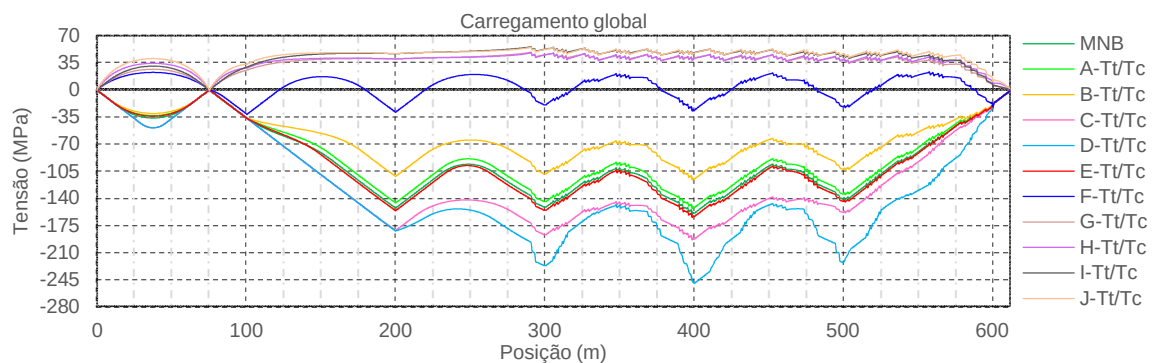
Quadro 5.7 – Verificação da segurança à estabilidade da via dos diferentes modelos.

Designação	Temperatura do tabuleiro, T_t [°C]	Temperatura do carril, T_c [°C]	$\sigma_{\text{máx}}^-$ [MPa]	$\sigma_{\text{máx}}^+$ [MPa]	Verificação da segurança
MNB	+35	+55	-204,010	0,000	K.O.
A- T_t/T_c	+35	+52	-196,840	0,000	K.O.
B- T_t/T_c	+20	+37	-150,750	0,000	OK
C- T_t/T_c	+20	+70	-229,060	0,000	K.O.
D- T_t/T_c	+30	+80	-262,000	0,000	K.O.
E- T_t/T_c	+40	+57	-209,580	0,000	K.O.
F- T_t/T_c	+17	0	-57,989	30,099	OK
G- T_t/T_c	0	-17	0,000	53,517	OK
H- T_t/T_c	0	-17	0,000	54,325	OK
I- T_t/T_c	0	-20	0,000	60,707	OK
J- T_t/T_c	0	-20	0,000	61,499	OK
MN-InfAD's	+35	+55	-208,160	0,000	K.O.
K- T_t/T_c	+30	+80	-264,740	0,000	K.O.

Apesar da aplicação faseada do carregamento da análise global ter sido definida como mencionado em 5.2.1., teria sido mais correto proceder primeiramente à aplicação da variação da temperatura no carril e no tabuleiro (com os ligadores hidráulicos desativados) e posteriormente à aplicação do carregamento ferroviário com a ativação dos ligadores hidráulicos antes da atuação da ação da frenagem. Como a temperatura é prolongada no tempo e a ação ferroviária é instantânea, justifica-se que a aplicação da temperatura no modelo numérico deveria ter sido efetuada em primeiro lugar. No entanto, os resultados obtidos não são comprometidos por se tratarem de variações entre modelos.

Assim sendo, desta secção até final do presente capítulo os resultados das análises serão apresentados já com a alteração do momento de aplicação da temperatura no carril e no tabuleiro.

- i. **Análise Global** (alteração do encadeamento das ações) – modelos de A- T_t/T_c a J- T_t/T_c (resultados apresentados na Figura 5.61):



a)

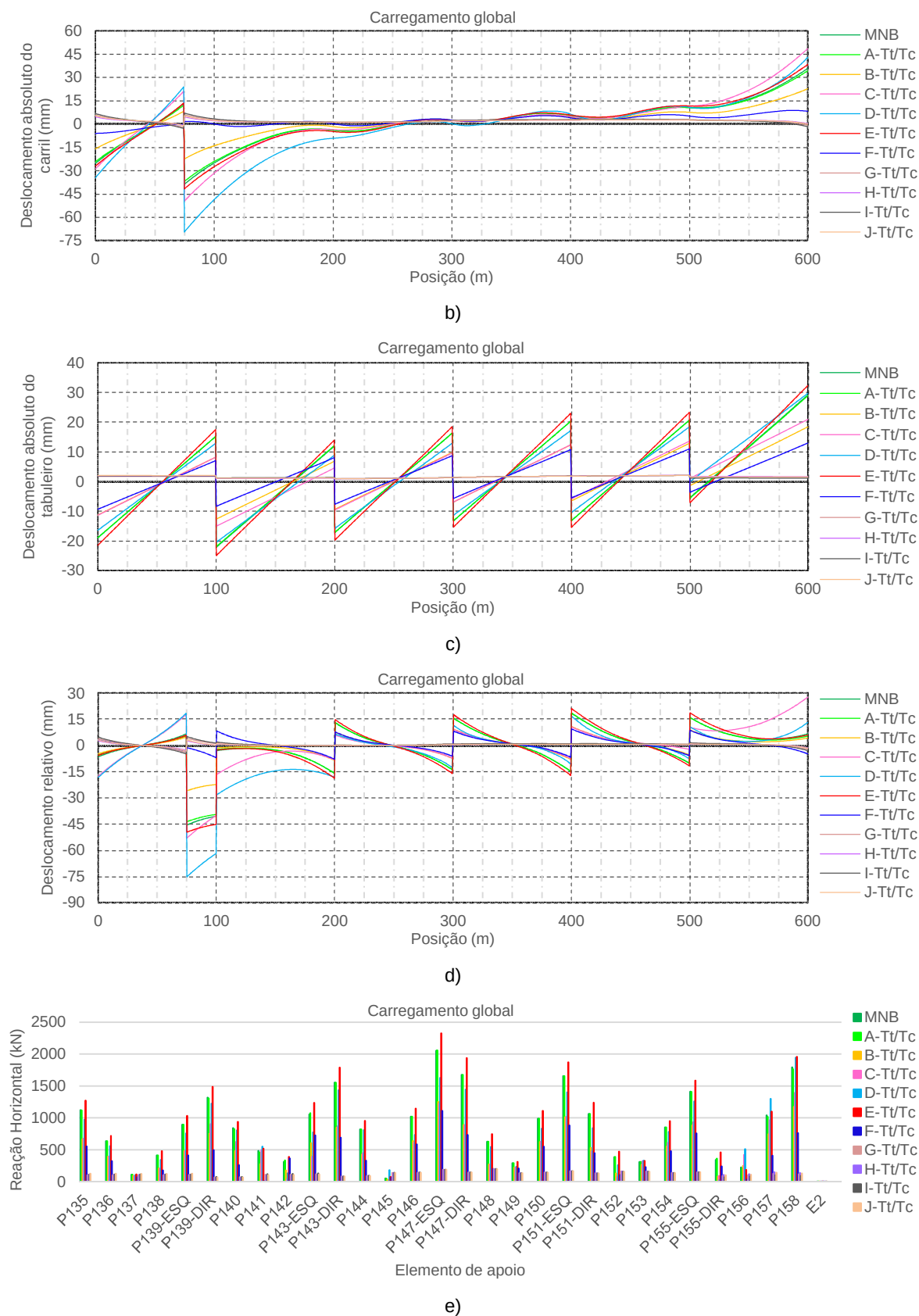
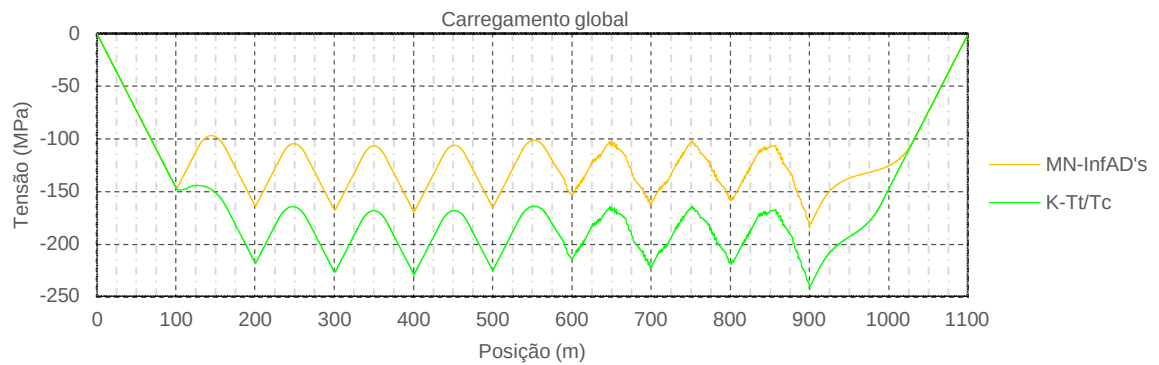
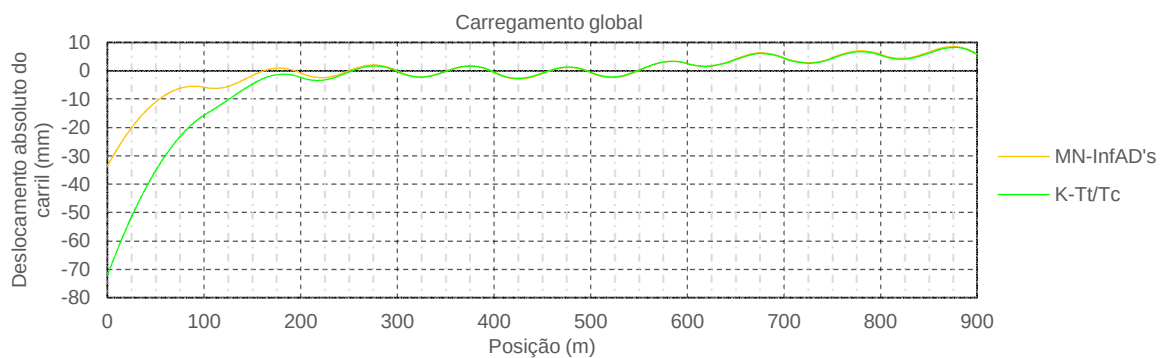


Figura 5.61 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_l/T_c para o carregamento global nos modelos de A- T_l/T_c a J- T_l/T_c (alteração do encadeamento das ações): a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

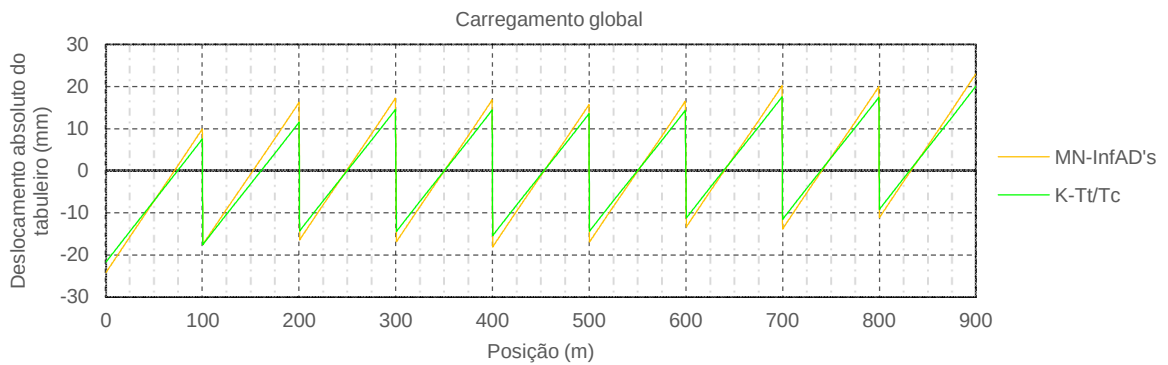
ii. **Análise Global** (alteração do encadeamento das ações) – modelo K-Tt/Tc (resultados apresentados na Figura 5.62):



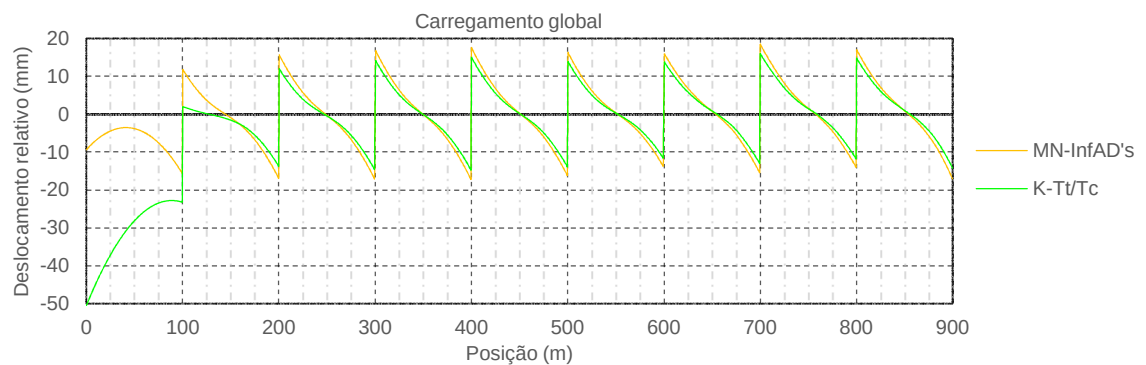
a)



b)



c)



d)

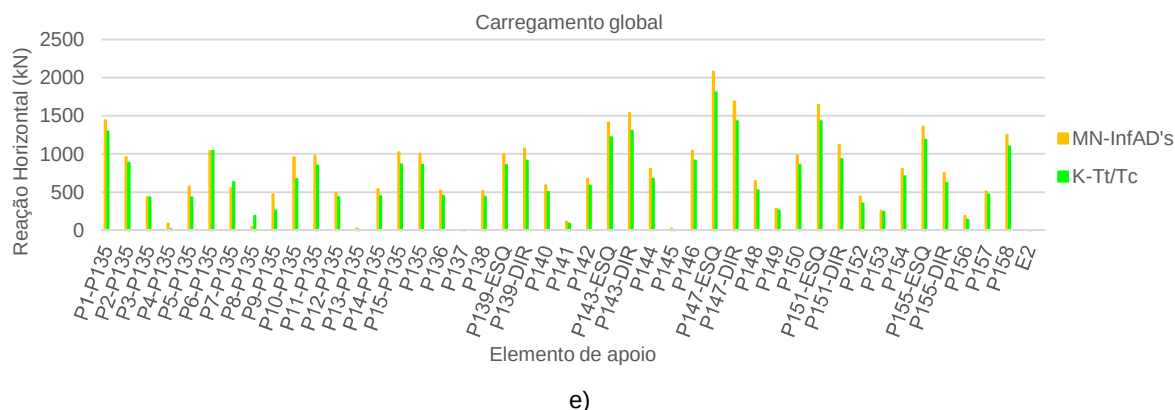


Figura 5.62 - Efeitos de interação obtidos para diferentes relações T_t/T_c para o carregamento global no modelo K- T_t/T_c (alteração do encadeamento das ações): a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Da mesma forma ao realizado após a análise com o encadeamento inicial das ações, no Quadro 5.8 apresenta-se uma verificação de segurança da via tendo em conta os valores limite de tensão de compressão (193 MPa) e de tração (213 MPa).

Quadro 5.8 – Verificação da segurança à estabilidade da via dos diferentes modelos (alteração do encadeamento das ações).

Designação	Temperatura do tabuleiro, T_t [°C]	Temperatura do carril, T_c [°C]	$\sigma_{\max}^-$ [MPa]	$\sigma_{\max}^+$ [MPa]	Verificação da segurança
MNB	+35	+55	-160,670	0,000	OK
A- T_t/T_c	+35	+52	-153,540	0,000	OK
B- T_t/T_c	+20	+37	-116,490	0,000	OK
C- T_t/T_c	+20	+70	-194,110	0,000	K.O.
D- T_t/T_c	+30	+80	-250,200	0,000	K.O.
E- T_t/T_c	+40	+57	-165,070	0,000	OK
F- T_t/T_c	+17	0	-31,592	23,382	OK
G- T_t/T_c	0	-17	0,000	48,710	OK
H- T_t/T_c	0	-17	0,000	48,069	OK
I- T_t/T_c	0	-20	0,000	55,905	OK
J- T_t/T_c	0	-20	0,000	55,277	OK
MN-InfAD's	+35	+55	-185,210	0,000	OK
K- T_t/T_c	+30	+80	-243,930	0,000	K.O.

Comparando os resultados obtidos nos dois métodos de introdução dos carregamentos (Quadro 5.7 e Quadro 5.8), verifica-se que a introdução da variação da temperatura após contabilização da ação ferroviária conduz a maiores tensões no carril. No entanto, os restantes efeitos de interação analisados não apresentam diferenças significativas entre ambos os métodos.

Relativamente à verificação de segurança dos modelos com introdução da variação da temperatura em primeiro lugar (Quadro 5.8), foi verificado que as variações $\Delta_{\text{carril-tabuleiro}}$ de +50 °C (desvio máximo de temperatura em relação à TR do carril) apresentam tensões superiores aos limites impostos pela UIC-774-3-R (2001) e EN 1991-1 (2003).

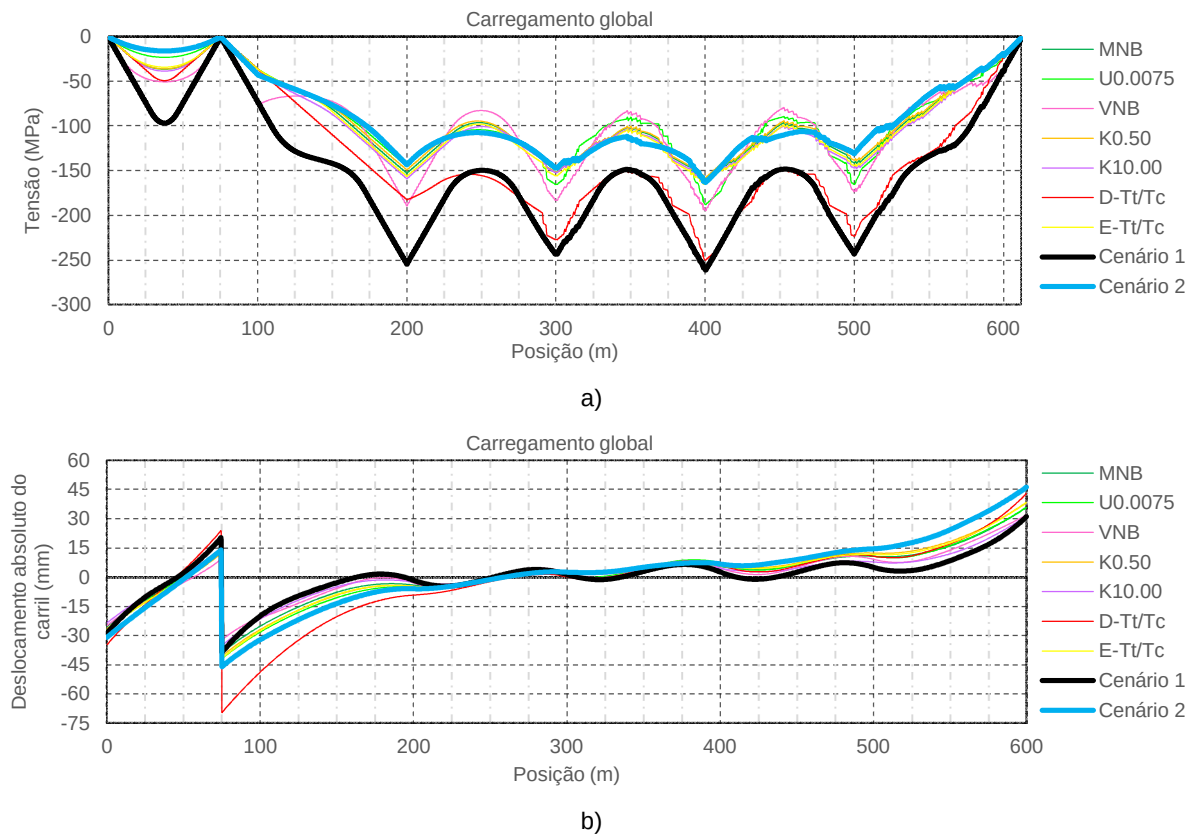
5.3.7. ANÁLISE DOS CENÁRIOS CRÍTICOS

Nesta secção procedeu-se ao estudo dos piores cenários tendo em consideração todas as análises desenvolvidas. Deste modo, no Quadro 5.9 apresentam-se os cenários críticos definidos e posteriormente são apresentados os resultados obtidos nos respetivos modelos numéricos.

Quadro 5.9 – Cenários críticos.

Designação	Modelos combinados	Designação	Modelos combinados
Cenário 1	VNB	Cenário 2	U0.0075
	INTERFACE-0.30		INTERFACE-0.20
	K10.00		K5.00
	D-Tt/Tc		E-Tt/Tc

- i. **Análise Global** – alteração do encadeamento das ações (resultados apresentados na Figura 5.63):



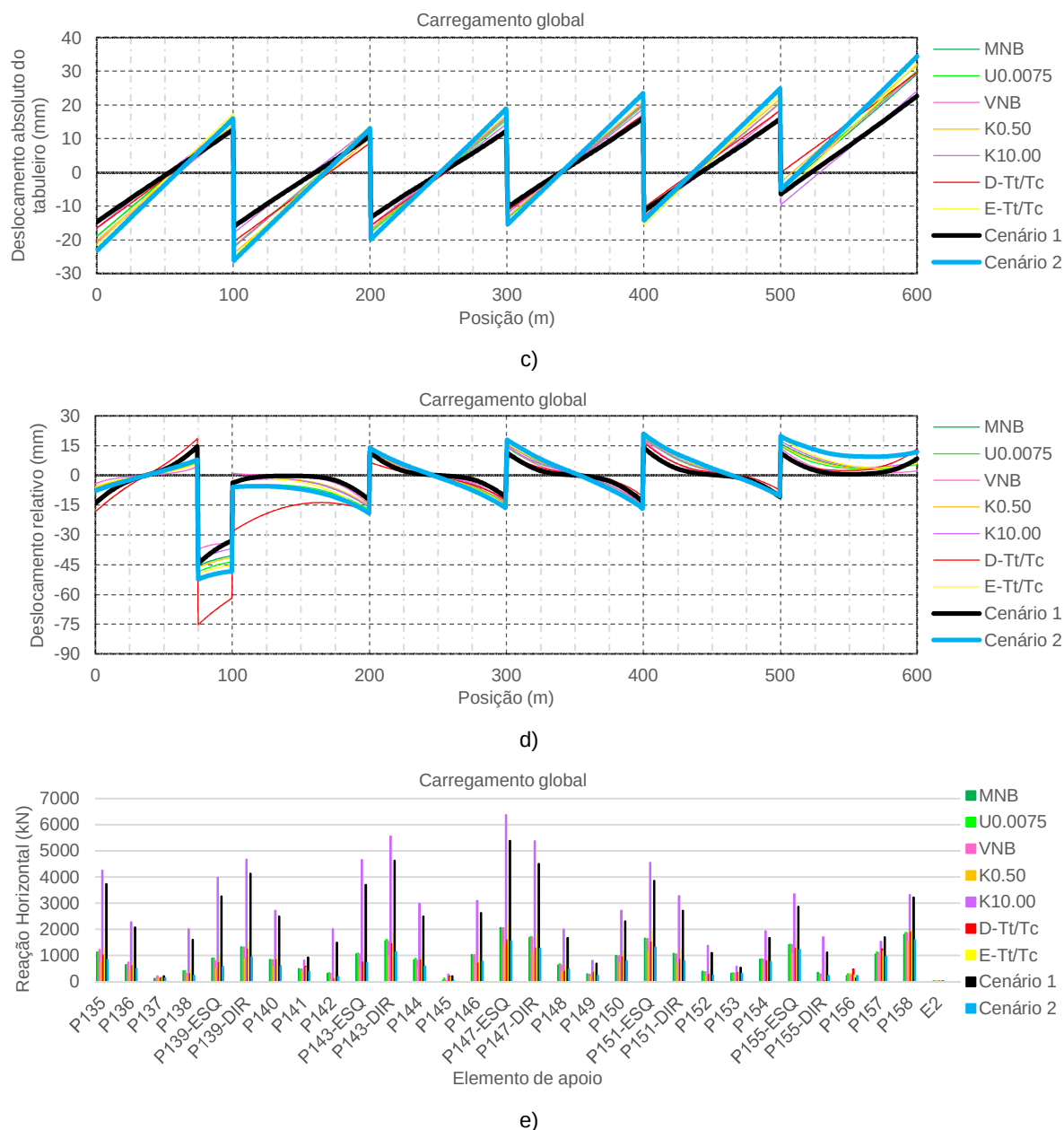


Figura 5.63 - Efeitos de interação obtidos para os casos críticos definidos (alteração do encadeamento das ações): a) tensão no carril; b) deslocamento absoluto do carril; c) deslocamento absoluto do tabuleiro; d) deslocamento relativo; e) reação horizontal.

Com os cenários apresentados quis-se definir uma envolvente dos efeitos de interação máximos. A realização de dois cenários distintos teve como principal objetivo determinar a pior situação em termos de tensão de compressão nos carris e de deslocamentos no sistema via-estrutura.

Apesar de teoricamente se ter noção que o aumento da restrição do movimento longitudinal do carril (aumento da resistência longitudinal da via) associado ao aumento da temperatura no carril induz maiores tensões de compressão no mesmo, as análises apresentadas na Figura 5.63 a) vêm comprovar essa mesma ideia.

No estudo apresentado na secção 5.3.6. a máxima tensão de compressão foi registada no modelo D-Tt/Tc cujas variações de temperatura são iguais às do Cenário 1. No entanto, devido ao Cenário 1 ser dotado de uma via com maior resistência longitudinal este, como era esperado, apresenta maiores níveis

de tensão no carril. Para além da via ter maior resistência acrescenta-se também o facto de ao mesmo cenário ter sido introduzida uma maior rigidez aos pilares-estaca, restringindo os movimentos longitudinais do sistema via-estrutura (consequente redução dos deslocamentos horizontais).

No que respeita às reações de apoio verificadas no Cenário 1, apesar deste ter as os pilares-estaca com rigidez igual aos do modelo K10.00, o Cenário 1 ao ser também constituído por uma via com maior resistência longitudinal vai implicar uma descida dos valores das reações de apoio quando comparado com o K10.00. Como a via tem maior capacidade de absorver e dissipar as ações impostas, estas ações têm uma menor contribuição na deformação do tabuleiro, ficando o comportamento do tabuleiro mais dependente da variação de temperatura imposta no mesmo. Deste modo, justifica-se o facto das reações de apoio no Cenário 1 serem menores do que as verificadas no modelo K10.00 (Figura 5.63 e)).

Devido ao Cenário 2 apresentar um comportamento mais flexível, para além dos níveis de tensão mais reduzidos, verificam-se maiores deslocamentos do carril e do tabuleiro. Essa flexibilidade vertical traduz-se em fraca apetência para absorver as forças descarregadas pela superestrutura devido à redução das reações oferecidas pelos elementos de apoio, conduzindo depois ao aumento de deslocamentos horizontais.

De seguida apresentam-se no Quadro 5.10 os efeitos de interação máximos obtidos e é analisado o facto desses se encontrarem ou não dentro dos limites impostos pela UIC-774-3-R (2001).

Quadro 5.10 – Efeitos de interação obtidos nos cenários críticos.

Caso	Parâmetro		Verificação da segurança
Cenário 1	$-\sigma$ [MPa]	261,200	K.O.
	$+\sigma$ [MPa]	0,000	OK
	δ_t [mm]	22,706	OK
	δ_r [mm]	-44,568	-
	RH [kN]	5380,30	-
Cenário 2	$-\sigma$ [MPa]	163,160	OK
	$+\sigma$ [MPa]	0,000	OK
	δ_t [mm]	34,467	K.O.
	δ_r [mm]	-52,362	-
	RH [kN]	1599,80	-

Os resultados apresentados no Quadro 5.10 mostram que os cenários críticos desenvolvidos foram de encontro ao inicialmente requerido. No caso do Cenário 1, este apresenta tensões de compressão muito acima dos limites admissíveis (193 MPa). Por outro lado, o Cenário 2 apresenta deslocamentos do tabuleiro superiores a 30 mm, não sendo assim verificada a sua segurança.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

A presente dissertação teve como finalidade o estudo dos efeitos de interação via-estrutura que se desenvolvem no viaduto Poente de acesso à ponte das Pirâmides, localizado no novo ramal ferroviário de acesso ao porto de Aveiro. A avaliação e controlo destes efeitos é imprescindível para que seja garantida a qualidade e segurança necessária à circulação ferroviária.

No primeiro capítulo foi efetuado o enquadramento do tema em estudo. Desde o início da aplicação das vias de barra longa soldada (BLS) têm-se vindo a desenvolver inúmeras investigações sobre os efeitos de interação gerados entre a via e a estrutura. Neste capítulo também se apresentam estudos desenvolvidos acerca da estabilidade via que são fundamentais para controlo do possível desencadeamento de mecanismos de rotura (encurvadura lateral da via e fratura do carril).

O capítulo 2 introduz o fenómeno de interação que se desenvolve no sistema via-estrutura. O facto de ser estabelecida uma ligação entre as duas estruturas através da interface travessa-balastro (caso de vias balastradas) conduz a que, devido às diferentes ações impostas ao viaduto, se desenvolvam efeitos de interação. No caso das obras de arte ferroviárias, o apoio longitudinal da via ao apresentar algumas descontinuidades (por exemplo, zonas de transição entre os aterros e a obra de arte) conduz a maiores deslocamentos relativos entre a via e o tabuleiro provocando maiores efeitos de interação. Desses efeitos podem resultar tensões de compressão elevadas nos carris que, com um simples aumento de temperatura poderão levar à ocorrência de encurvadura da via. Para além dos deslocamentos relativos aumentarem o estado de tensão do carril provocam também a degradação da camada de balastro e consequente redução da resistência longitudinal da via.

Para permitir a avaliação do comportamento da via e da estrutura face aos efeitos de interação, foram discutidos os parâmetros fundamentais que influenciam o comportamento desses elementos: configuração da estrutura ou arranjo estático, configuração da via, propriedades da estrutura e da via.

No mesmo capítulo apresentaram-se as ações a ter em consideração nos estudos de interação: variação da temperatura no carril e no tabuleiro, sobrecarga ferroviária e arranque/frenagem do comboio. Foram também discutidas as limitações das tensões de compressão e tração nos carris, os deslocamentos absolutos do tabuleiro e relativos entre o carril e o tabuleiro, os deslocamentos verticais e rotações das extremidades do tabuleiro que são critérios importantes na conceção e dimensionamento das obras de arte ferroviárias apresentados na ficha UIC-774-3-R (2001) e a EN 1991-2 (2003).

Ainda no capítulo 2, foram apresentadas indicações sobre as características estruturais que influenciam a interação via-estrutura. Foram referidas as soluções estruturais mais comumente adotadas em viadutos e pontes ferroviárias, apresentados alguns componentes da via ferroviária, como é o caso dos aparelhos

de dilatação de via (AD's) e dos aparelhos de retenção de balastro, bem como os casos em que devem ser utilizados.

O capítulo 2 termina com a descrição dos principais fatores que influenciam a estabilidade lateral da via e do fenómeno de encurvadura, tendo-se concluído que os mais importantes são: tensão longitudinal no carril, resistência lateral da via, levantamento dinâmico da via e desvios do alinhamento da mesma. A encurvadura da via ocorre quando os parâmetros referidos não forem devidamente controlados. Esta instabilização começa a partir de pequenos defeitos do alinhamento da via que vão aumentando com a passagem do tráfego ferroviário e que, conjugados com a fraca resistência lateral do balastro bem como com elevadas tensões de compressão devidas às ações de temperatura e efeitos de interação, podem conduzir à encurvadura da via.

No capítulo 3 foram apresentados critérios de modelação do sistema via-estrutura para análise dos efeitos de interação presentes na ficha UIC-774-3-R (2001) e na EN 1991-2 (2003) e, posteriormente, foi realizada uma modelação numérica apresentada na ficha para efeito de validação do programa de cálculo automático (ANSYS 14.0) relativamente aos efeitos de interação.

No presente trabalho realizou-se a validação do programa ANSYS 14.0 através da análise numérica dos casos E1-3 e E4-6 presentes na ficha. Os modelos discretizados foram detalhados na secção 3.4. onde são incluídos todos os elementos utilizados bem como as características dos mesmos. Nesta análise foi utilizado um método numérico que tem em conta o histórico de carregamento. Este método baseou-se na introdução de elementos de atrito na zona da interface que permitem a atualização da rigidez longitudinal face ao carregamento vertical de forma automática, tendo como principais vantagens: possibilidade de variar a posição do carregamento sem ter que proceder a alterações das características da interface; ter em conta o estado de tensão/deformação da interface ao longo da aplicação das ações variáveis. Comparando os resultados dos modelos desenvolvidos com os apresentados na UIC-774-3-R (2001) o programa ANSYS 14.0 deu-se por validado.

O capítulo 4 introduziu a obra ferroviária na qual se encontra inserido o viaduto Poente de acesso à ponte das Pirâmides. Escolheu-se este viaduto devido a este ter características de troços que ultrapassam as limitações impostas pela ficha. Posteriormente, procedeu-se a uma descrição geral desse viaduto bem como dos elementos estruturais pertencentes ao mesmo.

Foi desenvolvido um modelo numérico bidimensional no programa ANSYS 14.0 cujas características e aspetos de modelação são apresentados ainda no capítulo 4. Para além da descrição da modelação foram detalhados todos os elementos constituintes bem como as características introduzidas em cada um deles.

No capítulo 5 procedeu-se à avaliação do comportamento do modelo numérico incluindo uma comparação entre o modelo 2D e o modelo 3D desenvolvido no trabalho de Delgado (2013) e efetuado para variações de temperatura. Após comparação o modelo 2D deu-se por validado.

De maneira a avaliar a influência da presença ou ausência dos ligadores hidráulicos, procedeu-se a uma análise comparativa entre um modelo com os ligadores ativados e outro com os mesmos desativados aquando a atuação da ação da frenagem. Concluiu-se com esta análise que a desativação destes ligadores conduz a maiores deslocamentos do carril, do tabuleiro e relativos entre eles. No caso dos deslocamentos do tabuleiro, estes apresentam uma variação considerável entre troços de viaduto (zona das juntas de dilatação) verificada a partir da zona onde a ação é aplicada. O facto de existirem maiores deslocamentos relativos nas zonas das juntas de dilatação, no caso da desativação dos ligadores, permite concluir que a não consideração do efeito dos ligadores pode colocar em causa a qualidade e segurança de circulação na via pois, os movimentos relativos ao degradarem a camada de balastro reduzem também a resistência longitudinal da via.

Os estudos paramétricos iniciaram-se com a análise da influência da variação das características geométricas do sistema via-tabuleiro: variação do posicionamento do conjunto carril-fixação-interface, variação da posição do centro de gravidade do tabuleiro e comparação dos efeitos de interação entre o modelo numérico base (MNB) e um modelo com introdução de uma secção corrente do tipo caixão.

No caso da variação do conjunto carril-fixação-interface relativamente ao centro de gravidade do tabuleiro são registadas variações residuais entre os diferentes modelos, podendo concluir-se que para a estrutura em questão a variação deste parâmetro não é relevante.

O estudo da variação do centro de gravidade do tabuleiro apresentou algumas variações quando o modelo foi sujeito à ação vertical isolada do comboio e a esta combinada com a ação da frenagem. No caso da aplicação isolada da variação da temperatura no carril e no tabuleiro ou aplicação do carregamento global, as variações apresentadas entre modelos são residuais. De forma geral, os efeitos de interação tendem a aumentar com o afastamento entre centro de gravidade do tabuleiro e o centro de rotação dos aparelhos de apoio. No entanto, estas variações são pouco significativas.

Com a introdução de uma secção corrente do tipo caixão não foram verificadas variações significativas. Apenas se registaram variações consideráveis quando o modelo se encontra sujeito à ação vertical do comboio, verificando-se uma menor flexão do tabuleiro. No entanto, devido à grandeza dos efeitos determinados ser muito reduzida conclui-se que a adoção de uma secção com maior rigidez à flexão é igualmente pouco relevante.

O estudo da influência da variação das características da via sobre os efeitos de interação envolveu: variação da resistência longitudinal da via e variação do posicionamento da interface travessa-balastro.

Procedendo à variação da resistência longitudinal da via conclui-se que o aumento dessa resistência provoca um aumento da tensão de compressão nos carris. No entanto, apesar da diminuição da tensão devido à redução da resistência longitudinal da via esta conduz a maiores deslocamentos do carril, do tabuleiro e relativos entre eles. Conclui-se que, para a ação da frenagem, quando a resistência longitudinal é baixa a deformação do balastro é maior, a interação do carril com o tabuleiro é menor devido ao deslocamento do carril ser independente (aumentando os deslocamentos relativos).

A variação da rigidez dos pilares-estaca permitiu concluir que o aumento dessa rigidez aumenta sensivelmente a tensão nos carris devido à maior restrição de movimento horizontal da estrutura. O aumento dessa restrição conduz também à redução dos deslocamentos do tabuleiro e do carril bem como ao aumento das reações ao nível do aparelho de apoio.

O estudo da influência da não aplicação de AD's no viaduto envolveu a construção de um modelo com uma maior extensão de via, colocando as zonas de "respiração" do carril afastadas da zona do viaduto de forma a simular a via na zona central e sobre o encontro. Da análise dos resultados foi possível concluir que a não introdução de AD's conduz ao aumento da tensão nos carris e a maiores deslocamentos relativos entre o carril e o tabuleiro. O facto de na zona do encontro E2 não existir um AD provoca um aumento considerável da tensão no carril, podendo conduzir à ocorrência da encurvadura da via. Os deslocamentos relativos nessa secção são também mais elevados, degradando a camada de balastro e, consequentemente, reduzindo a resistência longitudinal da via e segurança de circulação na mesma.

Devido à limitação dos comprimentos de dilatação do tabuleiro imposta pela UIC-774-3-R (2001), procedeu-se também ao estudo da influência da configuração longitudinal do viaduto nos efeitos de interação. Desenvolveram-se dois novos modelos: T80t20 (troços de viaduto de 80 m e tramos de 20 m) e T90t30 (troços de viaduto de 90 m e tramos de 30 m). Com a análise dos resultados, no caso da aplicação isolada da ação vertical do comboio e da ação vertical combinada com a frenagem, conclui-

se que no geral os efeitos de interação são maiores no modelo T90t30 (troços de 90 m com tramos de 30 m). No caso da aplicação da variação da temperatura no carril e no tabuleiro e do carregamento global o modelo com troços de maior extensão (MNB – troços de 100 m) apresenta maiores efeitos de interação. Ao invés, o modelo com a configuração T80t20 apresenta o melhor comportamento de entre as três configurações analisadas, concluindo-se que na conceção de viadutos ferroviários deve proceder-se ao estudo do melhor arranjo estático possível a implementar na obra de arte. Apesar das diferenças entre ambas as configurações não serem muito elevadas, caso fossem introduzidas ações de maior magnitude os efeitos que se verificariam entre modelos poderiam ser mais relevantes.

Outro estudo que se desenvolveu foi a avaliação dos efeitos de interação para diferentes temperaturas no carril e no tabuleiro. É de salientar que um pequeno aumento da variação de temperatura no carril induz um considerável aumento de tensão no carril. Conclui-se que o controlo da temperatura de referência do carril é necessário para garantir que o carril tenha uma determinada tensão disponível para os efeitos de interação.

Por último, realizaram-se alguns cenários críticos tendo em conta todas as análises paramétricas desenvolvidas de maneira a encontrar a combinação de parâmetros mais desfavorável para os efeitos de interação via-estrutura. No Cenário 1 registaram-se tensões de compressão fora dos limites regulamentares ($\sigma_{máx} = 261,2 \text{ MPa} > 193 \text{ MPa}$) e no Cenário 2 verificou-se um deslocamento máximo do tabuleiro de 34,567 mm (superior ao limite estabelecido para tabuleiros com AD's em ambas as extremidades – 30 mm).

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A presente secção pretende apresentar algumas sugestões para desenvolvimentos futuros no âmbito dos estudos de interação via-estrutura e de estabilidade da via.

Uma das sugestões é avaliar a influência das variações estudadas na presente dissertação em outros viadutos/pontes com diferentes soluções estruturais. A realização de um estudo alargado com base no vasto leque de soluções estruturais e de análises de interação com diferentes variações paramétricas permitiria criar uma base de dados onde se poderiam consultar os diferentes comportamentos analisados em cada obra de arte.

A realização dos mesmos estudos paramétricos num modelo tridimensional para avaliar se as variações e conclusões registadas se mantêm válidas é uma sugestão para desenvolvimento futuro.

Outro estudo a desenvolver é a comparação entre um modelo tridimensional em reta e um modelo tridimensional em curva, realização de análises paramétricas para diferentes posições e raios de curva e avaliação dos níveis de tensão e de deslocamentos.

Sugere-se também a implementação de análises que permitam simular a encurvadura lateral da via e avaliar a temperatura de encurvadura para diferentes variações paramétricas; avaliar se as variações de tensão nos modelos bidimensionais têm o mesmo tipo de evolução que as temperaturas no modelo tridimensional.

Uma última sugestão é a realização dos mesmos estudos paramétricos procedendo à variação das características do solo de fundação para avaliação da sua influência nas variações dos efeitos de interação.

BIBLIOGRAFIA

Cutillas, A. (2007). Track-structures interaction problems in bridge design. Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways. Porto, Portugal.

Davis, S. G. (2007). Controlling track-structure interaction in seismic conditions. Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways. Porto, Portugal.

Delgado, J. (2013). Interação via-ponte em linhas ferroviárias. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Domingo, L., Herraiz, J., Zamorano, C. and Herraiz, T. (2014). "Design of a new high lateral resistance sleeper and performance comparison with conventional sleepers in a curved railway track by means of finite element models." Latin American Journal of Solids and Structures: 1238-1250.

EN 1991-1-5 (2009). Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5: General actions - Thermal actions. Brussels, Belgium, European Committee for Standardization.

EN 1991-2 (2003). Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges. Brussels, Belgium, European Committee for Standardization.

EN 13674-1 (2002). Railway applications - Track - Rail - Part 1: Vignole railway rails 46 kg/m and above. Brussels, Belgium, European Committee for Standardization.

ERRI-D202/DT362 (1997). Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), ERRI Specialists' Committee D 202 - Ballast resistance under three-dimensional loading. Utrecht, Netherlands, European Rail Research Institute (ERRI).

ERRI-D202/RP12 (1999). Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), ERRI Specialists' Committee D 202 - Final Report. Utrecht, Netherlands, European Rail Research Institute (ERRI).

ERRI D 202/RP11 (1999). Improved Knowledge of Forces in CWR Track (Including Switches), ERRI Specialists' Committee D 202 - Parametric study an sensitivity analysis of CWERRI; Verification of an FEM for the buckling resistance of tracks with continuous welded rails (CWR). Utrecht, Netherlands, European Rail Research Institute (ERRI).

Esveld, C. (1996). Design of High-Speed Track On Long Bridges. Delft University of Technology.

FRA (2003). The Influence of Track Maintenance on the Lateral Resistance of Concrete Tie Track Research Results RR-03-01. Washington, USA, U.S. Department of Transportation Federal Railroad Administration.

Garcia, R. (2005). Criterios de disposición de aparatos de dilatación en puentes de ferrocarril de alta velocidad. Tesina, Universitat Politècnica de Catalunya.

IAPF (2007). Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de ferrocarril. Madrid, Espanha, Ministerio de Fomento, Scretaría de Estado de Infraestructura del Transporte.

Kish, A. (2013). Improving Ballasted Track Lateral Resistance: the US Experience. Railway Track Science and Engineering. International workshop – Ballast: Issues % Challenges, Paris, France.

Kish, A. and Samavedam, G. (2013). Track Buckling Prevention: Theory, Safety Concepts, and Applications. Washington, USA, U.S. Department of Transportation Federal Railroad Administration.

Kish, A., Samavedam, G. and Wormley, D. (1998). Fundamentals of Track Lateral Shift for High-Speed Rail Applications. European Rail Research Institute (ERRI) Interactive Conference on Cost Effectiveness and Safety Aspects of Railway Track, Paris, France.

Koob, M. (2005). The Development of a Vibration Technique for Estimation Neutral Temperature in Continuously Welded Railroad Rail. Master Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.

Kumar, R. and Upadhyay, A. (2012). "Effect of temperature gradient on track-bridge interaction." Interaction and Multiscale Mechanics, An International Journal (IMMIJ) 5: 1-12.

Lim, N. and. Sung, I. (2004). "Thermal Buckling Behaviour of Continuous Welded Rail Track." Steel Structures 4: 111-119.

Pandit, S. (1988). Long Welded Rails. Pune, India, Indian Railways Institute of Civil Engineering.

Ramondenc, P., Martin, D. and Schmitt, P. (2007). Track-bridge interaction - the SNCF experience. Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways. Porto, Portugal.

REFER (2005). LIGAÇÃO FERROVIÁRIA AO PORTO DE AVEIRO - Obras de Arte Especais - Peças Desenhadas - Projeto de Execução - Memória Descritiva e Justificativa. Algés, Portugal.

REFER (2005). LIGAÇÃO FERROVIÁRIA AO PORTO DE AVEIRO - Obras de Arte Especais - Projeto de Execução - Memória Descritiva e Justificativa. Algés, Portugal.

REFER (2005). LIGAÇÃO FERROVIÁRIA AO PORTO DE AVEIRO - Viadutos Nascente e Poente - Verificação de Estabilidade. Algés, Portugal.

REFER (2010). Cadernos de Informação.

REFER (2010). RAMAL FERROVIÁRIO DE ACESSO AO PORTO DE AVEIRO - Via-férrea - Colocação de Aparelhos de Dilatação - Memória Descritiva e Justificativa. Algés, Portugal.

REFER (2010). Reportagem Fotográfica de Dario Silva. REFER.

Ruge, P., Widarda, D. and Birk, C. (2007). Longitudinal track-bridge interaction for load-sequences. Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways. Porto, Portugal.

- Sanguino, M. and. Requejo, P. (2007). Numerical methods for the analysis of longitudinal interaction between track and structure. Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways. Porto, Portugal.
- Santos, J. (2008). Fundações por estacas: Ações horizontais - Elementos Teóricos, Obras Geotécnicas. Lisboa, Portugal, Instituto Superior Técnico.
- Simões, R. (2006). Interacção Via - Ponte em Linhas Ferroviárias de Alta Velocidade. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sussmann, T., Kish, A. and Trosino, M. (2007). "Influence of Track Maintenance on Lateral Resistance of Concrete-Tie Track." Journal of Transportation Research Record 1825: 56-63.
- Szelazek, J. (1998). Monitoring of thermal stress in continuous welded rails with ultrasonic technique. Warszawa, Poland, Institute of Fundamental Technical Research.
- UIC-774-3-R (2001). Track/bridge Interaction - Recommendations for calculations (2nd Edition). Paris, France, Union Internationale des Chemins de fer.
- Vieira, M. (2013). Tipologia, instalação, funcionamento e manutenção dos diversos tipos de aparelhos de apoio em Obras de Arte. Tese de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa.