

MODELAÇÃO DOS EFEITOS DINÂMICOS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO EM VIAS FERROVIÁRIAS DE ALTA VELOCIDADE

JOÃO ANTÓNIO FERNANDES DE PINHO LOPES

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

Orientador: Professor Doutor Rui Artur Bártolo Calçada

Co-Orientador: Professor Doutor Raimundo Moreno Delgado

FEVEREIRO DE 2008

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2007/2008

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 - 2007/2008 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus pais e irmãos

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE GERAL	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
AGRADECIMENTOS.....	vii
ÍNDICE DO TEXTO.....	ix
CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO.....	1
CAPÍTULO 2. TRANSIÇÕES EM VIAS-FÉRREAS DE ALTA VELOCIDADE	5
CAPÍTULO 3. ASPECTOS NORMATIVOS E RECOMENDAÇÕES.....	41
CAPÍTULO 4. MODELAÇÃO DINÂMICA DO SISTEMA VIA-COMBOIO	55
CAPÍTULO 5. APLICAÇÃO AO ESTUDO DE UMA ZONA DE TRANSIÇÃO	87
CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES.....	141
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	R.1

RESUMO

A presente tese é o corolário de um estudo acerca dos efeitos dinâmicos em zonas de transição de rigidez em vias ferroviárias de alta velocidade, tendo sido realizada para obtenção do grau de mestre em Engenharia Civil, na especialização de Geotecnia.

A finalidade principal deste trabalho passou por analisar por métodos numéricos o comportamento dinâmico de zonas de transição de rigidez, considerando a interacção entre o comboio e a via de forma simplificada, com recurso ao programa de cálculo automático ANSYS[®]. A metodologia em estudo foi avaliada por comparação com uma metodologia mais completa, que considera a interacção entre o comboio e a via através de algoritmos complexos. Foi também alvo de avaliação um processo iterativo, que foi proposto para aumentar a precisão dos resultados provenientes da metodologia simplificada em estudo.

Foi ainda avaliado o comportamento dinâmico de zonas de transição considerando diferentes características de deformabilidade dos terrenos de fundação. Também foi analisada a sensibilidade dos efeitos de transição à velocidade de circulação dos comboios. Com os diversos parâmetros estudados foram propostas correlações para estimar as forças de interacção extremas numa zona de transição, com base num caso de referência.

Foi também compilada informação relativa a zonas de transição entre aterros e obras-de-arte em vias ferroviárias de alta velocidade, que são zonas tradicionalmente críticas em diversos aspectos, tendo sido dado especial destaque para as questões de índole geotécnica. Foram abordados diversos problemas frequentemente detectados em zonas de transição e um conjunto de normas e recomendações adoptadas em redes ferroviárias europeias, no sentido de melhorar o comportamento destas zonas críticas.

PALAVRAS-CHAVE: alta velocidade, interacção via-comboio, zonas de transição, vias ferroviárias, análise dinâmica.

ABSTRACT

The present thesis is the final step of a study about the dynamic effects caused by abrupt transition of track foundation stiffness in high speed railways, and was prepared for obtaining the degree of MSc in Civil Engineering, with specialization in Geotechnics.

The main goal of this work was to analyse the dynamic behaviour of zones where track vertical stiffness suddenly changes using numerical methods and considering the interaction between the train and the track in a simplified way. This was achieved with the software *ANSYS*[®]. By comparing the results obtained with this method with the ones resulting from a more elaborated one, which considers the interaction between the train and the track using more complex algorithms, it was possible to evaluate the method used in this work. An iterative process was proposed to increase the accuracy of the results obtained from the simplified method used. This process was also evaluated.

The effect of the stiffness of the foundation soils in the dynamic behaviour of transition areas was also assessed. The sensitivity of the transition effects regarding the velocity of the trains was studied. From the analyses carried out considering several parameters, correlations to estimate the extreme values of the interaction forces in transition areas were proposed. The basis for these correlations was a reference case study.

Besides this, information about transition zones between embankments and bridges in high speed railways was gathered. These areas are, traditionally, critical on several aspects, namely referring to geotechnical issues. It was tried to refer different problems frequently detected in transition areas as well as a set of standards and recommendations adopted by several European railway companies to improve the behaviour of these critical areas.

KEYWORDS: high speed, track-train interaction, transition zones, railways, dynamic analysis.

AGRADECIMENTOS

A conclusão deste trabalho só foi possível devido à colaboração directa ou indirecta de diversas pessoas, não só nestes últimos seis meses, mas ao longo dos últimos cinco anos. A todas elas expresso a minha profunda gratidão, realçando os seguintes:

- Ao Professor Rui Caçada, orientador deste trabalho, pelo entusiasmo e empenho no aperfeiçoamento deste trabalho e na expansão dos meus conhecimentos e pela disponibilidade em esclarecer todas as dúvidas.
- Ao Professor Raimundo Delgado, co-orientador deste trabalho, pelo apoio prestado ao longo deste trabalho.
- À Cristina Ribeiro pela sua disponibilidade, paciência e prontidão para ajudar e esclarecer todas as dúvidas, por mais pequenas e juvenis que estas fossem; também aos seus colegas de trabalho por mostrarem total disponibilidade em esclarecer dúvidas, nomeadamente acerca do ANSYS®.
- À secção de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pelas excelentes condições de trabalho que foram disponibilizadas ao longo deste últimos 18 meses.
- A todos os meus amigos pela disponibilidade e boa disposição constante.
- Ao grupo de trabalho destes últimos seis meses pela partilha constante de espaço, conhecimento e boa disposição.
- Ao Engenheiro Carlos Pereira, não só pelos aspectos referidos no ponto anterior, como também pelos recursos informáticos que de pronto disponibilizou.
- Aos meus pais, irmãos, cunhados, sobrinhos, avó e tio por tudo o que fizeram, fazem e vão continuar a fazer, particularmente no que diz respeito à minha formação pessoal e académica.

ÍNDICE DE TEXTO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO.....	1
1.2. OBJECTIVO	2
1.3. CONTEÚDO DA TESE	3
2. TRANSIÇÕES EM VIAS-FÉRREAS DE ALTA VELOCIDADE	5
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	5
2.2. IDENTIFICAÇÃO DE PROBLEMAS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO	6
2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	6
2.2.2. PROBLEMAS ASSOCIADOS A GEOTECNIA.....	6
2.2.3. PROBLEMAS ASSOCIADOS A PONTES	11
2.3. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES	11
2.3.1. CUSTO DO CICLO DE VIDA EM ZONAS DE TRANSIÇÃO	11
2.3.2. ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS E VARIAÇÃO BRUSCA DE RIGIDEZ.....	15
2.3.3. EFEITOS DINÂMICOS NAS ZONAS DE TRANSIÇÃO.....	26
2.3.4. EVOLUÇÃO TEMPORAL DOS ASSENTAMENTOS	35
3. ASPECTOS NORMATIVOS E RECOMENDAÇÕES.....	41
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	41
3.1.1. LIMITAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS.....	41
3.2. ASPECTOS RELATIVOS A ATERROS.....	42
3.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	42
3.2.2. GEOMETRIA DOS ATERROS.....	43
3.2.3. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS.....	43
3.3. ASPECTOS RELATIVOS ÀS ZONAS DE TRANSIÇÃO.....	46
3.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	46
3.3.2. ATERROS COMPACTADOS	46
3.3.3. LAJE DE TRANSIÇÃO.....	47
3.3.4. ESTABILIZAÇÃO COM CIMENTO	48
3.3.5. ATERROS LEVES.....	49
3.3.6. REFORÇO COM GEOSSINTÉTICOS	49
3.3.7. INJECCÕES.....	50

3.3.8. OUTROS ASPECTOS.....	50
3.4. ASPECTOS RELATIVOS AO SOLO DE FUNDAÇÃO	52
3.5. REABILITAÇÃO DE ATERROS EXISTENTES.....	53
4. MODELAÇÃO DINÂMICA DO SISTEMA VIA-COMBOIO	55
4.1. MODELAÇÃO DA VIA.....	55
4.2. MODELAÇÃO DO COMBOIO	57
4.2.1. MODELOS COMPLETOS	58
4.2.2. MODELOS SIMPLIFICADOS	61
4.3. ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERACÇÃO VIA-COMBOIO	62
4.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	62
4.3.2. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO.....	62
4.3.3. CONSIDERAÇÃO DE CARGAS MÓVEIS.....	63
4.3.4. RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO	65
4.4. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERACÇÃO VIA-COMBOIO.....	71
4.4.1. ANÁLISE DINÂMICA COMPLETA.....	71
4.4.2. ANÁLISE DINÂMICA SIMPLIFICADA	74
4.5. APLICAÇÃO A UM CASO DE REFERÊNCIA	80
5. APLICAÇÃO AO ESTUDO DE UMA TRANSIÇÃO.....	87
5.1. DESCRIÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS UTILIZADOS	87
5.1.1. MODELOS DE VIA	87
5.1.2. MODELOS DE COMBOIO.....	93
5.2. CARACTERÍSTICAS DA MODELAÇÃO	94
5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	94
5.2.2. ALCANCE DOS MODELOS DE COMBOIO.....	95
5.2.3. ANÁLISE DINÂMICA.....	98
5.3. CONDIÇÕES DO TERRENO E DE CIRCULAÇÃO DO COMBOIO	122
5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	122
5.3.2. CONDIÇÕES DO TERRENO	122
5.3.3. CONDIÇÕES DE CIRCULAÇÃO DO COMBOIO	130
5.3.4. CORRELAÇÕES PARA ESTIMATIVA DAS FORÇAS EXTREMAS	133

6. CONCLUSÕES	141
6.1. CONCLUSÕES GERAIS.....	141
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	142

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A primeira rede de transportes ferroviários foi implementada em Inglaterra há quase dois séculos atrás, como consequência da Revolução Industrial que aí brotou. A sua origem deveu-se à necessidade de transportar pessoas e mercadorias entre cidades distantes do território, de forma a reduzir o tempo de viagem de forma considerável. Os sucessos registados neste novo sistema de transporte geraram um forte período de expansão de diversas redes ferroviárias espalhadas por toda a Europa. Em Portugal a primeira viagem de comboio data de 28 de Outubro de 1856, ligando Lisboa ao Carregado.

No início do século XX as redes ferroviárias sofreram grandes desenvolvimentos e expansões um pouco por todo o mundo, sendo mesmo o principal meio de transporte. Contudo, desde a segunda metade do século XX, o transporte ferroviário tem vindo a perder protagonismo, o que levou à supressão de várias linhas.

No mercado de transportes anterior à alta velocidade, os caminhos-de-ferro estavam a passar por uma situação de crise um pouco por toda a Europa, sendo o seu volume de tráfego inferior a 10% do tráfego total existente (para o serviço de transporte de passageiros o seu volume de tráfego era de cerca de 6%, enquanto que para o serviço de transporte de mercadorias rondava os 8%) (Teixeira, 2006).

As redes ferroviárias de alta velocidade surgiram na Europa no início da década de 80 do último século, dando um novo alento ao conceito de caminhos-de-ferro. Com a alta velocidade os caminhos-de-ferro voltaram a estar associados a progresso e a tecnologia, que se traduzem num crescimento gradual ao nível da segurança, velocidade, conforto e ambiente. Relativamente à velocidade de circulação dos comboios, verificaram-se aumentos de 200 km/h, nas primeiras linhas concebidas, para 300 km/h, nas linhas mais recentes. Relativamente aos aspectos ambientais, os recursos energéticos e as emissões de dióxido de carbono por passageiro e km associados ao transporte ferroviário de alta velocidade são reduzidos, quando comparados com os valores associados ao transporte rodoviário e aéreo.

Obviamente que a qualidade associada aos transportes de alta velocidade também é uma consequência dos seus elevados custos de exploração, estimando-se que rondem os 60 mil euro por quilómetro de via por ano, sendo a maioria (cerca de 40 mil euro por quilómetro de via por ano) destinada à sua manutenção (Teixeira, 2006).

Nas últimas décadas a rede europeia de alta velocidade tem vindo a sofrer uma forte expansão, tendo uma extensão total de 3260 km no final do ano de 2002. Com a construção de novas linhas na Alemanha, Áustria, Espanha, Finlândia, França, Itália, Portugal e Suécia, estima-se que, no ano de 2020, a rede europeia de alta velocidade seja a apresentada na Figura 1.1, com uma extensão total

comboio e a via de forma simplificada. A metodologia em estudo é avaliada por comparação dos resultados obtidos com os resultados provenientes de uma metodologia mais complexa e precisa. Depois de avaliada a metodologia, o objectivo seguinte passou por propor e avaliar um processo iterativo capaz de aumentar o grau de precisão da metodologia simplificada.

Uma vez avaliada a metodologia numérica simplificada, a finalidade seguinte passou por utilizá-la para estudar o comportamento dinâmico de zonas de transição com distintas características dos terrenos de fundação da via, mediante diferentes condições de circulação dos veículos, no que diz respeito à sua velocidade de circulação.

Com os resultados provenientes deste estudo, procurou-se desenvolver e avaliar uma metodologia muito simples para estimar as forças verticais máximas e mínimas numa zona de transição através de correlações, em função das condições das características dos terrenos de fundação da via e da velocidade de circulação do veículo.

1.3. CONTEÚDO DA TESE

A presente tese foi estruturada em seis capítulos, em função dos objectivos descritos em 1.2.

No Capítulo 1, que é meramente introdutório, é feito um enquadramento geral da problemática em estudo. Posteriormente são apresentados os objectivos principais deste trabalho e a estrutura adoptada para esta tese.

No Capítulo 2 são identificados os problemas usualmente relacionados com zonas de transição de rigidez em vias ferroviárias de alta velocidade, particularizando as zonas de transição entre pontes e zonas de aterro, com especial ênfase para os problemas de carácter geotécnico. Neste capítulo é ainda feito um levantamento de estudos realizados anteriormente acerca de diversas temáticas relacionadas com este trabalho, como o estudo de efeitos dinâmicos através de diversas metodologias ou a influência dos assentamentos diferenciais na via.

No Capítulo 3 é apresentada uma compilação de diversos aspectos normativos e recomendações, particularizando especialmente as questões de carácter geotécnico, a considerar na fase de projecto, na fase de construção e em trabalhos de reabilitação de vias ferroviárias de alta velocidade. Os aspectos apresentados dizem respeito a zonas de transição entre obras-de-arte e aterros, mas a grande maioria destes pode ser extrapolada para as zonas em aterro.

O Capítulo 4 contém uma série de conceitos teóricos relacionados com a modelação dinâmica do sistema via-comboio. São abordadas diversas formas de modelar a via e o comboio, com base em modelos já testados em estudos anteriores. São ainda abordados aspectos relativos às diferentes metodologias de análise dinâmica da via, com especial destaque para as metodologias que consideram a interacção do sistema via-comboio. No final do capítulo a metodologia simplificada proposta é testada num caso de referência, sendo posteriormente avaliada por comparação entre os resultados com esta obtidos e os resultados obtidos através de uma metodologia mais complexa.

No Capítulo 5 estão expostos diversos aspectos relacionados com a modelação dinâmica do sistema via-comboio aplicada a zonas de transição de rigidez. Inicialmente são descritos os diferentes modelos de via e de comboio utilizados neste estudo. Posteriormente são apresentadas diversas questões relacionadas com a análise dinâmica e justificadas as características adoptadas na modelação. Neste capítulo a metodologia proposta é avaliada através da comparação com uma metodologia mais completa. Também é feita a avaliação de um processo iterativo, que foi proposto para aumentar a precisão dos resultados. Posteriormente é apresentada a forma como os efeitos de transição variam,

mediante diferentes características do terreno e diferentes condições de circulação do comboio. No final é proposta uma correlação para estimar as forças máximas expectáveis numa zona de transição com características conhecidas.

No Capítulo 6 é feita uma compilação das principais conclusões deste trabalho e são sugeridos diversos aspectos a considerar e/ou desenvolver em estudos relacionados com a temática das zonas de transição em vias ferroviárias de alta velocidade.

2

TRANSIÇÕES EM VIAS-FÉRREAS DE ALTA VELOCIDADE**2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Em vias-férreas, as transições entre obras-de-arte e aterros são potenciais zonas de risco de ocorrência de diversos tipos de problemas. A principal causa dos problemas é a variação brusca de rigidez da estrutura de fundação da via. Este efeito é mais prejudicial no momento de entrada dos comboios na ponte, em que a estrutura de fundação da via se torna extremamente rígida. Este risco aumenta significativamente quando se trata de vias ferroviárias de alta velocidade.

A problemática das zonas de transição é complexa, englobando diversos factores como fenómenos de interacção entre a via e o veículo, assentamentos dos terrenos de fundação e deslocamentos da via e das estruturas. Esta complexa interacção faz com que as zonas de transição sejam particularmente críticas, o que se traduz numa rápida deterioração da geometria da via e num acentuado desgaste dos elementos construtivos dessas zonas. Como consequência a via tem maiores custos de manutenção, diminuindo a sua fiabilidade e disponibilidade no ciclo de vida útil, podendo mesmo, para casos extremos, comprometer seriamente a segurança de circulação dos veículos.

Além da variação brusca de rigidez, os assentamentos verificados nestas zonas estão também associados a compactações deficientemente realizadas ou a solos muito deformáveis. A questão das variações de temperatura pode ser suavizada através da inserção de juntas de dilatação. No entanto, esta solução pode gerar uma nova problemática: é muito frequente colocá-las junto dos encontros das pontes, havendo por isso rotações elevadas no ponto de transição. Como resultado de todos estes fenómenos, a via sofre assentamentos diferenciais nas zonas de transição, surgindo um ressalto na via, vulgarmente denominado por “bump” ou “dip”.

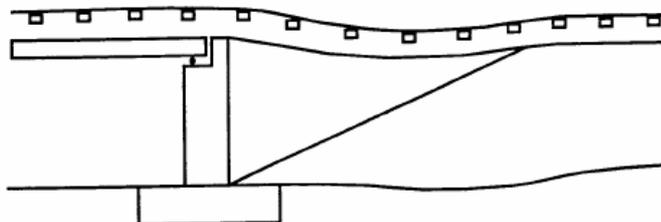


Figura 2.1 – “Dip” (ou “Bump”) em zona de transição (ERRI-D230.1, 1999)

Quando o ressalto se torna demasiado acentuado a segurança de circulação sobre a via e o conforto dos passageiros podem ser postos em causa. Para solucionar a curto ou breve prazo estas questões podem ser realizadas obras de manutenção ou reabilitação. Qualquer que seja a solução adoptada, a velocidade de circulação dos comboios nestes pontos sensíveis tem de ser diminuída, deixando toda a rede ferroviária de alta velocidade aquém das suas capacidades.

2.2. IDENTIFICAÇÃO DE PROBLEMAS EM ZONAS DE TRANSIÇÃO

2.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para que uma zona de transição seja dimensionada de forma conveniente é necessário que haja uma boa coordenação entre as diversas equipas projectistas da obra, que abrangem diversas especialidades da engenharia civil, como pontes, geotecnia ou vias. A referida abrangência foi desprezada durante décadas e por isso surgem mais problemas nas vias-férreas mais antigas. De seguida são apresentadas algumas particularidades das diferentes especialidades envolvidas que originam maus desempenhos do conjunto global, isto é, da via-férrea na zona de transição entre um aterro e uma obra-de-arte.

2.2.2. PROBLEMAS ASSOCIADOS A GEOTECNIA

2.2.2.1. Considerações Gerais

Foram detectados diversos problemas associados ao ramo de vias. Ocorrem frequentemente defeitos na geometria vertical da via, que estão normalmente associados ao assentamento dos terrenos de fundação. As irregularidades da geometria vertical da via estão usualmente distribuídas em comprimentos de 5 metros ou mais, em função da velocidade de circulação dos veículos.

Depois das irregularidades atingirem alguns milímetros a sua grandeza tende a aumentar de forma exponencial, atingindo valores na ordem dos centímetros. Desta forma a qualidade da via e a segurança de circulação dos comboios diminui, originando as seguintes problemáticas:

- Operações recorrentes de manutenção, que são dispendiosas e condicionam o tráfego ferroviário;
- Desgaste dos veículos;
- Aumento das forças de interacção e desgaste dos carris;
- Restrições de velocidade e carga por eixo;
- Diminuição da qualidade de circulação;
- Aumento das vibrações e do ruído.

A circulação dos comboios sobre uma via com irregularidades na geometria vertical origina incrementos de forças verticais na interacção entre o comboio e a via, agravando ainda mais as irregularidades. Para que os defeitos da via sejam mantidos dentro dos limites estipulados, é necessário realizar frequentemente operações de manutenção.

A existência de travessas flutuantes sob os carris tem uma interferência negativa na geometria vertical da via, uma vez que as folgas existentes entre as travessas e a camada de balastro apenas existem quando a via está descarregada. No instante em que o veículo circula as travessas são carregadas bruscamente e as folgas desaparecem. Estes movimentos ocorrem em instantes e originam impactos de

cargas elevadas nas camadas de balastro e no subsolo de fundação, originando aumentos evitáveis dos assentamentos.

Outro aspecto negativo associado à existência de travessas flutuantes é a diminuição da resistência lateral podendo levar à encurvadura para valores demasiado baixos de compressão da via, uma vez que a parte inferior das travessas não está em contacto com o balastro. No caso de não haver juntas, as forças de expansão da ponte (cujo efeito máximo ocorre nas zonas de transição) combinadas com forças térmicas ou com as forças de frenagem e de arranque (exercidas pelos veículos sobre os carris) podem resultar em tensões longitudinais nos carris demasiado elevadas.

A superestrutura da via na ponte também tem interferência no comportamento da zona de transição. Uma via assente sobre uma camada de balastro tem um comportamento completamente distinto de uma outra directamente apoiada sobre a ponte, especialmente em termos de expansibilidade térmica da ponte, elasticidade da própria via (que tem muita influência nas rugosidades ao nível do carril) e em termos de forças incrementais associadas a frenagem e arranque dos comboios.

Sendo a geotecnia um ramo da engenharia civil que tem vindo a sofrer grandes desenvolvimentos nas últimas décadas, é natural que em vias ferroviárias se verifiquem falhas do ponto de vista geotécnico, especialmente em linhas mais antigas.

Numa via-férrea a zona do encontro da ponte está submetida a um complexo sistema de interacção entre a via, a ponte, o solo (englobando o solo pré-existente e as camadas resultantes dos trabalhos de terraplanagem). Na Figura 2.2 apresentam-se as principais componentes do referido sistema de interacção.

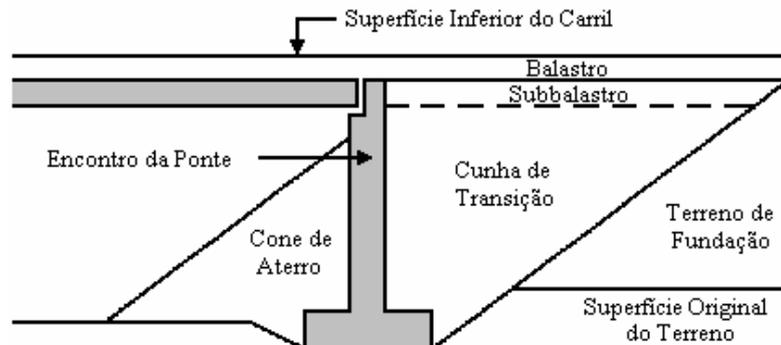


Figura 2.2 – Interação entre a via, o solo e a ponte (Smekal, 1997)

A passagem de veículos sobre a via origina um fenómeno vulgarmente denominado por “desaparecimento do balastro” nas zonas em aterro próximas de obras-de-arte, que requer repetidas operações de manutenção ou reabilitação. O comportamento do solo nesta zona crítica pode ser dividido em três grupos principais:

- Comportamento a curto prazo, que é do domínio elástico e resulta da passagem de um único comboio;
- Comportamento a longo prazo, de domínio plástico, que resulta da aplicação cíclica das cargas dos comboios;
- Comportamento a longo prazo, de domínio plástico, devidos à consolidação do solo da cunha de transição ou do subsolo.

2.2.2.2. Assentamentos

Os assentamentos constituem a principal fonte de deterioração da geometria de vias-férreas, especialmente junto a obras-de-arte. Nas zonas de aterro de vias mais antigas, os assentamentos resultam de várias deficiências, como a geometria transversal da camada de aterro, os materiais utilizados ou ineficácia na execução dos trabalhos de terraplanagem.

Relativamente à geometria transversal dos aterros, as vias mais antigas têm coroamentos do aterro mais estreitos: valores entre 4,8 m e 6,0 m são usuais, especialmente para pontes pequenas. Estes valores correspondem muitas vezes à largura da base da camada de balastro. Os taludes dos aterros têm inclinações que vão de 1:1,5 a 1:1,2.

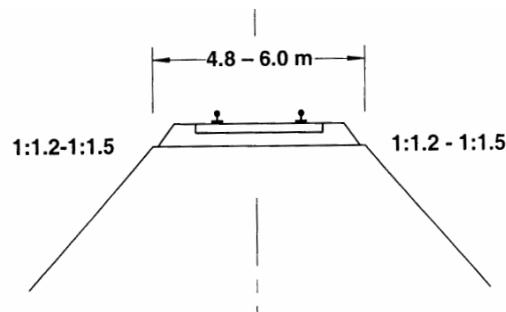


Figura 2.3 – Seção transversal de aterro em vias mais antigas (ERRI-D230.1, 1999)

Muitas vezes os aterros de pontes mais antigas eram realizados com solos inapropriados (como argilas ou cinzas de carvão), sem grandes cuidados com o controlo da compactação ou com o teor de humidade.

Particularizando a questão das cunhas de transição, há muitas pontes antigas em que o material aplicado nas cunhas de transição foi idêntico ao aplicado nos aterros. As operações de terraplanagem não eram submetidas a controlos exaustivos, tal como as zonas em aterro ditas normais. Em muitas pontes não foram construídos quaisquer muros-ala. Também há muitas pontes em que não foi conferida continuidade à camada balastro, estando a via apoiada directamente na estrutura da ponte. Outro factor que origina níveis de deformação elevados nas zonas de transição é a ausência ou ineficácia do sistema de drenagem junto ao encontro da ponte. Esta deficiência origina uma acumulação de água nos solos próximos das cunhas de transição, provocando a “lavagem” das partículas mais finas.

É muito frequente haver assentamentos do subsolo junto a pontes mais antigas, em que os aterros eram colocados directamente sobre solos moles, sem os submeter a qualquer tipo de tratamento. O processo de consolidação leva muitos anos a ocorrer, especialmente quando as camadas de solo mole são muito espessas.

Outro factor que origina assentamentos da via é a deterioração do balastro. Como as cargas dinâmicas junto aos encontros das pontes aumentam com o passar dos anos (como consequência do complexo mecanismo entre assentamentos e forças de interacção dinâmica já referido anteriormente), a tensão vertical sob as travessas vai ser muito maior, podendo levar à fragmentação do material rochoso que compõe o balastro. Há outros mecanismos de deterioração do balastro que são passíveis de ocorrer em

qualquer zona de aterro, como por exemplo o fenómeno de contaminação do balastro com partículas finas que, ocorrendo em zonas de transição, agravam a problemática em estudo.

2.2.2.3. Movimentos das Camadas de Aterro e Balastro

Em vias mais antigas, em que a geometria transversal do aterro está dentro dos parâmetros apresentados na Figura 2.3, ocorrem deformações de corte nos taludes, especialmente nos mais inclinados, com menores coroas de aterro. Outro aspecto prejudicial é o material considerado para o aterro, muitas vezes com propriedades coesivas. As elevadas cargas dinâmicas existentes junto a obras-de-arte majoram significativamente esta problemática nestes pontos críticos.

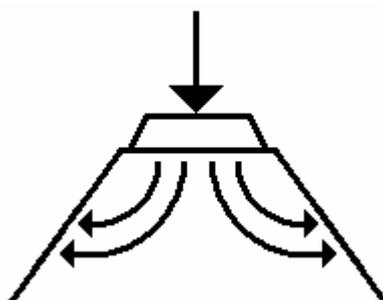


Figura 2.4 – Deformações de corte em aterros (ERRI-D230.1, 1999)

Em determinadas zonas os movimentos das camadas de balastro também podem ser originados pelo congelamento em solos coesivos. Este fenómeno não é susceptível de acontecer em Portugal, mas sim em países mais frios como os escandinavos.

2.2.2.4. Colapso do Terreno de Fundação

Há diversas formas de colapso do subsolo da via, especialmente nas proximidades de obras-de-arte, onde os solos que compõem as cunhas de transição não são suficientemente drenantes. Mesmo em locais em que haja sistemas de drenagem devidamente considerados, muitas vezes a drenagem não ocorre de forma conveniente devido a outros motivos, como por exemplo pela obstrução das tubagens por material fino depositado.

Na Figura 2.5 está esquematizado o colapso por corte progressivo do terreno de fundação.

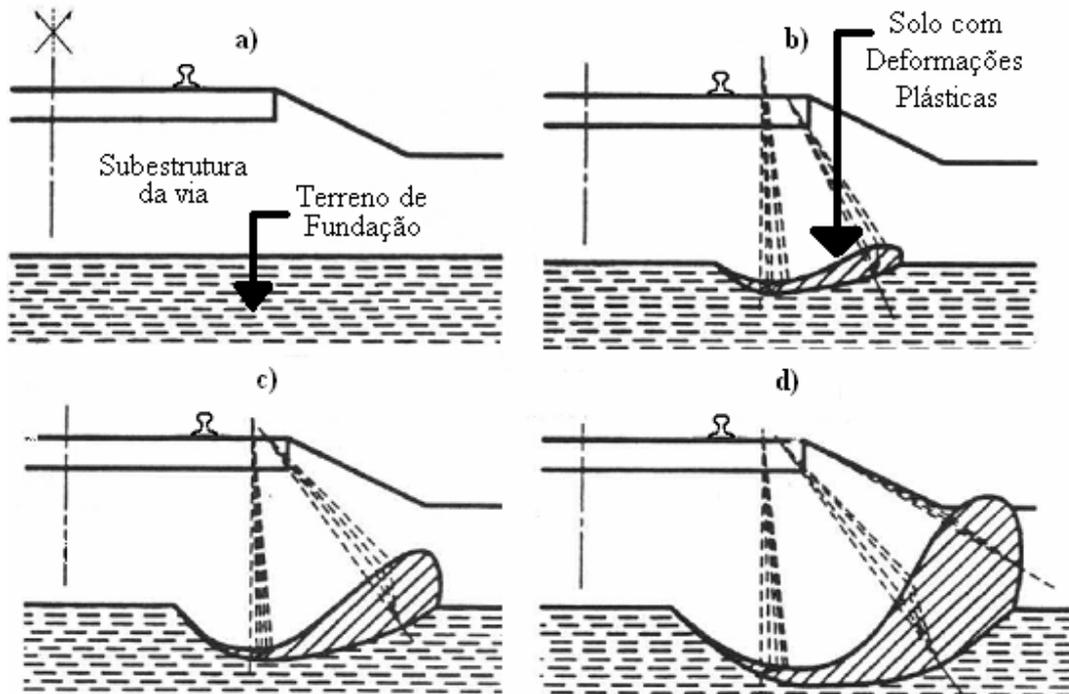


Figura 2.5 – Colapso por corte progressivo do terreno de fundação: a) fundação estável; b) instabilidade inicial; c) crescimento da instabilidade; d) deformações à superfície do terreno (ERRI-D230.1, 1999)

A acumulação de água na subestrutura da via (quando esta é composta por solos moles) origina deformações plásticas excessivas, vulgarmente designadas por “bolsas de balastro”. Com o passar do tempo a água acumula-se nas bolsas já formadas, podendo funcionar como fonte de problemas e eventualmente levar ao colapso do terreno de fundação.

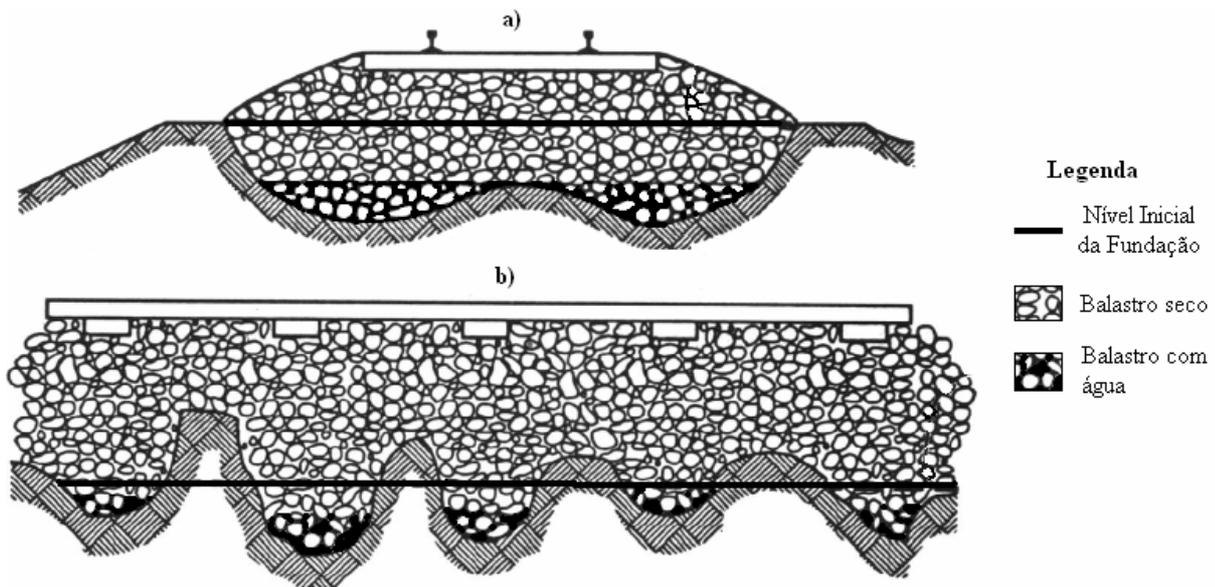


Figura 2.6 – Fenómeno das “bolsas de balastro” (ERRI-D230.1, 1999)

2.2.3. PROBLEMAS ASSOCIADOS A PONTES

No projecto estrutural da ponte há vários aspectos críticos e que podem ter interferência no comportamento das zonas de transição.

Os encontros das pontes são usualmente dimensionados de forma a majorar a sua eficiência do ponto de vista estrutural, sem considerar condições adequadas de suporte para a via balastrada, nem promovendo a eficácia dos sistemas de drenagem no seu tardo. Os encontros são muitas vezes fundados em estacas, o que faz com que sejam elementos extremamente rígidos, salientando-se ainda mais os assentamentos diferenciais na zona de transição.

As lajes de transição são elementos estruturais que podem dar um bom contributo ao comportamento da zona de transição. No entanto, muitas vezes as lajes de transição são dimensionadas de forma inconveniente ou nem sequer são realizadas (este último aspecto é relativo a casos particulares de pontes ferroviárias mais antigas).

Outro aspecto crítico do ponto de vista estrutural, é a já referida colocação de juntas de dilatação junto aos encontros das pontes. Como consequência disto, no vão extremo da ponte a via sobre a ponte sofre rotações contrárias às da via sobre aterro na zona de transição, gerando desalinhamentos na geometria vertical da via sobre o encontro.

2.3. INVESTIGAÇÕES ANTERIORES

2.3.1. CUSTO DO CICLO DE VIDA EM ZONAS DE TRANSIÇÃO

A transição entre uma obra de arte e o aterro é normalmente uma zona muito crítica em termos de custos de manutenção da via. Nestes troços os custos de manutenção chegam a atingir valores cinco vezes superiores aos da via apenas sobre aterro. Por este motivo é necessário haver maiores precauções, especialmente na fase de projecto.

A ideia referida no parágrafo anterior é reforçada pelos estudos realizados por Duijvestijn (2003), no âmbito da construção da rede ferroviária de alta velocidade holandesa. Os estudos realizados por estes autores tiveram o intuito de averiguar o comportamento da via em função da estrutura de transição adoptada.

De acordo com o autor, o território holandês é caracterizado por ter solos moles em quase toda a sua área, e como tal há tendência para haver grandes assentamentos diferenciais nas zonas de transição aterro-ponte. A solução mais usual na Holanda consiste em colocar os encontros das pontes sobre estacas. Desta forma melhora-se o comportamento estrutural da ponte, uma vez que não são gerados grandes assentamentos nem rotações nos encontros. No entanto, uma solução com recurso a fundações por estacas torna o encontro da ponte mais indeformável, tornando a variação de rigidez entre a ponte e o aterro ainda mais abrupta, evidenciando-se uma descontinuidade longitudinal da zona de ligação, tal como está apresentado na Figura 2.7.

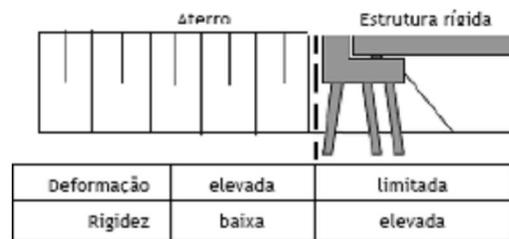


Figura 2.7 – Deformabilidade e rigidez em zona de transição (Duijvestijn, 2003)

De acordo com os autores, no projecto de uma zona de transição devem ser tidos em conta diversos aspectos de funcionalidade da via, como a segurança de circulação (impondo valores limite à aceleração vertical das rodas) e o conforto dos passageiros (considerando valores limite à aceleração vertical das carruagens). Devem também ser considerados aspectos relacionados com a exploração da via em zonas de transição, como a fiabilidade (garantir que nunca ocorrem fenómenos de rotura frágil, sem aviso), disponibilidade (que é mais limitada em períodos de manutenção, devendo por isso a manutenção da via em zonas de transição ser realizada ao mesmo tempo que a manutenção no resto da via) e os custos do ciclo de vida associados (que englobam os custos de projecto, construção e manutenção).

Para averiguar a estrutura de transição capaz de conferir melhores resultados, os cálculos foram efectuados com o programa *PLAXIS*[®], que recorre ao método dos elementos finitos. Foram estudadas cinco soluções possíveis para a zona de transição, que diferem entre si em diversos aspectos como a sua geometria, o tipo de fundação ou o material usado para o aterro.

As duas primeiras alternativas estudadas (variantes R e A apresentadas na Figura 2.8 a) correspondem a soluções usadas regularmente na Holanda. Na variante A o aterro foi estabilizado com cimento, enquanto que na R não houve estabilização do aterro, funcionando como variante referência deste estudo.

A variante B (apresentada na Figura 2.8 b) corresponde a uma solução convencional em que o encontro da ponte é ligado a uma laje de transição em betão armado, não havendo nenhum tratamento do material de aterro.

Na variante C não foi considerada qualquer estrutura de transição, no entanto o material de aterro foi estabilizado com cimento (Figura 2.8 c)).

Na variante D a solução estudada passou por diminuir a rigidez da via sobre o encontro da ponte, considerando que este estava assente em fundações superficiais. Assim os assentamentos entre a estrutura rígida e o aterro sofrem uma distribuição mais uniforme. Além deste aspecto na variante D também foi considerada uma estabilização do aterro com cimento e os subsolos localizados sob a fundação do encontro e sob o aterro foram melhorados.

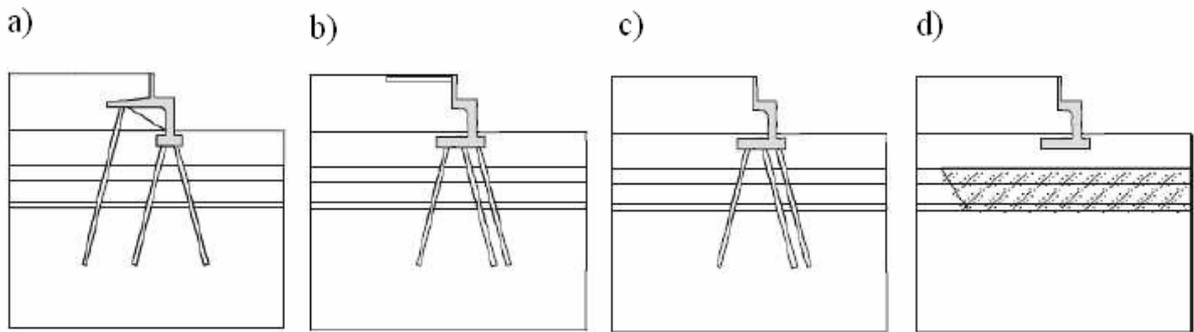


Figura 2.8 – Soluções para zonas de transição estudadas: a) Variantes A e R; b) Variante B; c) Variante C; d) Variante D (Duijvestijn, 2003)

Foram calculados os assentamentos na estrutura de transição após a construção do encontro da ponte e após 6 meses de carregamento. Na Figura 2.9 a) estão apresentados os estratos de terreno considerados na modelação e na Figura 2.9 b) estão apresentados os resultados obtidos através do *PLAXIS*[®].

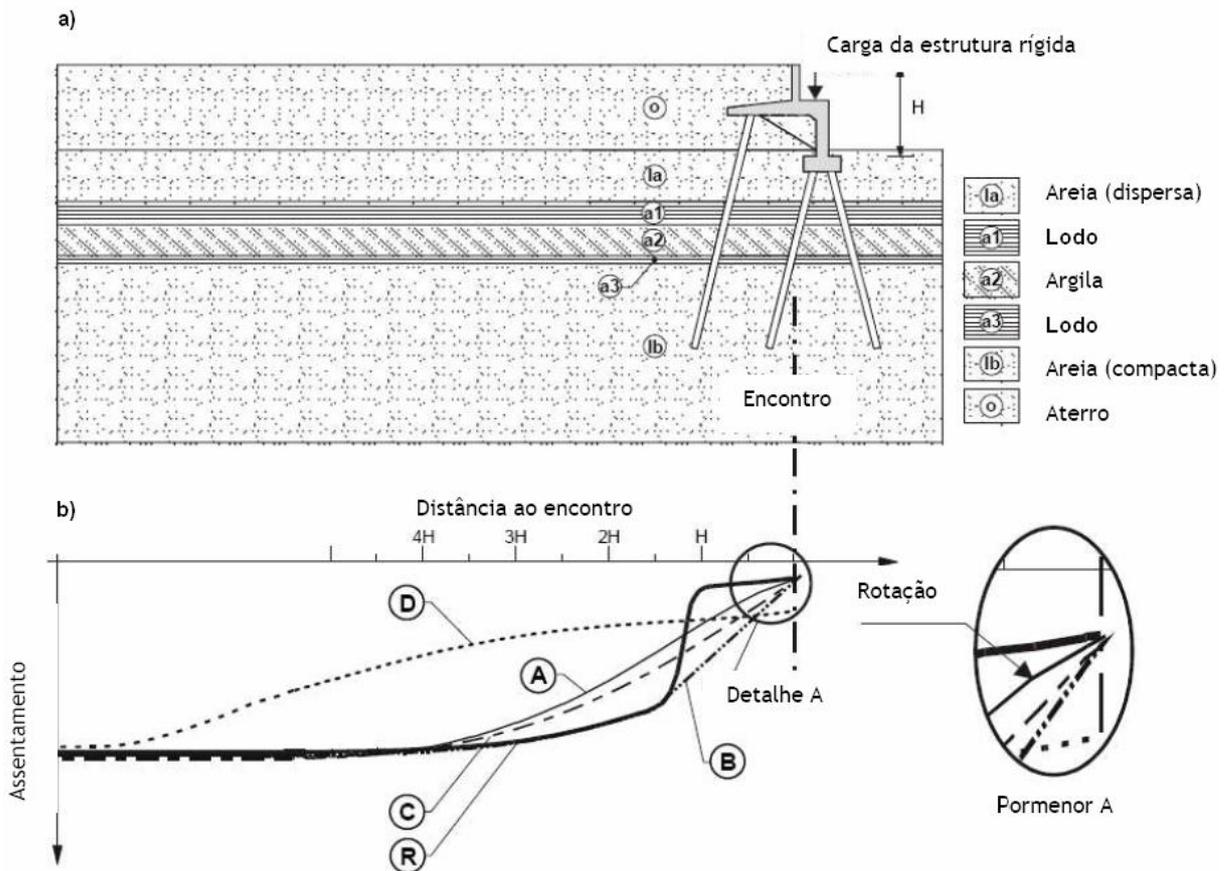


Figura 2.9 – Modelação do problema: a) Corte longitudinal; b) Resultados obtidos (Duijvestijn, 2003)

Com base nos resultados apresentados na Figura 2.9 podem ser retiradas diversas conclusões. Para a situação de referência (variante R) foi observada uma variação brusca dos assentamentos na zona de

transição. Para a variante B, com colocação de uma laje de transição junto ao encontro da ponte, os assentamentos variaram de uma forma mais suave. No entanto esta solução foi a que apresentou uma rotação relativa maior junto ao encontro (tal como se pode observar no detalhe A da Figura 2.9 b).

As variantes A, C e D comprovaram que os assentamentos diferenciam e a rotação relativa podem ser minorados através de melhoramento das características geotécnicas do subsolo e/ou do aterro na zona de transição. Comparando em particular as variantes A e R, em que a única diferença consistiu na estabilização do aterro com cimento, as referidas vantagens podem ser observadas.

A variante D, em que o encontro da ponte está assente sobre fundações directas, é a solução estudada que apresenta melhores resultados para a zona de transição, uma vez que os assentamentos variam de forma suave e a rotação relativa junto ao encontro é mínima. No entanto esta solução não é a mais adequada do ponto de vista estrutural da ponte, uma vez que a zona do encontro se torna mais deformável.

Comparando as variantes A e C, em que o encontro está fundado em estacas e o aterro foi estabilizado com cimento, os resultados obtidos são bastante semelhantes. Por isso a solução C é mais vantajosa, uma vez que a fundação do encontro tem uma estrutura mais simples e, conseqüentemente, mais económica.

Tendo em conta que a frequência de manutenção (e conseqüentemente os custos associados) é inferior quando as deformações relativas são menores, a sua parcela de custos também tem de ser considerada numa análise comparativa dos custos relativos às diferentes estruturas de transição. Por esse motivo o autor desenvolveu uma análise comparativa entre os custos no ciclo de vida de uma estrutura de transição convencional com lajes de transição (correspondente à variante B referida anteriormente) e uma solução em que o aterro foi estabilizado com cimento (correspondente à variante C).

Os custos associados à manutenção da via englobam os custos de reparação da via, os custos dependentes da via estar fora de serviço e os custos associados ao atraso dos comboios. Para quantificar estes custos foi considerada a curva de tendência apresentada na Figura 2.10, que considera que a frequência de manutenção da via diminui com o aumento do comprimento da zona de transição.

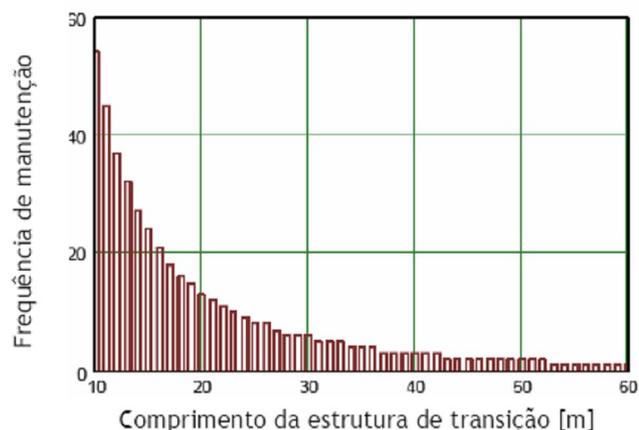


Figura 2.10 – Relação entre a frequência de manutenção e o comprimento da zona de transição (Duijvestijn, 2003)

Os custos de implantação de uma estrutura de transição convencional com lajes de transição são menores que os de uma estrutura de transição com estabilização do aterro com cimento. No entanto, esta última solução é mais vantajosa noutros aspectos, entre os quais se destaca o facto de ser mais facilmente ajustável a condições adversas dos terrenos de fundação da via. Por este motivo a solução que passa por estabilizar o aterro com cimento necessita de menos intervenções de manutenção.

Na Figura 2.11 está apresentada a comparação entre os custos no ciclo de vida para os 2 casos referidos.

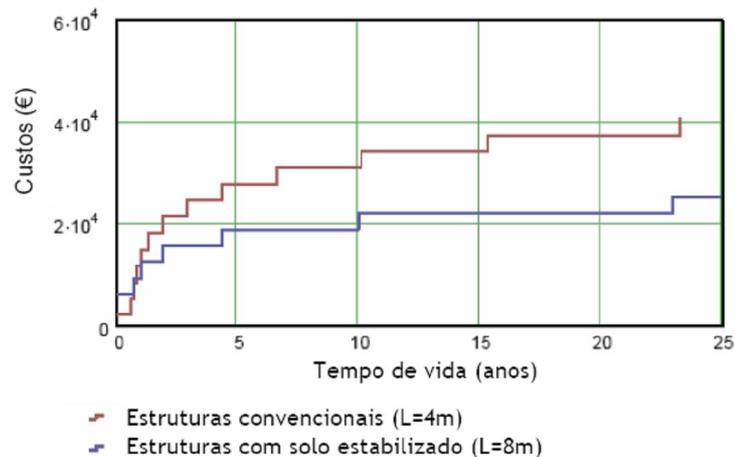


Figura 2.11 – Custo de vida cíclica de duas estruturas de transição (Duijvestijn, 2003)

Analisando os resultados apresentados na Figura 2.11, os custos de manutenção das zonas de transição excedem os custos de construção em poucos anos para as duas situações estudadas. Concluiu-se também que a estrutura de transição com o aterro estabilizado com cimento é mais económica do que a solução convencional.

2.3.2. ASSENTAMENTOS DIFERENCIAIS E VARIAÇÃO BRUSCA DE RIGIDEZ

Estudos realizados por diversos autores, como Esveld (2001), indicam que são os assentamentos diferenciais existentes nas ligações entre a via em aterro e a via em obra de arte que tornam essas zonas tão críticas.

Como em zonas de transição a via tem troços com grandes diferenças de rigidez para extensões diminutas, as cargas dinâmicas oriundas da passagem de um comboio não são transferidas longitudinalmente à via de modo uniforme. As cargas dinâmicas sofrem um aumento nas zonas próximas do encontro da ponte, surgindo assentamentos muito maiores na via assente sobre aterros. Com vários ciclos de cargas dinâmicas, resultantes da passagem de comboios, os assentamentos diferenciais e as cargas dinâmicas aumentam sucessivamente no tempo, tornando as zonas de transição em locais críticos de circulação dos veículos em alta velocidade.

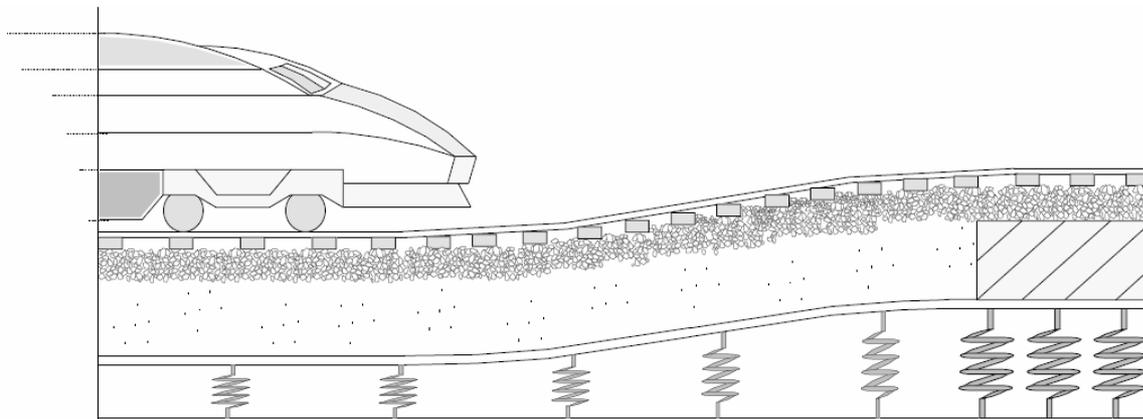


Figura 2.12 – Assentamento diferencial e variação brusca de rigidez (Esveld, 2001)

No sentido de prever e minorar os aspectos críticos associados a assentamentos diferenciais existentes na ligação obra de arte – aterro tornou-se necessário estudar e avaliar a influência da passagem de um veículo na resposta dinâmica na zona de interação, que depende fundamentalmente da velocidade de circulação do veículo e das propriedades do comboio (como a massa do veículo ou a rigidez e amortecimentos do seu sistema de suspensão) e das características da zona de transição (comprimento, características de deformabilidade dos terrenos de fundação, características da superestrutura da via-férrea, etc.).

Para estudar a influência que a passagem de um comboio tem na resposta dinâmica, Esveld (2001) realizou modelações com recurso ao método dos elementos finitos. No modelo foram considerados dois solos, sendo um deles mais deformável (E_1) e outro com maior módulo de elasticidade (E_2 , sendo $E_2 > E_1$). Na zona de transição foi considerado o módulo de Young a variar entre E_1 e E_2 . O terreno foi definido como um meio elástico semi-indefinido, tendo as fronteiras do domínio sido simuladas com amortecimento do tipo viscoso, para que a energia seja absorvida e não haja reflexão das ondas dinâmicas. O comprimento do domínio estudado foi de 180 m e a espessura da camada de solo foi de 37,5 m, tal como está representado na Figura 2.13.

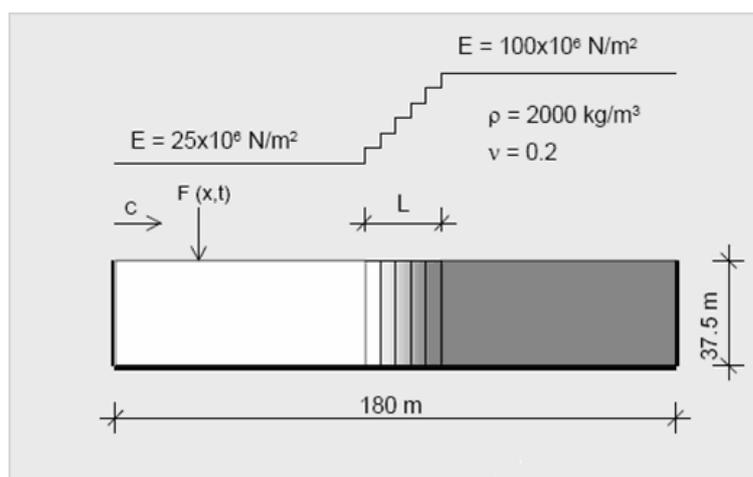


Figura 2.13 – Terreno de Fundação adoptado no estudo (Esveld, 2001)

Foram estudadas diferentes velocidades de circulação dos veículos e diferentes comprimentos para as zonas de transição (L). Na Figura 2.14 estão apresentados os factores de amplificação dinâmica obtidos para velocidades de circulação de 108 km/h (30 m/s) e 212,3 km/h (59 m/s).

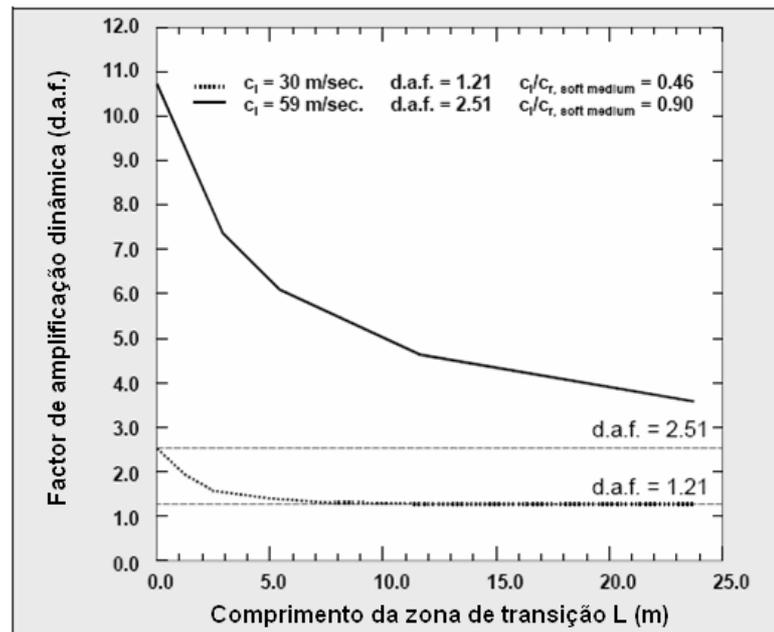


Figura 2.14 – Relação entre a amplificação dinâmica e o comprimento de transição (Esveld, 2001)

De acordo com os resultados apresentados, para velocidades de circulação de 108 km/h o factor de amplificação dinâmica tende para 1,21, enquanto que para uma velocidade de 212,4 km/h a amplificação dinâmica é muito superior (tendendo para 2,51). Também se verifica que o comprimento da zona de transição necessário para que o factor de amplificação dinâmica estabilize é muito superior no caso em que a velocidade foi de 212,4 km/h (esse comprimento foi superior a 25 m) do que no caso em que a velocidade foi de 108 km/h (para estabilizar o factor de amplificação dinâmica bastaram cerca de 8 m). Para zonas de transição com extensões mais reduzidas o factor de amplificação dinâmica tende a aumentar abruptamente.

Com este estudo concluiu-se que o comprimento de transição deve ser suficientemente extenso para que a amplificação dinâmica existente nas zonas com variação de rigidez seja a menor possível. A extensão das zonas de transição também depende da velocidade de circulação dos veículos (aumenta com a velocidade de circulação) e com a razão de rigidez existente na transição (quanto maior for a razão de rigidez, maior terá de ser a extensão da zona de transição).

Dentro desta temática também são de destacar os estudos desenvolvidos por Schooleman (1996). Os objectivos do autor passaram por:

- Aferir as soluções empregues nas zonas de transição de linhas ferroviárias convencionais e de alta velocidade;
- Modelar numericamente um caso real com variação de rigidez na direcção longitudinal;
- Estabelecer parâmetros e critérios de dimensionamento para zonas de transição, em função das características do local;

- Concretizar soluções para diversas transições aterro – ponte na rede holandesa de alta velocidade.

A interação entre o comboio e a via em zona de transição foi estudada com recurso a três modelos. No modelo A recorreu-se ao modelo analítico proposto por Fryba (1972) para descrever o comportamento da via sob ação de uma carga móvel. A superestrutura da via-férrea (carris, travessas e balastro) e o subbalastro foram modelados como vigas Timoshenko apoiada em molas e amortecedores, que simulam o terreno de fundação da via. As variações de rigidez da zona de transição foram consideradas através de variações das características dos conjuntos mola-amortecedor. Na Figura 2.15 está esquematizado o referido modelo.

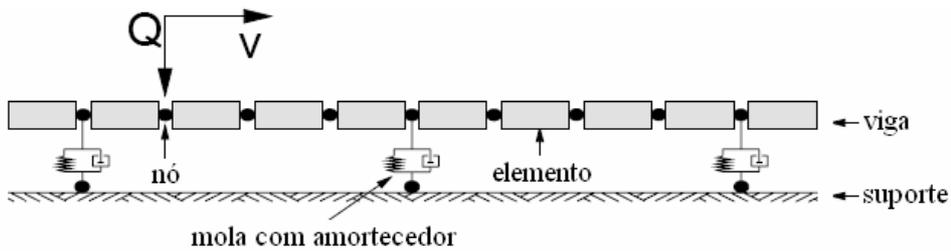


Figura 2.15 – Esquema do modelo A (Schooleman, 1996)

Para estudar as características a adotar no modelo anterior, tanto à superestrutura da via, como ao terreno de fundação, o autor desenvolveu um segundo modelo (modelo B) em que apenas os carris são modelados como elementos de viga. Neste modelo, o conjunto travessas - palmilhas foi modelado através de conjuntos mola-amortecedor, as camadas de solo, de balastro e subbalastro foram modeladas com recurso a elementos em estado plano de tensão. Na Figura 2.16 está representado o modelo B.

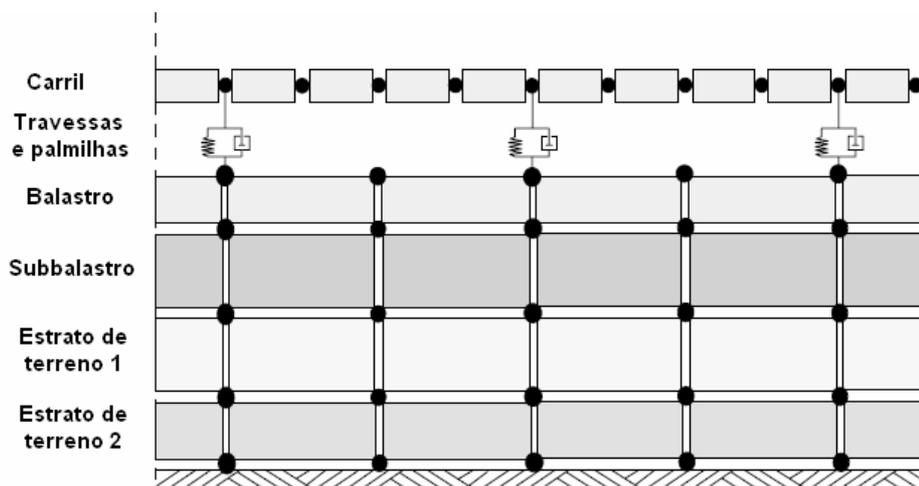


Figura 2.16 – Esquema do modelo B (Schooleman, 1996)

O modelo C foi utilizado para estudar o comboio. Consideraram-se três massas acopladas que simulam o sistema eixo-rodas (M_1), o bogie (M_2) e a caixa do veículo (M_3). As massas estão ligadas através de molas com amortecimento, que simulam as suspensões primária (k_1 e c_1) e secundária (k_2 e c_2). Na Figura 2.17 está esquematizado o referido modelo.

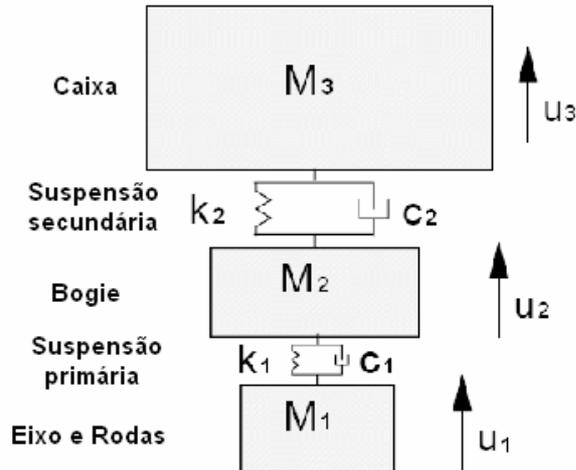


Figura 2.17 – Esquema do modelo C (Schooleman, 1996)

Na Figura 2.18 estão apresentados os resultados obtidos com o modelo A, para uma carga de 170 kN com uma velocidade de circulação de 300 km/h. Na Figura 2.18 a) foi considerada a passagem do veículo do aterro para a obra-de-arte, enquanto que na Figura 2.18 b) foi considerado o veículo a sair da obra-de-arte para a zona de aterro. Na Figura 2.18 a) a transição de rigidez está situada a 225 m do início do domínio de estudo e na Figura 2.18 b) está situada a 75 m.

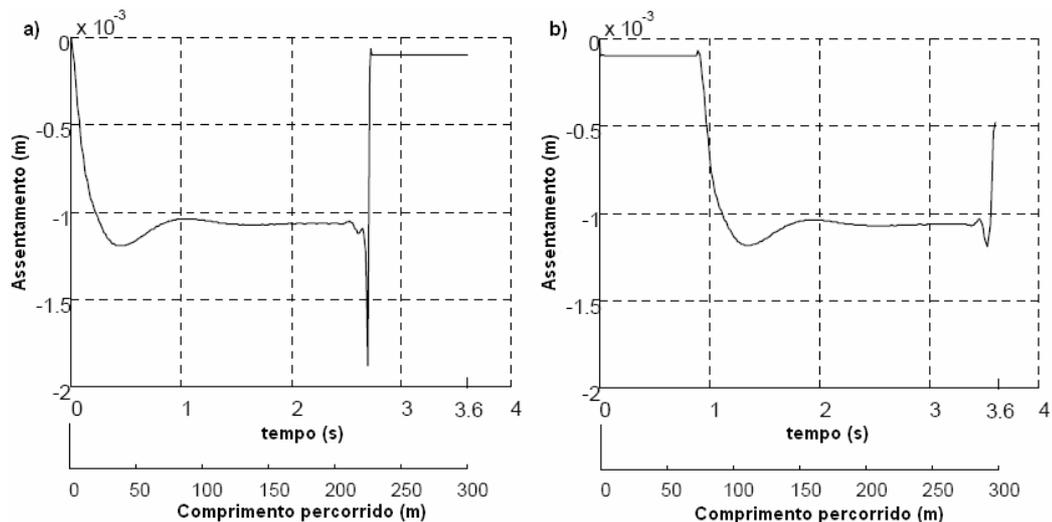


Figura 2.18 – Assentamentos na zona de transição aterro-ponte: a) entrada do veículo na obra-de-arte; b) saída da obra-de-arte (Schooleman, 1996)

Como se pode observar na Figura 2.18, a entrada do veículo na obra-de-arte causa assentamentos superiores aos verificados na saída.

Para avaliar a segurança e a comodidade no veículo a circular sobre a zona de transição foram induzidos os assentamentos obtidos através do modelo A no modelo C do veículo. Os deslocamentos foram induzidos no ponto inferior do modelo, tal como esquematizado na Figura 2.19.

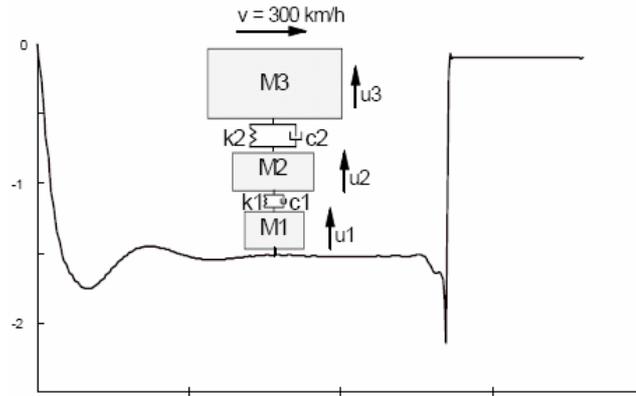


Figura 2.19 – Excitação imposta ao veículo (Schooleman, 1996)

Neste estudo foi avaliada a influência do amortecimento no comportamento da via, tendo sido concluído que o amortecimento tem um efeito benéfico no comportamento da via, tornando as curvas mais suaves e atenuando os picos de deslocamento.

Para avaliar os efeitos benéficos das estruturas de transição, foi considerada uma nova modelação da via em que a variação de rigidez ao nível do terreno ocorre de forma mais suave. Na Figura 2.20 estão apresentadas as forças de interação com transição brusca e gradual.

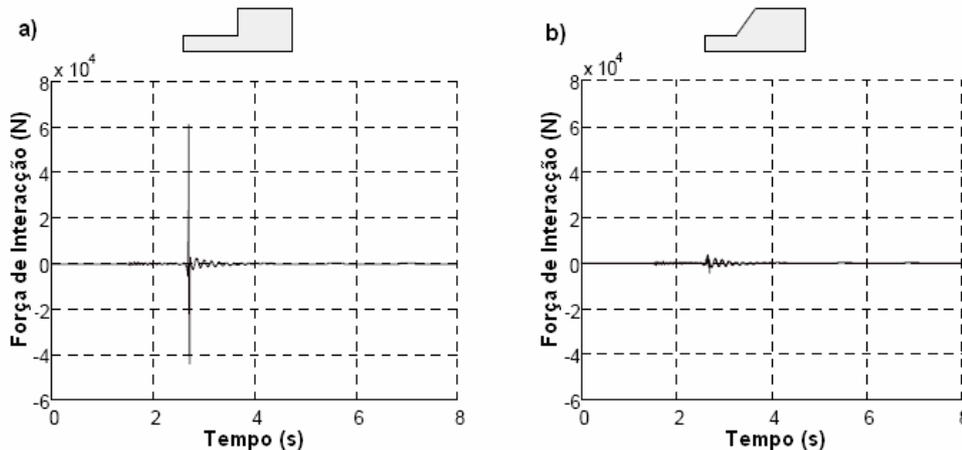


Figura 2.20 – Forças de interação dinâmica: a) Transição brusca de rigidez; b) transição de rigidez gradual (Schooleman, 1996)

Analisando as curvas a) e b) apresentadas na figura anterior constata-se que suavizar a variação de rigidez é extremamente benéfico, uma vez que a força de interacção dinâmica máxima é praticamente anulada.

Com os modelos A e B foram ainda estabelecidos valores limite para os assentamentos em zonas de transição em vias-férreas de alta velocidade, com recurso a critérios geométricos impostos pelas normas da rede ferroviária holandesa. Na Figura 2.21 está apresentada a relação entre o assentamento diferencial máximo e o comprimento considerado para esse desnível, mediante a passagem da locomotiva do TGV a uma velocidade de 300 km/h, impondo aceleração vertical máxima no veículo de $1,0 \text{ m/s}^2$ e garantindo que a força de interacção dinâmica não excede a carga por eixo do TGV (que é de 170 kN).

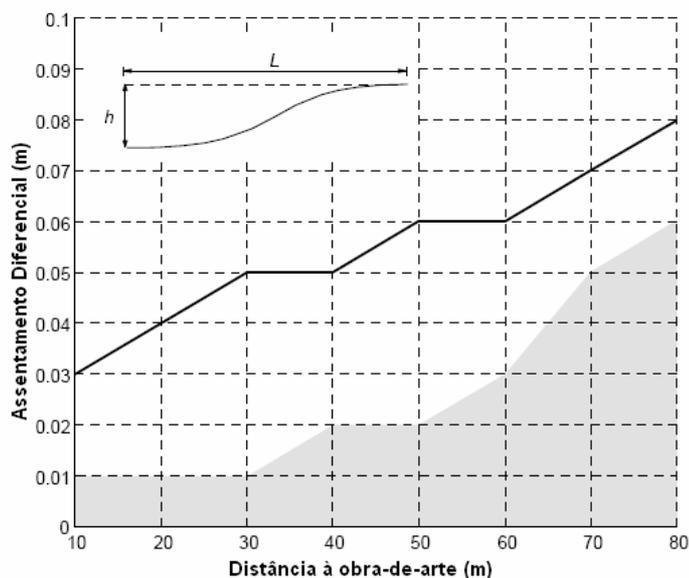


Figura 2.21 – Desnível admissível para a zona de transição em função do comprimento de transição (Schooleman, 1996)

A questão da rigidez na transição entre aterros e pontes em vias ferroviárias foi também estudada com recurso a medições (e não por modelos computacionais) pelo Transportation Technology Center, Inc. (TTCI) e apresentada por Li (2005). O objectivo do estudo passou por investigar os factores que causam problemas nessas zonas (elevados custos de manutenção ou restrições impostas à velocidade de circulação dos veículos, por exemplo) e, posteriormente, identificar e avaliar métodos para minorar as referidas problemáticas.

Apesar de não haver um consenso generalizado no que diz respeito aos factores que causam perturbações na via, os autores sugerem os seguintes aspectos como as causas principais:

- Variações elevadas da rigidez da via, o que faz com que a geometria vertical da via sofra deslocamentos causados pela passagem de veículos. Estas variações provocam um aumento das forças de interacção dinâmica entre o veículo e o carril;
- Assentamentos diferenciais das camadas de fundação da via, uma vez que os aterros são mais deformáveis que a estrutura da ponte;

- Questões geotécnicas, tais como a utilização de materiais de má qualidade, compactações inadequadas ou más condições de drenagem nessas zonas.

No estudo foram consideradas 4 pontes localizadas na mesma linha e, por isso, submetidas ao mesmo tráfego ferroviário. Em todas as zonas de transição a preparação das zonas de aterro e o faseamento de construção foi idêntico: inicialmente foram removidas as camadas de terra vegetal (com uma espessura de cerca de 0,15 m); em seguida houve circulação de veículos pesados sobre o local para localização e posterior remoção de solos instáveis; por último ocorreu a selecção, colocação e compactação do material de aterro em camadas com 0,15 m de espessura, até que fosse atingido um grau de compactação de 95% do valor obtido no ensaio Proctor modificado. Durante os processos de construção e depois de concluída a obra houve ensaios por parte de uma empresa de monitorização, que comprovaram que todas as características da obra estavam de acordo com o estipulado.

Foram estudadas 4 possíveis estruturas de transição, uma para cada ponte considerada. As soluções estudadas tinham as seguintes características:

1. Zona de transição com 30 m de extensão, composta por uma camada de betuminoso (HMA) compactado, com uma espessura de 0,20 m.
2. Zona de transição com 30 m de extensão, composta por uma camada devidamente compactada de geocell confinada sob o balastro, com 0,20 m de espessura.
3. Cunha de transição estabilizada com cimento com 2,0 m de profundidade e 3,0 m de comprimento, com uma inclinação de 2:1. Para realizar esta solução foi necessário escavar o terreno pré-existente na zona.
4. Aterro construído da forma tradicional, isto é, com uma camada de 0,50 m de balastro e subbalastro sobre o subsolo compactado.

As 3 primeiras soluções são as alternativas efectivamente estudadas, tendo a quarta solução servido apenas como medida de referência para as restantes.

Para analisar os resultados obtidos, a via foi dividida em 3 secções: a primeira corresponde à via na ponte, a segunda corresponde à via na zona de transição (até 30 m do encontro da ponte) e a terceira à via em aterro normal (a mais de 30 m do encontro da ponte). Na Figura 2.22 estão apresentados os assentamentos médios obtidos nas diferentes zonas.

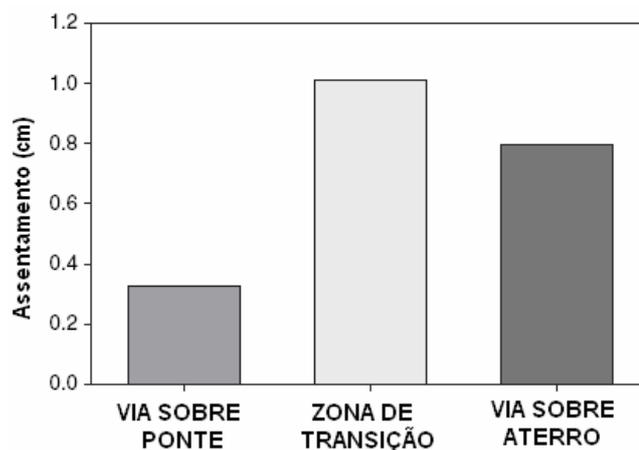


Figura 2.22 – Assentamentos médios nas diferentes zonas da ponte (Li, 2005)

De acordo com os resultados apresentados na figura anterior, os assentamentos médios observados na zona de transição são cerca de 3 vezes superiores aos observados na ponte. Também se concluiu que os assentamentos na zona de transição são consideravelmente superiores aos da via em aterro dita normal.

Na Figura 2.23 estão apresentados os assentamentos verificados nas zonas de transição, antes e depois das pontes, em função da distância aos encontros das pontes.

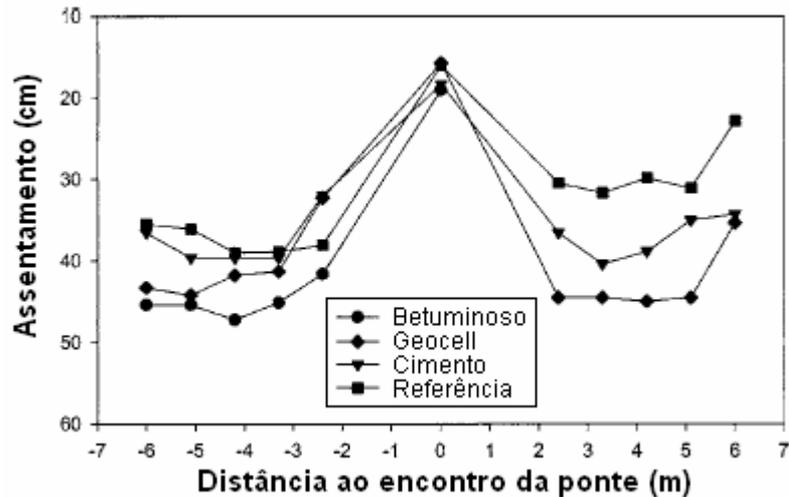


Figura 2.23 – Assentamentos obtidos nas zonas de transição estudadas (Li, 2005)

Analisando os resultados obtidos neste estudo, nenhuma das soluções adoptadas produziu melhoramentos significativos no comportamento da via, quando comparadas com a situação de referência. De acordo com os autores, a degradação verificada na geometria da via foi provocada maioritariamente por assentamento das camadas de balastro e subbalastro e não por assentamento do subsolo de fundação da via.

De acordo com os autores, em vias ferroviárias é usual recorrer ao “módulo da via” para quantificar a rigidez vertical da fundação da via. Este parâmetro corresponde à força resistente de uma unidade de extensão de via por unidade de deformação vertical, e é dado através da equação (2.1):

$$u = \frac{k^{4/3}}{\sqrt[3]{64EI}} \quad (2.1)$$

Na equação (2.1) o parâmetro u corresponde ao “módulo da via”, EI é a rigidez à flexão do carril e k é a rigidez da via, que é dada por:

$$k = \frac{P}{Y} \quad (2.2)$$

Na equação (2.2) P é a carga vertical aplicada na roda do veículo e Y corresponde ao deslocamento vertical da via verificada durante a passagem do veículo.

Quanto mais baixo for o valor do “módulo da via” mais baixa será a capacidade resistente do terreno de fundação da via. Estudos citados pelos autores sugerem valores situados entre 14 e 69 N/mm/mm como aceitáveis para este parâmetro. Nas 4 soluções abordadas neste estudo os resultados demonstraram que as parcelas da via localizadas em ponte tinham elevada rigidez, sendo o “módulo de via” médio de 69 N/mm/mm, valor que se encontra nos limites do aceitável. A variação de rigidez verificada nas zonas de transição aterro-ponte também foi demasiado elevada. Na Figura 2.24 está representada a variação do “módulo de via” que foi obtida para a solução de referência.

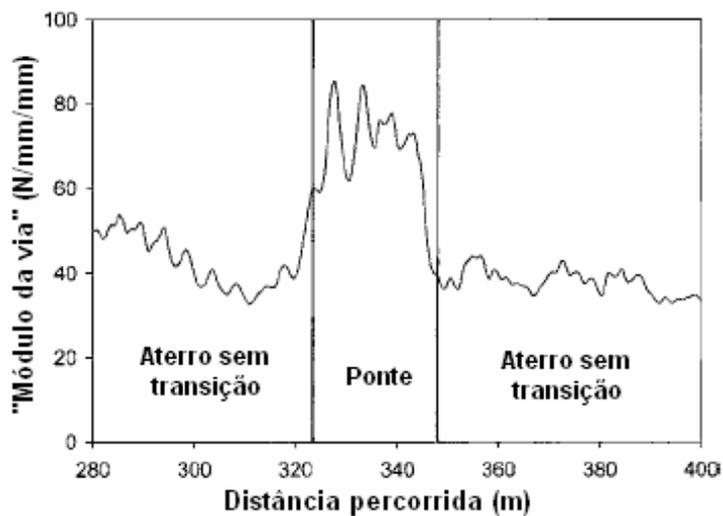


Figura 2.24 – “Módulo da via” relativo ao perfil de referência (Li, 2005)

De acordo com o representado, junto aos encontros da ponte o parâmetro estudado sofreu uma variação brusca de cerca de 35 N/mm/mm (na via sobre aterro) para mais de 80 N/mm/mm (na via sobre a ponte). Os valores obtidos foram bastante superiores ao limite inferior aceitável, 14 N/mm/mm, o que indica que o terreno de fundação da via tem características resistentes adequadas.

Na Figura 2.25 está representada a curva do “módulo da via” para a ponte com zona de transição estabilizada com geocell.

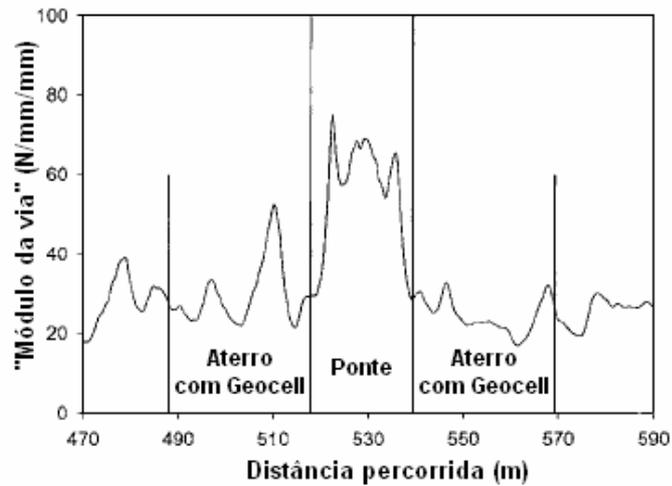


Figura 2.25 – “Módulo da via” para perfil com transição estabilizada com geocell (Li, 2005)

Neste caso de estudo os valores do “módulo da via” na ponte foram inferiores aos obtidos no estudo de referência (valor máximo ligeiramente superior a 70 N/mm/mm). Os valores obtidos na zona de transição e na zona normal da via foram muito idênticos e sempre superiores ao limite mínimo aceitável de 14 N/mm/mm.

Na Figura 2.26 está representada a curva obtida para a ponte com zona de transição estabilizada com betuminoso HMA.

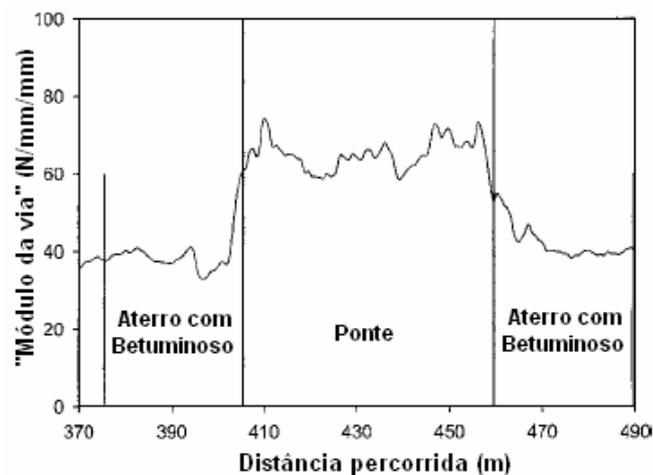


Figura 2.26 – “Módulo da via” para transição com betuminoso (Li, 2005)

Os valores médios do “módulo da via” na ponte foram idênticos aos observados na solução com geocell. Os valores observados na zona de transição foram superiores (cerca de 40 N/mm/mm), no entanto manteve-se uma variação brusca de rigidez entre a zona com betuminoso e a ponte.

Na Figura 2.27 está apresentada a variação da “módulo da via” obtida na ponte em que a cunha de transição foi estabilizada com cimento.

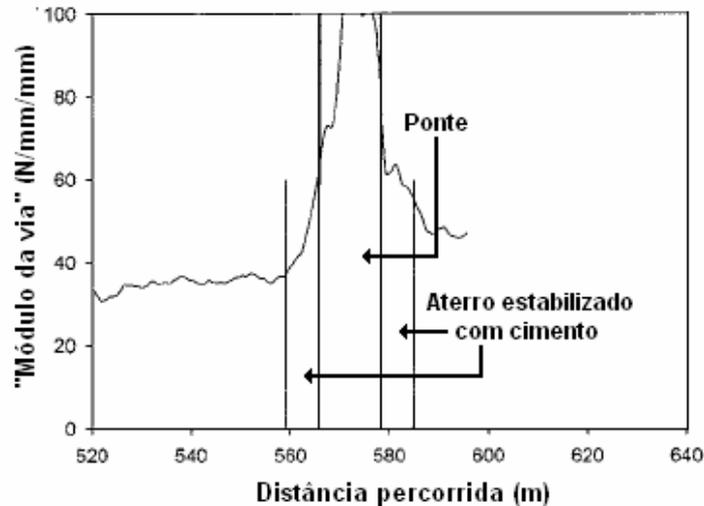


Figura 2.27 – “Módulo de Via” para transição estabilizada com cimento (Li, 2005)

Como se pode ver pela figura a variação do parâmetro de estudo, a técnica de estabilização do terreno com cimento aumentou significativamente o “módulo da via” na zona de transição (40 a 55 N/mm/mm). No entanto esta ponte era a mais curta de todas, sendo por isso a que proporcionava à via uma estrutura de suporte mais rígida. Por esse motivo manteve-se uma variação de rigidez muito brusca.

Numa fase posterior, o TTCI desenvolveu modelações para simular a interação dinâmica entre o veículo e a via. De acordo com esses estudos, mesmo sem assentamentos diferenciais na zona de transição aterro-ponte, uma variação brusca de rigidez provoca um aumento das cargas dinâmicas. Esta variação de rigidez também origina redistribuições de esforços, o que por sua vez causa assentamentos diferenciais (e posterior degradação da geometria vertical da via nas zonas de transição). Como consequência deste fenómeno surgem novos aumentos das cargas dinâmicas e ocorre novamente todo o ciclo descrito. Por este motivo as forças dinâmicas tornam-se demasiado elevadas, estando a via mais sujeita a degradação.

2.3.3. EFEITOS DINÂMICOS NAS ZONAS DE TRANSIÇÃO

Calçada (1995) realizou um estudo sobre os efeitos dinâmicos existentes em zonas de transição numa ponte ferroviária localizada na Linha do Norte (ponte da Riada). Para simular o complexo modelo de interação de forças entre a ponte, o aterro e o veículo recorreu-se a programas que aplicam o método dos elementos finitos.

Os veículos em movimento sobre a via funcionam como fonte de vibração, não só para a ponte, como também para si próprios. Para avaliar de forma adequada o seu comportamento, o autor recorreu ao modelo de locomotiva proposto por Keymuelen (1987), apresentado na Figura 2.28.

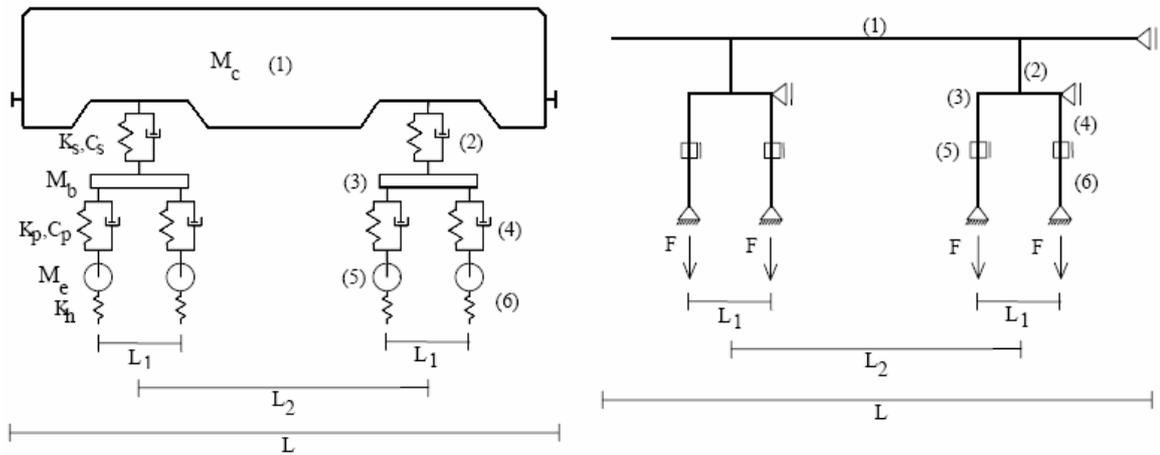


Figura 2.28 – a) Modelo dinâmico de locomotiva; b) Modelo dinâmico da locomotiva com elementos de viga (Calçada, 1995)

Na Figura 2.28 o corpo rígido (1) de massa M_c simula a caixa do veículo e as suspensões secundárias do veículo (2) são simuladas através de conjuntos mola-amortecedor (com rigidez K_s e amortecimento C_s). Os bogies (3) são simulados através de corpos rígidos de massa conhecida e as suspensões primárias do veículo (4) através de conjuntos mola-amortecedor (com características de rigidez e K_p e amortecimento C_p). Os sistemas eixo-rodas (5) são simuladas através de elementos de massa M_e . O contacto entre as rodas e o carril (6) foi simulado por molas com rigidez K_h .

Na Figura 2.29 está representada a secção longitudinal da via na zona de transição entre o aterro e a ponte em estudo.

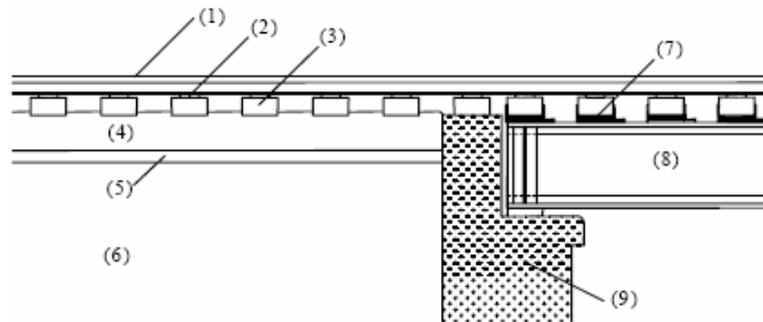


Figura 2.29 – Secção longitudinal da zona de transição da Ponte da Riada (Calçada, 1995)

Na Figura 2.29 o carril (1) está assente sobre as travessas (3), havendo palmilhas elásticas na ligação entre ambos (2). As travessas localizadas sobre o terreno estão assentes sobre uma camada de balastro (4), que por sua vez está assente sobre uma camada de subbalastro (5) situado sobre o terreno de fundação (6). A travessa localizada imediatamente antes da ponte está directamente assente sobre o encontro. As travessas da ponte estão apoiadas no tabuleiro da ponte (8), considerando apenas a incorporação de palmilhas elásticas entre o tabuleiro e as travessas (7). Na Figura 2.30 a) está representado o modelo dinâmico de transição considerado e na Figura 2.30 b) está representado o mesmo modelo com recurso a elementos de viga.

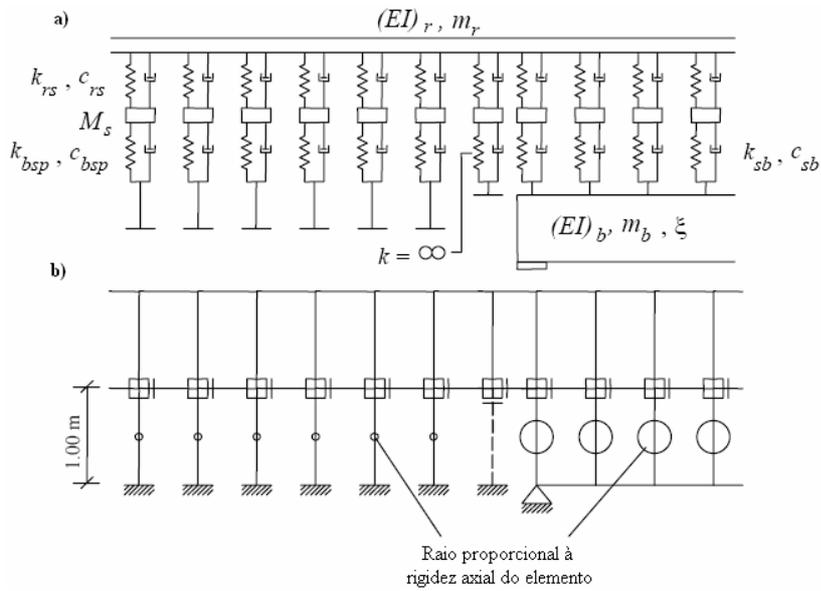


Figura 2.30 – a) Modelo dinâmico para zona de transição; b) Modelo dinâmico da via com elementos de viga (Calçada, 1995)

A zona de transição entre o aterro também foi analisada, considerando suavizações da transição de rigidez. Para isso foi eliminado o apoio rígido que simulava o encontro da ponte e, numa primeira situação foi considerado um patamar intermédio de rigidez (Figura 2.31 a), numa segunda situação considerou-se uma variação linear de rigidez (Figura 2.31 b)

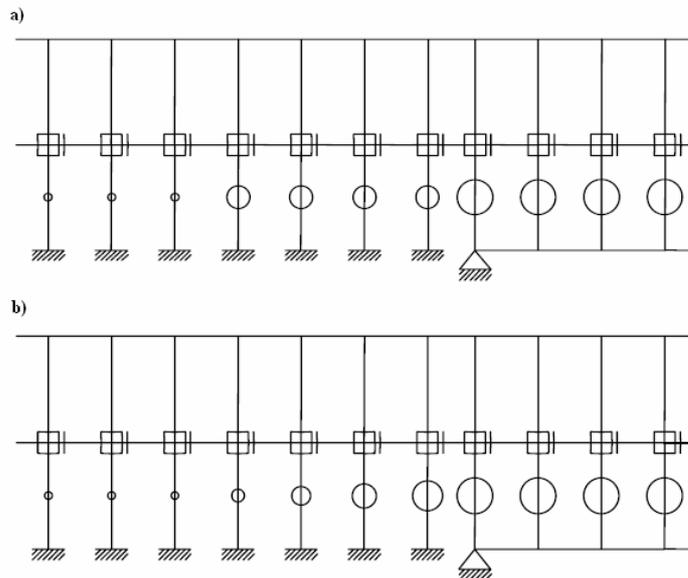


Figura 2.31 – Soluções com transição mais suave: a) Patamar intermédio de rigidez; b) Variação linear de rigidez (Calçada, 1995)

Na Figura 2.32 está representada a variação longitudinal da rigidez vertical da via para as três situações estudadas, sendo a posição 0,0 m correspondente ao apoio da ponte.

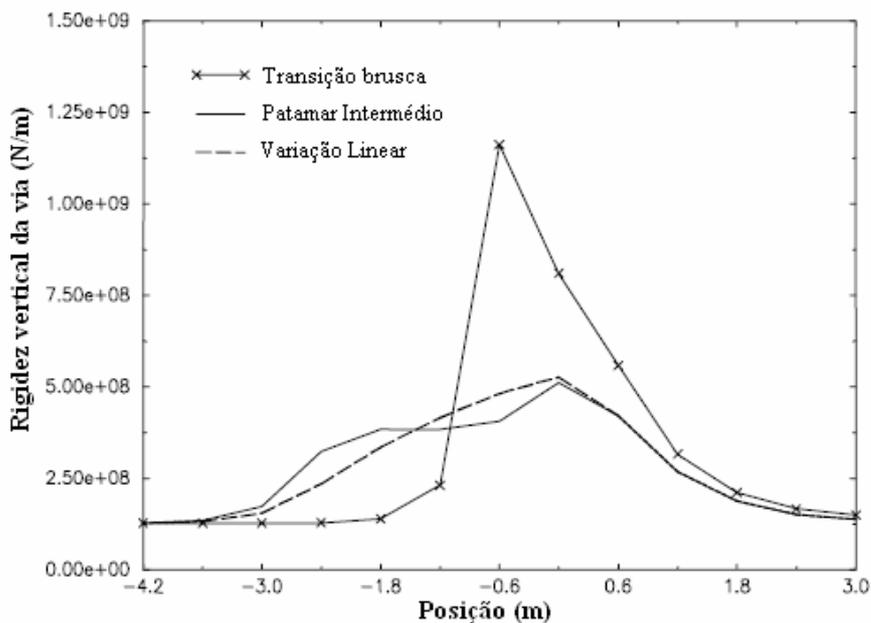


Figura 2.32 – Rigidez vertical para as situações de estudo (Calçada, 1995)

O pico evidenciado na Figura 2.32 para a transição brusca de rigidez (com cerca de 1200×10^6 N/m) localiza-se exactamente na posição do encontro da ponte (-0,60 m), onde se considerou uma viga com rigidez infinita. O referido valor de pico é cerca de 10 vezes superior ao da rigidez da via sobre aterro “normal”, que é de cerca de 125×10^6 N/m. As duas soluções alternativas estudadas forneceram valores de pico idênticos, de cerca de 500×10^6 N/m (valor cerca de 4 vezes superior ao da rigidez da via sobre aterro), localizados sobre o apoio da ponte.

A força de interacção dinâmica (F_{dyn}) entre a roda da frente da locomotiva e o carril da via está representada de seguida na Figura 2.33, em a), b) e c), correspondendo à transição brusca de rigidez, à transição com patamar intermédio de rigidez e à transição com variação linear da rigidez respectivamente. Os resultados apresentados correspondem a velocidades de circulação de 70 m/s e 110 m/s.

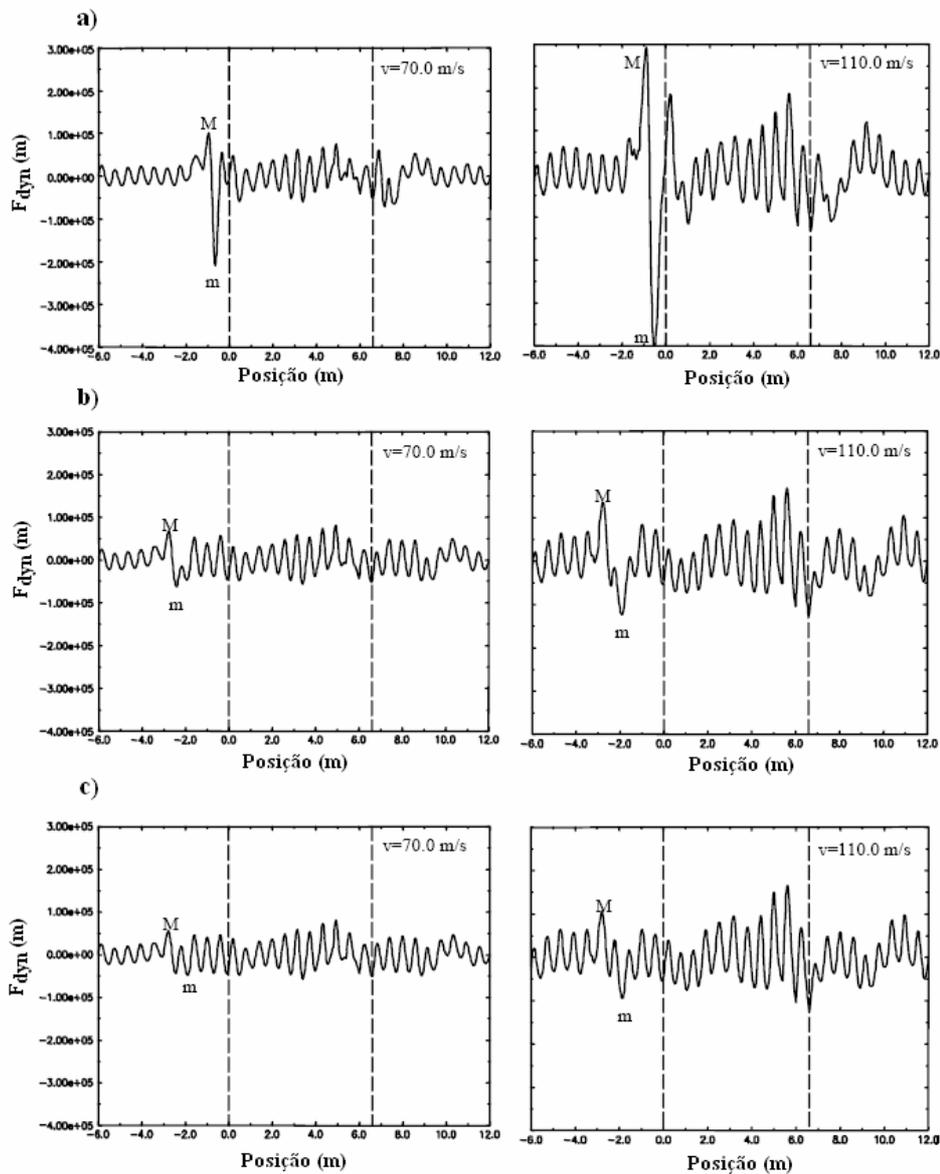


Figura 2.33 – Componente dinâmica da força de interação roda-carril: a) Transição brusca; b) Com patamar de rigidez; c) Variação linear de rigidez (Calçada, 1995)

Analisando os resultados apresentados na Figura 2.33, as forças de interação dinâmica aumentam com a velocidade (as forças obtidas para 110 m/s são consideravelmente superiores às obtidas com 70 m/s), estando o valor de pico localizado na zona de transição relativa à entrada da locomotiva na ponte. Para a transição brusca de rigidez as forças de pico máxima (M) e mínima (m) estão localizadas imediatamente antes da ponte, junto ao seu encontro. Para as soluções alternativas estudadas, os valores de pico estão a cerca de 3,0 m do apoio da ponte, e os seus valores são muito inferiores aos obtidos com transição brusca de rigidez.

As razões entre os valores de pico máximo e mínimo e a força aplicada estaticamente são dadas pelas expressões (2.3) e (2.4), respectivamente.

$$\phi_{FM} = \frac{F_{dyn}^M}{F_{stat}} \quad (2.3)$$

$$\phi_{Fm} = \frac{F_{dyn}^m}{F_{stat}} \quad (2.4)$$

A componente estática da força de interação é anulada quando $F_{Fm} = -1,0$, correspondendo este valor à situação limite de estabilidade no contacto entre a roda e o carril. Na Figura 2.34 está representada a variação dos factores F_{Fm} e F_{FM} com a velocidade de circulação do veículo, para as três soluções de transição estudadas.

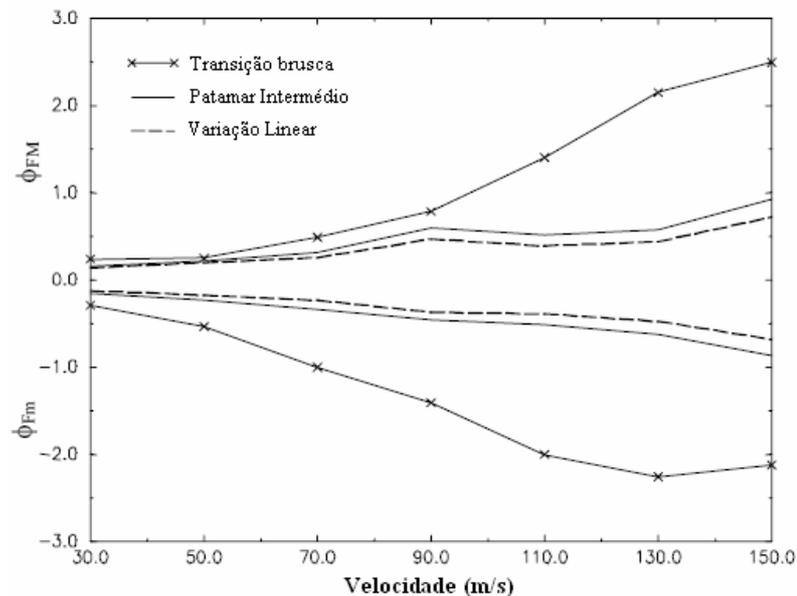


Figura 2.34 – Limites máximos e mínimos da amplificação dinâmica (Calçada, 1995)

Analisando a Figura 2.34, a via com transição brusca de rigidez perde o contacto entre a roda e o carril para velocidades superiores a 70 m/s, chegando a atingir amplificações dinâmicas com módulo de grandeza superior a 2 para velocidades superiores 110 m/s. Para as duas soluções alternativas estudadas a amplificação dinâmica nunca atinge os valores de estado limite de estabilidade no contacto entre a roda e o carril.

Tendo como base a questão das zonas de transição na rede ferroviária chinesa, Lei (2003) realizou um estudo no qual foi desenvolvido um modelo dinâmico para simular a interacção entre o veículo e a via, que teve como base o método dos elementos finitos.

A parte superior do modelo, que simula o comboio, é muito semelhante ao modelo representado na Figura 2.28, sendo também constituída por dois níveis de molas com amortecedores a simular as

suspensões primárias e secundárias. O modelo do comboio tem 10 graus de liberdade (7 deslocamentos verticais ao nível dos carris, bogies e caixa e 3 rotações ao nível dos bogies e da caixa). Na parte inferior do modelo, que simula a via, os carris foram simulados como elementos de viga e a via subjacente ao carril foi simulada com duas camadas de molas com amortecimento. A parte inferior do modelo é semelhante à modelação da via sobre aterro apresentada na Figura 2.30. Na Figura 2.35 está representado o modelo adoptado neste estudo.

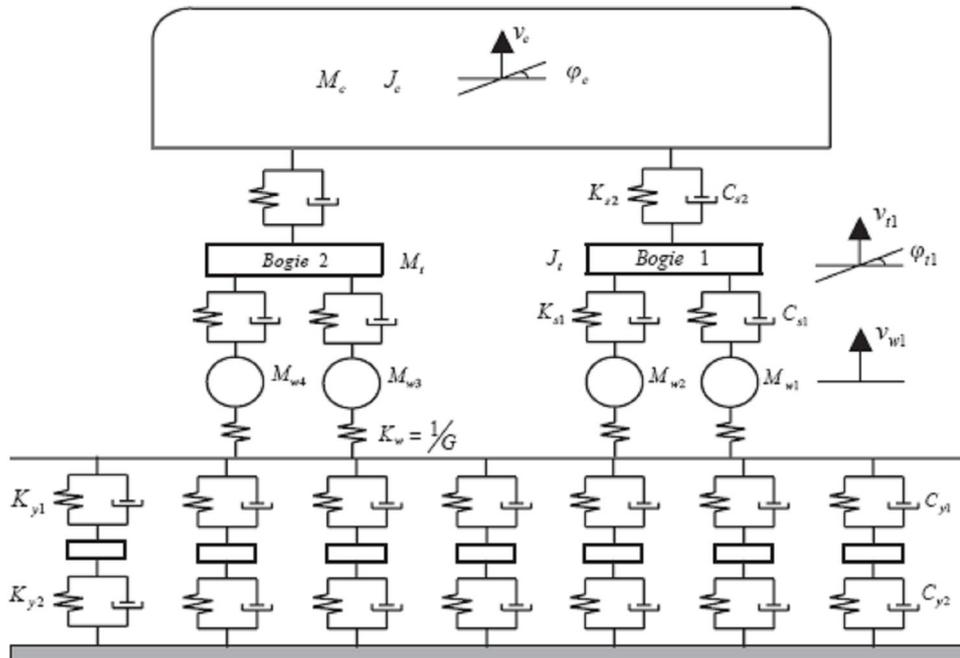


Figura 2.35 – Modelo de interação dinâmica entre via e veículo (Lei, 2003)

As duas partes do modelo foram resolvidas de forma separada, através de processos iterativos. O acoplamento entre o veículo e a via foi simulado através da compatibilização dos deslocamentos e das forças de interação entre as rodas e o carril.

O processo iterativo aplicado neste estudo considera a deformabilidade das rodas do veículo e resume-se nos seguintes passos:

1. Para o primeiro instante da primeira iteração considera-se o vector de força $\{F\}^0$ e o deslocamento relativo entre a roda do comboio e o carril é calculado através da fórmula convencional de Hertz (equação (2.5)).

$$y_i = G \cdot F_i^{2/3} \quad (2.5)$$

Na equação anterior y_i e F_i são o deslocamento relativo e a força de interação no ponto de contacto entre o eixo i do veículo e o carril subjacente. Para a primeira iteração considera-se o vector de força de interação $\{F\}^0$. O parâmetro G depende do raio da roda do comboio.

Sendo u_{xi} o deslocamento do carril no ponto de contacto com a roda i do veículo, o deslocamento inicial absoluto do carril u_{wi} pode ser calculado por:

$$v_{wi} = y_i + v_{xi} \quad (2.6)$$

Na equação anterior tanto u_{xi} como u_{wi} tomam valores positivos quando o deslocamento é ascendente.

2. Para cada instante de cálculo $t+Dt$ e para cada iteração $k+1$, assumindo que os deslocamentos no comboio e na via são conhecidos para a iteração k e para o instante t , a força de interacção F_i é dada por:

$$F_i = \begin{cases} \frac{1}{G^{3/2}} \left(|v_{wi} - (v_{xi} + \eta_i)| \right)^{3/2} & , v_{wi} - (v_{xi} + \eta_i) < 0 \\ 0 & , v_{wi} - (v_{xi} + \eta_i) > 0 \end{cases} \quad (2.7)$$

Na equação anterior η_i corresponde à irregularidade da geometria vertical da via no ponto de contacto entre a roda e o carril. A força obtida é aplicada na estrutura inferior como força externa e são obtidos os deslocamentos na via por resolução das equações de equilíbrio dinâmico.

O vector de variação dos deslocamentos obtidos $\{Da\}$ entre as iterações k e $k+1$, para o instante $t+Dt$, é dado por:

$$\{\Delta a\}_k = \{a\}_k^{t+\Delta t} - \{a\}_{k+1}^{t+\Delta t} \quad (2.8)$$

O critério de convergência do sistema iterativo é dado pela equação (2.9), considerando uma tolerância ϵ .

$$\frac{|\{\Delta a\}_k|}{|\{\Delta a\}_{k+1}^{t+\Delta t}|} \leq \epsilon \quad (2.9)$$

Caso o critério de convergência seja satisfeito, passa-se para o instante $t+2Dt$ e repete-se o procedimento. Caso contrário é necessário passar para a terceira etapa de cálculo.

3. Calcular o deslocamento do carril no ponto de contacto (u_{xi}) para a iteração $k+1$ e calcular a força de interacção através da equação (2.7).
4. A força obtida na etapa anterior é aplicada ao modelo do comboio como força externa e, depois de resolvidas as equações de equilíbrio dinâmico, são obtidos os deslocamentos no modelo do veículo.
5. Recalcular o deslocamento absoluto no carril (u_{wi}), com base no vector de deslocamentos obtido para a iteração $k+1$. Com este novo valor de u_{wi} passa-se para o instante $t+2Dt$ repetindo-se o processo para esse instante.

Em paralelo com este estudo foram feitas medições na via ferroviária que liga Pequim a Cantão, para diferentes velocidades de circulação dos comboios. No Quadro 2.1 estão comparadas as medições feitas no local com os valores medidos através de métodos numéricos.

Quadro 2.1 – Comparação entre forças dinâmicas medidas e calculadas (Lei, 2003)

Velocidade (km/h)	Força de interacção máxima obtida pelo MEF (kN)	Força de interacção máxima medida (kN)	Erro relativo (%)
30	246	284	13,4
60	442	434	1,8
80	553	512	8,0

Neste mesmo estudo foi ainda analisada a resposta dinâmica de um modelo de TGV quando submetido a diferentes condições de transição:

1. Considerando uma irregularidade na geometria vertical da via, de acordo com a Figura 2.36 a), com inclinações de 0, 0,003, 0,006, 0,009 e 0,012 rad;
2. Com variações de rigidez bruscas de razão n de 10 e 100 (Figura 2.36 b)).
3. Para diferentes velocidades de circulação (60, 160, 250 e 300 km/h)

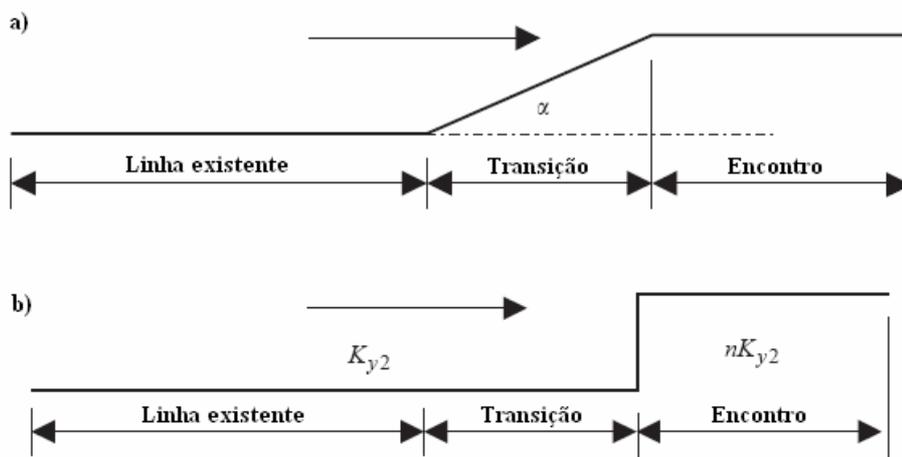


Figura 2.36 – Transições estudadas: a) Irregularidade na via; b) Variação brusca de rigidez (Lei, 2003)

No Quadro 2.2 estão apresentadas as variações obtidas relativamente às forças de interacção máximas no ponto de contacto entre o carril e o veículo (em kN), para diferentes cenários de transição e uma velocidade de circulação constante de 250 km/h.

Quadro 2.2 – Forças de interação dinâmica máximas (kN) para 250 km/h (Lei, 2003)

Rigidez do encontro	Ângulo da irregularidade α (rad)				
	0	0,003	0,006	0,009	0,012
10k _{y2}	123	277	467	671	885
100k _{y2}	125	276	468	672	885

Com os resultados do quadro anterior os autores concluíram que o aumento da força máxima de interação é directamente devido às irregularidades na geometria vertical da via e não devido às variações bruscas de rigidez.

Na Figura 2.37 estão representadas graficamente as variações obtidas relativamente às acelerações verticais máximas do veículo para diferentes velocidades de circulação e diferentes irregularidades na geometria vertical da via.

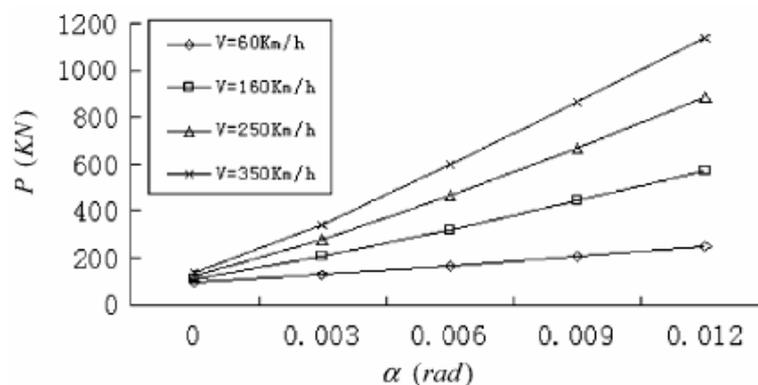


Figura 2.37 – Força de interação dinâmica máxima para diferentes cenários (Lei, 2003)

Assim os autores concluíram que a problemática das forças de interação dinâmica máximas sofre um importante agravamento com o aumento da velocidade de circulação. Com irregularidades mais abruptas esse agravamento é ainda maior.

2.3.4. EVOLUÇÃO TEMPORAL DOS ASSENTAMENTOS

Para estudar a evolução temporal dos assentamentos da via junto a encontros de pontes, e consequente degradação da sua geometria vertical, Hunt (1996) desenvolveu diversos modelos de cálculo, com base no modelo de viga de Winkler, em que a viga se considera fundada sobre apoios elásticos (Figura 2.38 a)).

Modelar a via como uma viga de Winkler não é uma abordagem possível para as zonas de transição, uma vez que não podem ser consideradas variações das características de rigidez dos apoios elásticos, nem das características de rigidez à flexão da viga. Outro aspecto desvantajoso deste modelo é a impossibilidade de considerar variações na geometria vertical da via. Citando estudos desenvolvidos

por Knothe (1993), o autor indica que estes modelos não são válidos para baixas frequências de vibração (menores que 2 Hz), nem para frequências de vibração muito elevadas (superiores a 500 Hz).

Por isso o autor sugeriu dois modelos alternativos. O primeiro modelo é analítico e a sua formulação serve para validar os resultados provenientes do segundo modelo, que é numérico. Neste modelo, a rigidez junto na zona de transição aumenta de forma linear, de acordo com a Figura 2.38 b). O segundo modelo (Figura 2.38 c)), que tem como base o método dos elementos finitos, permite inserir variações contínuas das características de rigidez à flexão da via, da rigidez dos apoios e dos assentamentos da camada firme subjacente.

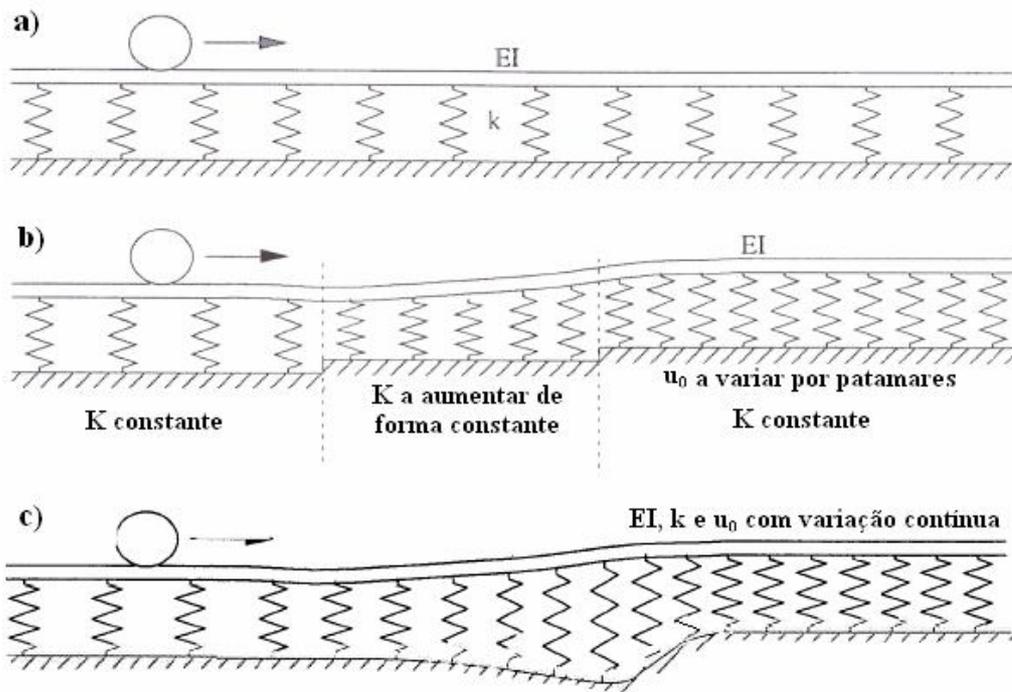


Figura 2.38 – Diferentes modelos de via considerados: a) Modelo de viga de Winkler; b) Modelo analítico; c) Modelo numérico (Hunt, 1996)

Para calcular as forças dinâmicas do veículo (e conseqüente aumento das cargas por eixo resultante de uma variação da geometria da via sobre a qual o veículo circula) foram adoptados os quatro modelos de comboio apresentados na Figura 2.39. Os três primeiros apenas consideram um eixo, diferindo entre si pelo nível de simplicidade considerado (o modelo apresentado na Figura 2.39 a) é o mais simples, o apresentado em c) o mais complexo e o b) tem um grau de complexidade intermédio). Na Figura 2.39 d) está apresentado um quarto modelo de comboio considerado, que incorpora 2 eixos de um mesmo bogie.

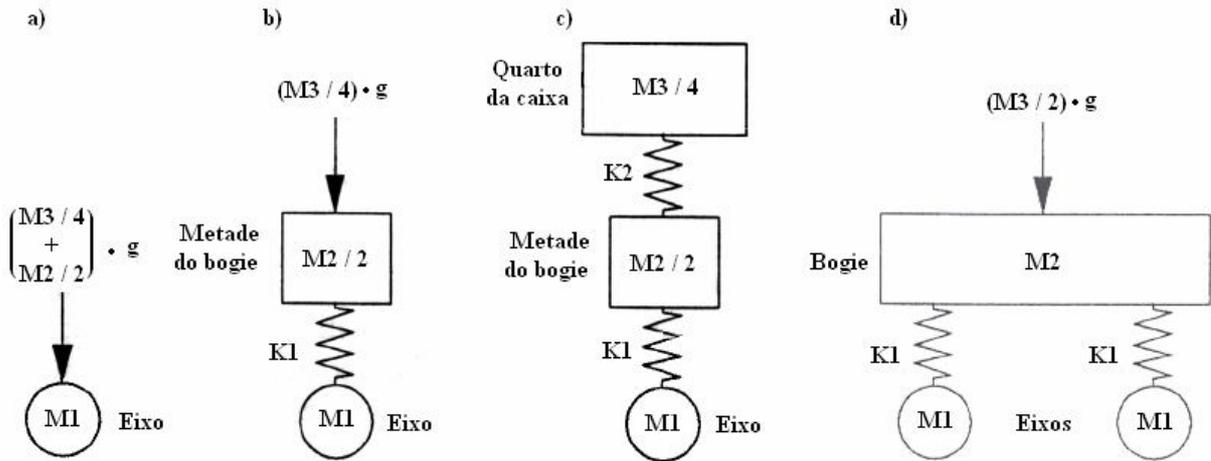


Figura 2.39 – Modelos considerados neste estudo: a), b) e c) Modelos com um só eixo; d) modelo com dois eixos (Hunt, 1996)

Há diversas metodologias para considerar a interação dinâmica entre o veículo e a via. A primeira forma sugerida pelo autor consiste em determinar a deformação da via quando submetida a cargas estáticas, ou seja, assumindo que os efeitos dinâmicos são insignificantes. As deformadas obtidas para a via são utilizadas para calcular as cargas dinâmicas por eixo nos modelos de comboio apresentados na Figura 2.39. A segunda metodologia proposta consiste em simular um modelo completo com a via e com o veículo calculados em simultâneo, considerando os seus efeitos dinâmicos, tal como considerado nos estudos desenvolvidos por Calçada (1995) ou Lei (2003). Esta última metodologia requer mais tempo de cálculo, mas é essencial para avaliar a variação das forças de interação ao nível do contacto entre a roda do veículo e o carril.

Para estimar a evolução temporal dos assentamentos da via, depois de submetida a numerosos ciclos de carga (aplicados com a passagem de comboios ao longo de um período de tempo), o autor considera a equação (2.10):

$$u_N = u_1 \cdot \left(1 + c \cdot \ln \left(\frac{N}{N_1} \right) \right) \quad (2.10)$$

Na equação (2.10), u_1 corresponde ao assentamento verificado nas aplicações de carga iniciais, N é o número de ciclos de carga, N_1 é o ciclo em que ocorre a deformação inicial (que normalmente se considera nos primeiros ciclos de aplicação de cargas) e c é o coeficiente de assentamento. Para determinar o parâmetro u_1 o autor recorreu à equação (2.11), enquanto que para o coeficiente c foi admitido um valor de 0,43, tendo sido ambas as considerações propostas por Mauer (1995).

$$u_1 = s \cdot F^{1,6} \quad (2.11)$$

Na equação (2.11), F é a força constante aplicada por eixo e s é o factor de escala do assentamento, tendo o autor considerado de valor $0,001 \text{ mm/kN}^{1,6}$ para a via sobre aterro, e um valor menor para a

via sobre a obra-de-arte (representado graficamente na Figura 2.40 c)). Na Figura 2.40 está representada a variação longitudinal considerada para os parâmetros da via.

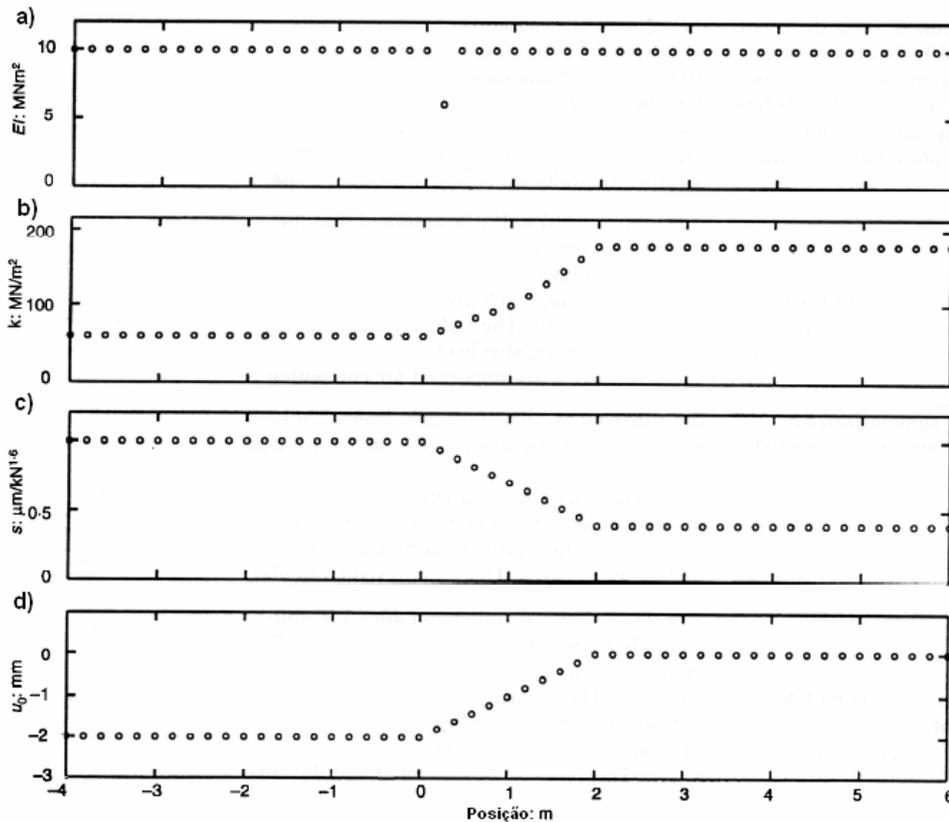


Figura 2.40 – Parâmetros de via considerados: a) Rigidez à flexão do carril; b) Rigidez vertical da via; c) Factor de escala; d) Assentamento após as cargas iniciais (Hunt, 1996)

O autor concluiu que os modelos de cálculo estático e dinâmico conduzem a valores satisfatoriamente próximos relativamente aos assentamentos da via. No que diz respeito às forças dinâmicas de interação ao nível do contacto, o modelo estático não apresentou resultados satisfatórios. Uma vez que os assentamentos obtidos são satisfatórios, o autor recorreu ao modelo estático para calcular a evolução temporal dos assentamentos da via (através da equação (2.10)), que está representada graficamente na Figura 2.41.

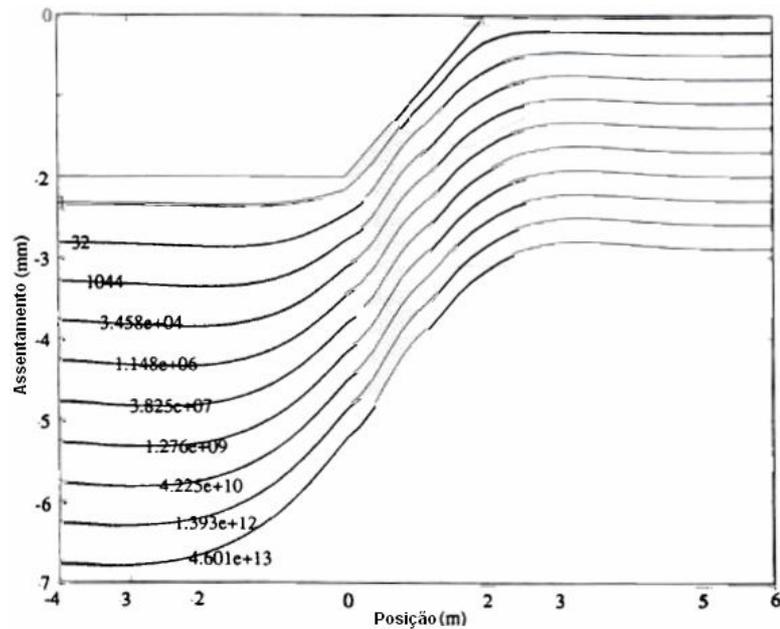


Figura 2.41 – Evolução temporal dos assentamentos (Hunt, 1996)

Analisando a evolução apresentada na Figura 2.41, após a passagem de $4,6 \times 10^{13}$ eixos (e respectivas cargas) foram obtidos assentamentos na via sobre o aterro de quase 7,0 mm. Tendo em conta que o assentamento da via sobre aterro considerado após a passagem de um só eixo foi de cerca de 2,0 mm (apresentado na Figura 2.40 d) e na Figura 2.41), após $4,6 \times 10^{13}$ ciclos de carga obteve-se um aumento de 250 %.

Sendo os assentamentos diferenciais da via na zona de transição um aspecto causador do aumento das forças de interação nas zonas de transição, o autor concluiu que esse problema tende para ser agravado no tempo, como consequência das sucessivas passagens dos comboios a que a via está submetida durante a sua vida útil.

ASPECTOS NORMATIVOS E RECOMENDAÇÕES

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Com o progresso tecnológico da engenharia mecânica, a velocidade de circulação dos comboios tem aumentado com o tempo e assim as forças aplicadas à via (e conseqüentemente ao seu terreno de fundação) são cada vez maiores. Como a área da geotecnia apenas sofreu um grande impacto nas últimas décadas, as preocupações de carácter geotécnico em obras de engenharia também são relativamente recentes, e muitas vezes menosprezadas. Mesmo em obras ferroviárias, em que as condições do terreno assumem um papel fundamental no bom desempenho da obra, ainda são poucas (e bastante vagas) as normas universalmente aceites neste domínio. Há documentos que compilam uma série de recomendações acerca dos trabalhos de terraplanagem de vias-férreas, como por exemplo o UIC 719R (1994) ou o ERRI D230.1 (1999) (este último dá mais ênfase à questão das zonas de transição com obras-de-arte).

De seguida são compiladas algumas recomendações e normas relativas a trabalhos de terraplanagem, presentes nos referidos documentos, e consideradas relevantes para a problemática em estudo.

3.1.1. LIMITAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS

Os encontros das pontes têm fundações extremamente rígidas, normalmente realizadas em estacas. Os aterros junto aos encontros são formados por material compactado assente sobre o terreno pré-existente. Como consequência das diferentes características de deformabilidade surgem assentamentos diferenciais e irregularidades na geometria da via.

Relativamente aos assentamentos de vias-férreas de alta velocidade, não há diferenciação entre as normas respeitantes a vias sobre aterros, sobre zonas de transição e sobre pontes. As exigências das normas dependem da velocidade de projecto para essa via, sendo muito mais restritivas para velocidades elevadas.

A questão dos assentamentos de uma via-férrea pode ser avaliada em termos de assentamentos totais e em termos de assentamentos diferenciais. Para avaliar os deslocamentos diferenciais da via sob um eixo pode-se recorrer à distorção angular, que, de acordo com Fernandes (1995), é o quociente entre os deslocamentos verticais sob o eixo e a extensão longitudinal considerada (equação (3.1)).

$$\alpha = \frac{u_1 - u_2}{L_{1-2}} \quad (3.1)$$

As normas relativas a assentamentos variam de país para país, não havendo nenhuma recomendação que reúna consenso internacional. Cite-se, como exemplo, as normas em vigor na rede ferroviária sueca (ERRI-D230.1, 1999):

- Os assentamentos totais máximos variam com a velocidade de projecto, desde 300 mm, para uma velocidade de 100 km/h, até 100 mm, para uma velocidade de 350 km/h. Assentamentos desta magnitude têm, obviamente, de ser compensados (por exemplo através da colocação de mais balastro).
- Os assentamentos diferenciais máximos dependem do comprimento de via, variando desde 4 cm / 10 m e 30 cm / 30 m, para uma velocidade de 100 km/h, até 2 cm / 50 m e 10 cm / 110 m, para uma velocidade de 350 km/h.

De acordo com o documento UIC 776-3 (1989), relativo a pontes, o nível de conforto dos passageiros do comboio pode ser avaliado em função da aceleração vertical ao nível da caixa do veículo, sendo este parâmetro influenciado pela variação da geometria vertical da via ao longo da ponte (que são muito superiores a meio vão do que sobre um apoio rígido). O documento indica que acelerações verticais de 2,0 e 1,0 m/s² correspondem a níveis de conforto satisfatórios e bons, respectivamente.

Como a questão das zonas de transição de vias entre zonas em aterro e obra-de-arte é maioritariamente determinada por irregularidades na geometria vertical da via causadas por assentamentos diferenciais na via (tal como referido em 2.3.2), a questão do conforto dos passageiros também tem de ser considerada nestes pontos críticos.

Além disto, os assentamentos diferenciais de uma via-férrea de alta velocidade em zonas de transição também originam forças dinâmicas ao nível da interação entre o veículo e a via, que tomam valores extremos imediatamente antes do encontro da ponte (questão anteriormente abordada em 2.3.3). Nessas zonas as componentes dinâmicas podem atingir valores extremos demasiado elevados, acelerando o processo de degradação dos materiais componentes da via e do veículo (aspecto relativo a via submetida a um valor extremo máximo, como o exemplificado na Figura 2.33 a)), podendo mesmo chegar ao ponto de pôr em causa a segurança de circulação do veículo (caso a componente dinâmica da carga de um eixo anule a sua componente estática).

3.2. ASPECTOS RELATIVOS A ATERROS

3.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os processos construtivos, a geometria e os materiais adoptados para um aterro (em especial no que diz respeito às suas características físicas e mecânicas), tanto em vias-férreas de alta velocidade normais como em zonas de transição, têm vindo a sofrer grandes alterações nas últimas décadas, em função do referido nos parágrafos anteriores. Como consequência destas alterações há uma diferença notória entre as novas vias e as vias mais antigas. Vejam-se por exemplo os materiais empregues nos aterros:

- Antigamente o material era recolhido de zonas de empréstimo localizadas nas proximidades da obra, sem qualquer consideração das propriedades mecânicas dos solos. Muitas vezes era utilizado material com propriedades coesivas, com o processo de consolidação a ocorrer com a passagem dos comboios, durante anos.
- Hoje em dia há muito mais cuidados na selecção dos materiais a utilizar em aterros, especialmente nas zonas de transição.

3.2.2. GEOMETRIA DOS ATERROS

Abordando a questão da geometria transversal da via, para uma via-férrea de faixa única é usual adoptar uma largura da coroa de aterro de 6,0 m a 7,0 m. A inclinação adoptada para os taludes dos aterros é geralmente 1:1,5. A mesma inclinação também é adoptada para cones de aterro de pontes, junto aos encontros. Podem eventualmente ser adoptadas inclinações maiores, no caso de se recorrer a técnicas de reforço do solo ou protecção dos taludes (com recurso a material rochoso, betão, geossintéticos, etc.).

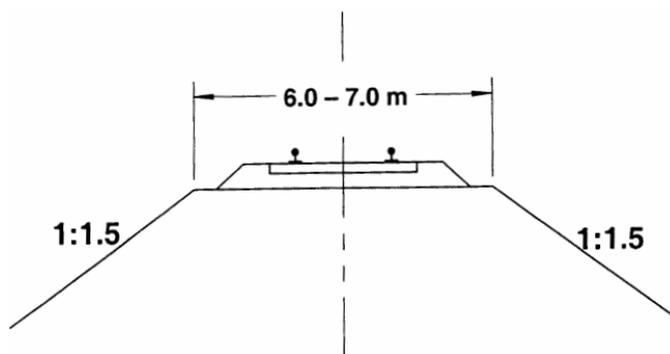


Figura 3.1 – Secção transversal a adoptar para uma via-férrea (ERRI-D230.1, 1999)

Comparando a geometria apresentada na Figura 3.1 com a secção transversal usualmente adoptada em vias-férreas mais antigas (apresentada anteriormente na Figura 2.3) constata-se que os terrenos de fundação mais recentes são mais largos e têm inclinações mais suaves. Assim as forças aplicadas ao nível dos carris são propagadas por uma área maior, diminuindo a tensão existente nas camadas de solo subjacente à via.

As pontes ferroviárias de hoje são complementadas com a construção de muros ala, cujo principal objectivo é promover o suporte ao aterro junto à ponte, no tardoz do encontro. O referido documento recomenda uma inclinação de 45° com a via, uma vez que assim é conseguida a eficiência máxima na construção do aterro.

3.2.3. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS

O terreno de fundação da via pode ser dividido em duas partes. A parte superior, que é directamente afectada pelo carregamento da via aquando da passagem dos comboios, pode ser preparada através de trabalhos de terraplanagem e/ou por diversas técnicas geotécnicas. A parte inferior (subsolo), que não sofre alterações durante o processo construtivo e é pouco afectada pela circulação dos comboios, só pode ser tratada com recurso a técnicas dispendiosas.

Assim, as características geotécnicas de um determinado local têm de ser identificadas e avaliadas na fase de projecto mais prévia possível, através de ensaios laboratoriais e ensaios “in situ”. Caso os estudos forneçam resultados nesse sentido, pode ser necessário recorrer a soluções de reforço, aumentando significativamente os custos da obra.

Relativamente aos materiais utilizados para aterros de vias-férreas de alta velocidade, em geral são utilizados materiais oriundos de zonas de empréstimo localizadas nas proximidades da obra. Há uma grande variedade de materiais que podem ser usados numa obra, sendo os cascalhos e as areias grossas os melhores. Não devem ser utilizados lodos (ou outros solos orgânicos), argilas saturadas, solos expansivos, entre outros. Muitas vezes é necessário utilizar areias com argila, mas nesses casos têm de ser prevenidas eventuais infiltrações de água. Os aterros devem ser protegidos da saturação, através da promoção de uma boa drenagem.

Um dos principais motivos das deformações da via é a inadequada compactação do solo. Uma boa compactação do solo garante a estabilidade das terraplanagens e aumenta a protecção do aterro a penetrações excessivas da água.

De acordo com UIC 719R (1994), para o corpo do aterro é requerido um grau de compactação mínimo de 95% do valor óptimo obtido pelo ensaio Proctor normal e um módulo de deformabilidade mínimo de 45 MPa (para solos finos) ou de 60 MPa (para solos granulares). O diâmetro das partículas que compõem as diversas camadas de aterro deve satisfazer duas condições: não deve ser superior a 600 mm, nem superior a metade da espessura da respectiva camada.

Para o leito do aterro as exigências ao nível da compactação são maiores. O grau de compactação mínimo é de 100% do valor óptimo obtido pelo Proctor normal e o módulo de deformabilidade mínimo exigido é de 80 MPa.

É de notar que o módulo de deformabilidade referido pelo documento, corresponde ao valor obtido no segundo carregamento de um ensaio de carga em placa, designado por E_{v2} .

A qualidade de um solo é avaliada essencialmente a partir de dois aspectos: da natureza geotécnica do solo, do seu estado hídrico e das condições hidrogeológicas do local. Estes aspectos têm grande interferência na traficabilidade de veículos sobre uma plataforma de solo (que é essencial na fase construtiva de vias ferroviárias) e no comportamento do solo durante a vida útil da via.

Não há nenhum sistema de classificação de solos que reúna consenso a nível internacional e, por isso, as regras variam de país para país. De acordo com o documento UIC 719R (1994), os solos podem ser agrupados em quatro classes principais (QS0, QS1, QS2 e QS3). No Quadro 3.1 estão distinguidas as referidas classes.

Quadro 3.1 – Classes dos solos (adaptado de UIC 719R (1994))

Classe do solo	Identificação Geotécnica	Comentários
QS0 – impróprio	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Solos finos (dimensão inferior a 0,06 mm) (com mais de 15% de finos e com elevado teor de humidade) ▪ Solos orgânicos ▪ Solos que contenham materiais solúveis 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Solo que requer trabalhos de melhoramento
QS1 – fraco	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Solos com mais de 40% de finos ▪ Rochas muito evolutivas 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Solos aceitáveis, em que as preocupações de drenagem têm que ser estudadas ▪ Podem ser melhorados através de um tratamento apropriado (como por exemplo através de ligantes)
QS1* – fraco	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Solos com 15 a 40% de finos ▪ Rochas evolutivas 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Ver comentários para classe QS1 ▪ Caso as condições hidrogeológicas e hidrológicas sejam boas, estes materiais podem ser classificados como QS2
QS2 – médio	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Solos com 5 a 15% de finos ▪ Solos com menos de 5% de finos e uniformes ($C_u \leq 6$) ▪ Rochas medianamente duras 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Alguns destes solos podem ser incluídos na classe QS1
QS3 – bom	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Solos com menos de 5% de finos ▪ Rochas duras 	

O mesmo documento sugere também uma classificação das plataformas de solo em função da sua capacidade de carga, dividindo-o em três categorias (plataformas medíocres, médias e boas). No Quadro 3.2 estão apresentadas as relações entre as classes de solo (apresentadas no Quadro 3.1) e a categoria da plataforma.

Quadro 3.2 – Determinação do nível de capacidade de carga de uma plataforma de aterro (UIC-719R, 1994)

Classe do solo	Classe de capacidade de carga exigida	Camada de leito a colocar (para obter a capacidade de carga desejada na plataforma)	
		Qualidade do Material	Espessura (m)
QS1	P1	QS1	-
	P2	QS2	0,50
	P2	QS3	0,35
	P3	QS3	0,50
QS2	P2	QS2	-
	P3	QS3	0,35
QS3	P3	QS3	-

3.3. ASPECTOS RELATIVOS ÀS ZONAS DE TRANSIÇÃO

3.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Segundo o ERRI D230 (1999) a maioria das soluções utilizadas na Europa em zonas de transição consistem em:

- Aterros compactados;
- Laje de transição;
- Estabilização com cimento;
- Aterros leves;
- Reforço com geossintéticos;
- Injecções.

Nas secções seguintes estas soluções são descritas de forma muito sucinta, dado que a sua discussão mais alargada excede o âmbito deste trabalho.

3.3.2. ATERROS COMPACTADOS

Esta é a solução tradicional e consiste em executar cunhas de transição constituídas por solo em aterro compactado. De facto, as cunhas de transição têm um papel preponderante no comportamento da via na transição entre o aterro e a obra-de-arte. Por esse motivo, os requisitos relativos às zonas em que a via assenta em cunhas de transição são muito mais rigorosos do que os requisitos relativos às zonas em “aterro normal”.

Para esta zona crítica é importante promover uma transição gradual da rigidez do terreno de fundação da via entre o aterro e o encontro da ponte. Os solos constituintes dos terrenos de fundação das cunhas de transição têm grande influência no comportamento da interacção entre o terreno, a via, a ponte e o comboio, descrita anteriormente em 2.2.

De acordo com a norma UIC 719R (1994), a cunha de transição deve ter uma extensão mínima de 10 m, quando medida desde o ponto extremo do muro-ala, ou de 20 m, desde o ponto extremo do encontro da ponte.

O material das cunhas de transição tem que ter propriedades mecânicas conhecidas, para que o seu comportamento possa ser previsto e a pressão do solo possa ser estimada. O documento recomenda a utilização de materiais granulares, uma vez que a sua compactação é controlada sem grandes dificuldades, têm boa capacidade drenante e são pouco susceptíveis a pressões de congelamento ou a expansibilidade. O grau de compactação a atingir deve ser elevado, mas é necessário que sejam tomados os devidos cuidados para que não sejam induzidas tensões laterais no encontro da ponte.

Também pode ser adoptado material rochoso britado para as cunhas de transição que, devido ao seu elevado ângulo de atrito interno, funciona eficazmente como suporte do aterro. Às cunhas de transição compostas por material britado devem ser adicionados materiais de menores dimensões, de forma a garantir uma superfície adequada na parte superior da camada.

Relativamente ao processo construtivo de um aterro de cunha de transição, devem ser seguidas escrupulosamente as regras gerais para obras de terraplanagens, descritas em 3.2. A energia de compactação deve ser moderada, para que não ocorram danos na estrutura do encontro da ponte, e tem de haver um controlo adequado de todo o processo de compactação (material utilizado para o preenchimento, espessura das camadas, grau de compactação e módulo de deformabilidade obtidos, eficácia da drenagem, etc.).

Para os locais em que o equipamento de compactação tem dificuldade em aceder, como zonas próximas dos encontros de pontes ou zonas próximas de muros-ala, a compactação não deve ser realizada com recurso a cilindros vibratórios, devendo ser usados equipamentos de compactação alternativos, como por exemplo placas vibratórias.

3.3.3. LAJE DE TRANSIÇÃO

Uma das soluções de utilização generalizada em zonas próximas de obra-de-arte consiste em utilizar lajes de transição, que geralmente são realizadas em betão armado. Estas lajes são dispostas sobre a zona em aterro junto à obra-de-arte com o objectivo de diminuir a diferença de rigidez entre estas duas estruturas. Na Figura 3.2 está representada em planta e em corte transversal uma laje de transição adoptada pela rede ferroviária checa CD.

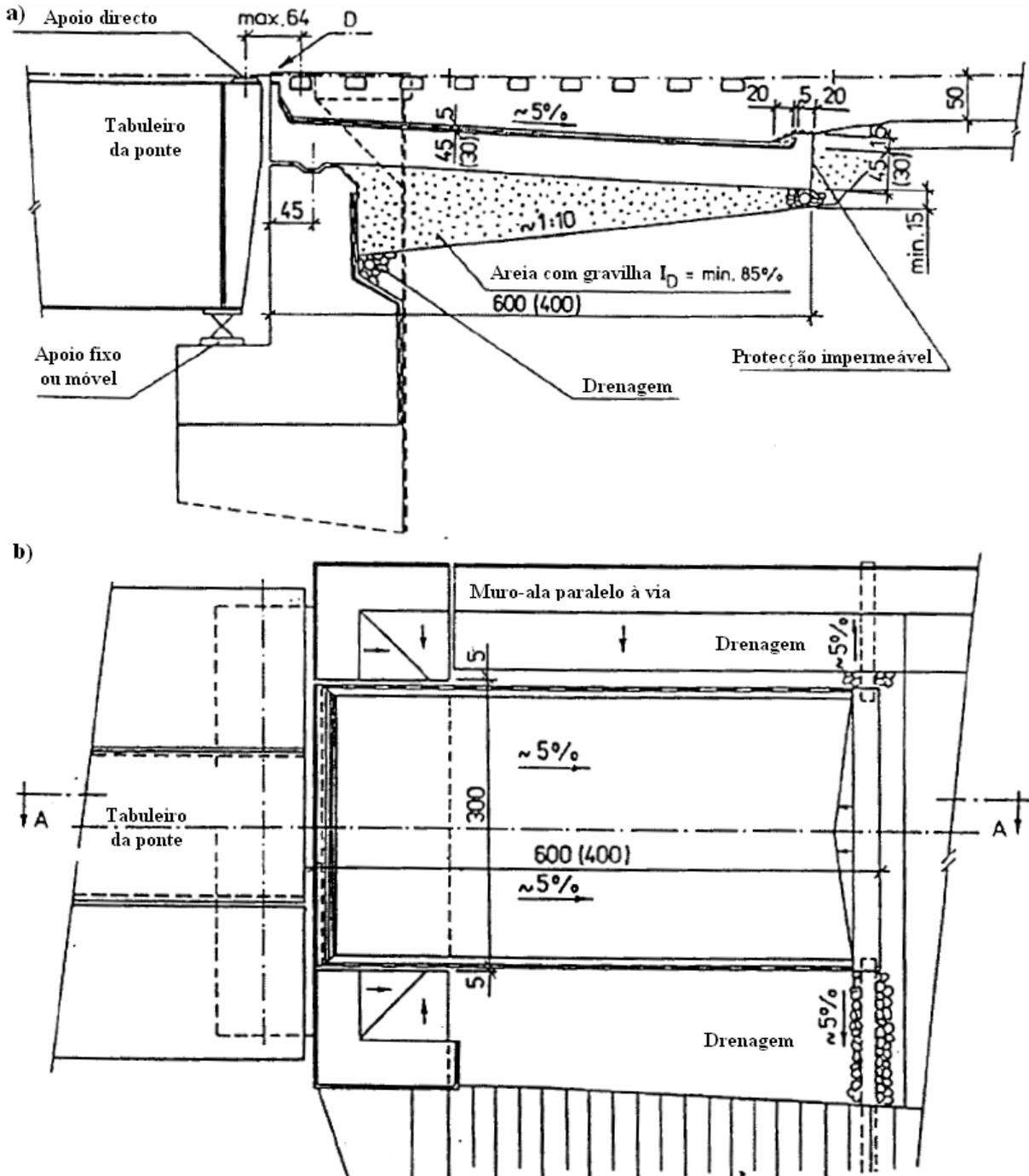


Figura 3.2 – Laje de transição: a) Corte longitudinal; b) Vista em planta (ERRI-D230.1, 1999)

3.3.4. ESTABILIZAÇÃO COM CIMENTO

A utilização de aterros compactados exige custos adicionais associados ao transporte de materiais de aterro adequados (caso não haja material com as características necessárias disponível nas proximidades). Para tentar ultrapassar esta e outras limitações, têm vindo a ser implementadas soluções que recorrem à estabilização de solos com cimento (ou outros ligantes). Este tipo de solução

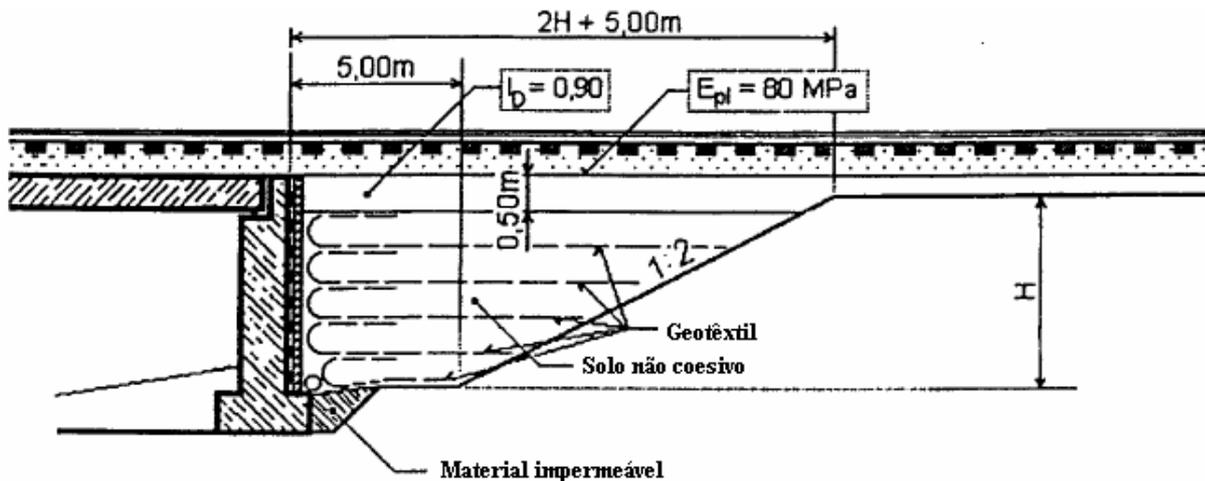


Figura 3.4 – Solução com aterro reforçado com geossintéticos (ERRI-D230.1, 1999)

3.3.7. INJEÇÕES

Para melhorar as características dos solos a utilizar nas cunhas de transição podem ainda recorrer-se a injeções. Esta tecnologia consiste em fazer penetrar no terreno um fluido que, num intervalo de tempo relativamente curto, adquire rigidez, formando com o terreno um material compósito de alta resistência e coesão.

3.3.8. OUTROS ASPECTOS

3.3.8.1. Drenagem

O sistema de drenagem é um aspecto muito importante para o funcionamento das cunhas de transição, já que evita que haja pressões laterais originadas pela acumulação de água no encontro da ponte. É comum que haja uma camada drenante no encontro da ponte (composta, por exemplo, por solo seleccionado, blocos de betão poroso ou geossintéticos). No tardoz do encontro deve ser garantida a evacuação das águas, através de tubos colectores de drenagem colocados no fundo.

Na Figura 3.5 está representado uma solução de drenagem tradicionalmente utilizada junto a encontros de pontes.

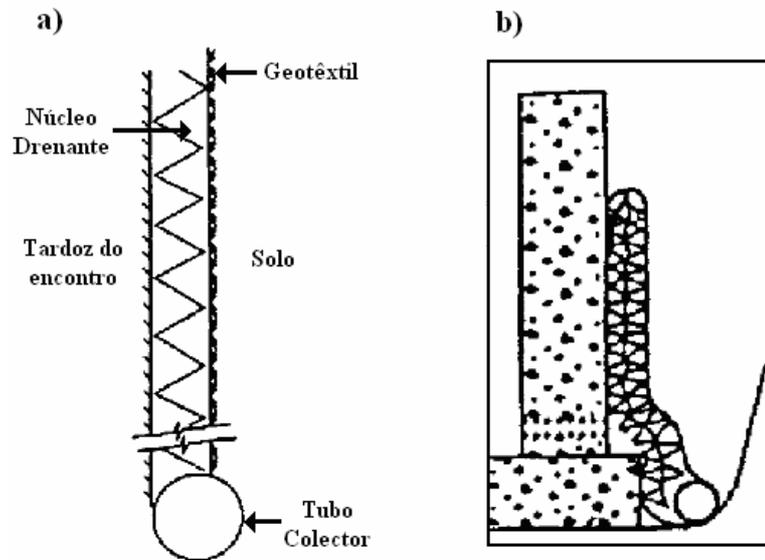


Figura 3.5 – Solução clássica de drenagem para encontros de pontes: a) componentes; b) instalação típica (ERRI-D230.1, 1999)

3.3.8.2. Aspectos Estruturais da Ponte

Nos pontos anteriores foram apresentadas diversas abordagens, em todas a problemática dos assentamentos diferenciais nas zonas de transição é solucionada com o melhoramento das condições da via fora da ponte. No entanto há aspectos estruturais da ponte com interferência significativa na geometria vertical da via na zona de transição.

Sendo a zona do encontro preferencialmente escolhida para a colocação de juntas de retracção, a geometria da via sobre esses pontos é afectada, surgindo rotações elevadas. Diversas imposições poderão ser tomadas, como por exemplo restrições ao comprimento em consola no encontro (adoptadas pela rede ferroviária suíça (ERRI-D230.1, 1999)). Na Figura 3.6 b) está representada a problemática associada às zonas em consola sobre o encontro, sendo o seu comprimento representado por S .

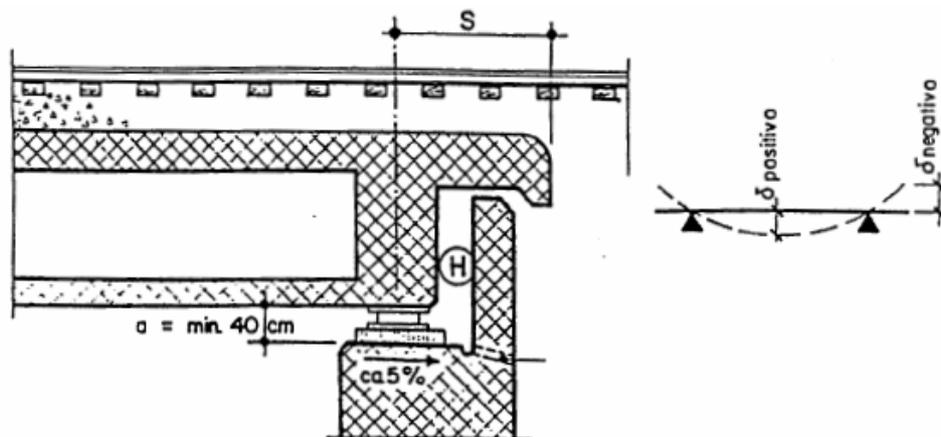


Figura 3.6 – Restrição do comprimento em consola (ERRI-D230.1, 1999)

Os aspectos relativos à ponte excedem o âmbito deste trabalho. Informações mais específicas relativas a esta matéria podem ser retiradas de bibliografia da especialidade, como o documento UIC 776-3 (1989), por exemplo.

3.3.8.3. Rigidez da Via

Para diminuir os efeitos de uma transição brusca de rigidez da estrutura de fundação da via-férrea, também é possível tomar medidas na própria superestrutura da via, de forma a suavizar a transição (Schooleman, 1996). Citando dois exemplos dentro de um vasto leque de possíveis medidas, pode-se recorrer a carris extra na zona de transição (Figura 3.7 b) ou a travessas sobredimensionadas junto aos encontros (Figura 3.7 a). A primeira solução passa por conferir à maior rigidez à flexão, enquanto que a segunda passa por variar gradualmente a rigidez vertical da via.

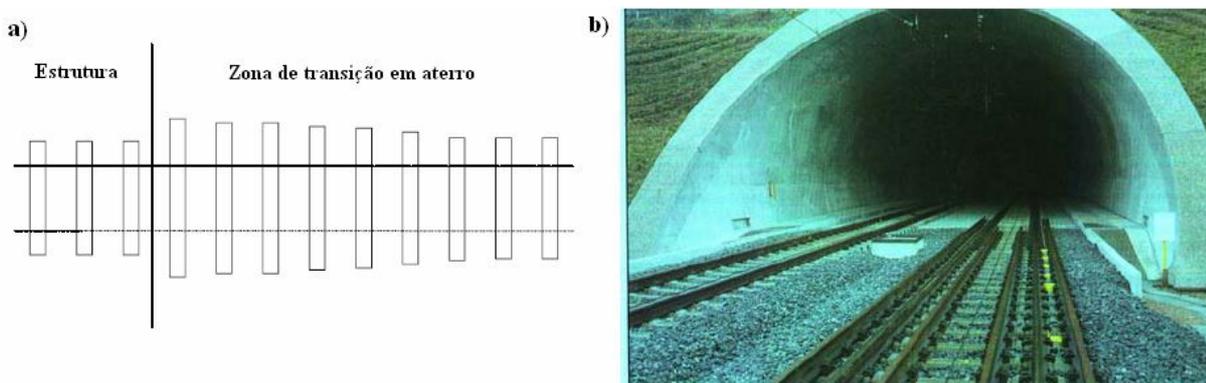


Figura 3.7 – Soluções alternativas: a) Travessas sobredimensionadas; b) Carris extra (Schooleman, 1996)

3.4. ASPECTOS RELATIVOS AO SOLO DE FUNDAÇÃO

Em alguns casos, o solo de fundação não tem as características técnicas necessárias para garantir condições satisfatórias no que diz respeito aos assentamentos, à estabilidade e à drenagem. Nestas circunstâncias é necessário alterar as suas características de forma a que adquiram as propriedades necessárias. Nestas condições estão incluídos solos da classe QS0 e QS1 (Quadro 3.1).

De acordo com ERRI D230 (1999), nas zonas de transição pode recorrer-se ao melhoramento do solo para reduzir os assentamentos totais e diferenciais, bem como conseguir uma transição gradual da rigidez entre a estrutura e a zona de transição.

Entre as metodologias de aplicação geral que podem ser utilizadas para melhorar ou reforçar o solo de fundação incluem-se (ERRI-D230.1, 1999):

- Solo reforçado com geossintéticos;
- Estabilização mecânica e/ou química (com ligantes);
- Injecções a grande pressão (como por exemplo com jet-grouting);
- Microestacas;
- Pregagens;
- Compactação e injeção de compensação.

No mesmo documento são ainda referidas algumas técnicas específicas para solos finos:

- Substituição de solo mole por material de aterro adequado, compactado preferencialmente camada a camada;
- Drenagem do subsolo, eventualmente complementada com electro-osmose;
- Pré-consolidação através da aplicação de cargas prévias, muitas vezes combinada com drenos verticais;
- Vibro-substituição, com colunas de brita;
- Colocação de estacas.

Muitas destas técnicas podem também ser utilizadas para executar as cunhas de transição, tal como referido em 3.3.

3.5. REABILITAÇÃO DE ATERROS EXISTENTES

As questões abordadas neste ponto são relativas não só a aterros em cunhas de transição, como também para aterros ditos “normais”.

Muitas vezes é necessário reabilitar vias-férreas já existentes e/ou proceder ao seu alargamento. Para isso deve tentar-se minimizar as interrupções ao tráfego e o tempo de obra. A escolha da técnica a utilizar depende por isso dos condicionamentos locais, do tipo de trabalho de reabilitação (temporário, a longo prazo ou permanente) e dos solos em causa.

No ERRI D230 (1999) estão incluídos quatro requisitos para o melhoramento dos materiais de aterro:

- Aumentar a capacidade de carga da fundação;
- Aumentar a estabilidade dos taludes;
- Conferir maior rigidez à via em aterro;
- Melhorar as características de permeabilidade do aterro e instalar e/ou reparar o sistema de drenagem.

Para este efeito podem ser utilizadas as tecnologias referidas anteriormente, isoladas ou de forma combinada.

4

MODELAÇÃO DINÂMICA DO SISTEMA VIA-COMBOIO

4.1. MODELAÇÃO DA VIA

Os primeiros modelos de via foram desenvolvidos com o intuito de calcular os valores de tensão que originam a deterioração dos componentes da via e, conseqüentemente, alteram a sua geometria vertical. Essas modelações eram mais vocacionadas para realizar o cálculo de forma estática. Hoje em dia o estudo da via submetida à passagem de comboios de alta velocidade requer a consideração de análises dinâmicas, uma vez que os efeitos dinâmicos têm grande influência no seu comportamento.

Quando submetida à passagem dos comboios, a via sofre deformações elásticas consideráveis sob os pontos de contacto com o veículo (rodas do comboio), tal como demonstrado na Figura 4.1. As deformações dependem das condições de apoio do carril, sendo muito maiores quando o apoio é mais flexível do que quando o apoio é mais rígido (como nos encontros de pontes). Sempre que houver uma alteração brusca das condições de flexibilidade dos apoios de um carril surgem deslocamentos diferenciais da via em extensões reduzidas.

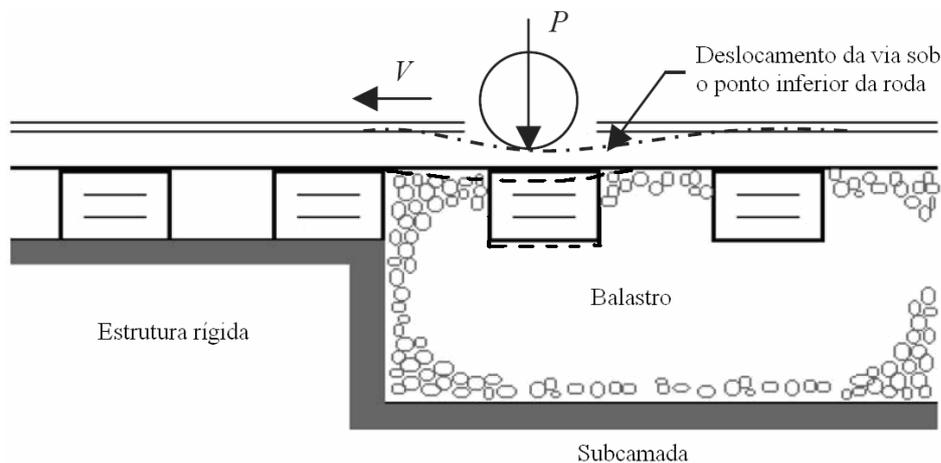


Figura 4.1 – Deformações em zonas de transição (adaptado de Lei, 2003)

Assim, a problemática associada às zonas de transição de vias-férreas pode ser simulada de forma bidimensional, considerando a via-férrea num plano longitudinal. A variação de rigidez pode ser

facilmente modelada num programa de elementos finitos, considerando alterações das características de deformabilidade dos elementos subjacentes à via.

O comportamento dinâmico da via sob acção de uma carga móvel pode ser simulada através do modelo analítico de Fryba (Schooleman, 1996). A superestrutura da via-férrea (carris, travessas e balastro) e o subbalastro são modelados como uma viga de Timoshenko apoiada em molas e amortecedores, que simulam o terreno de fundação. Para simular as variações de rigidez na zona de transição alteram-se as características de rigidez das molas (Schooleman, 1996). Na Figura 4.2 está representado o modelo de via referido.

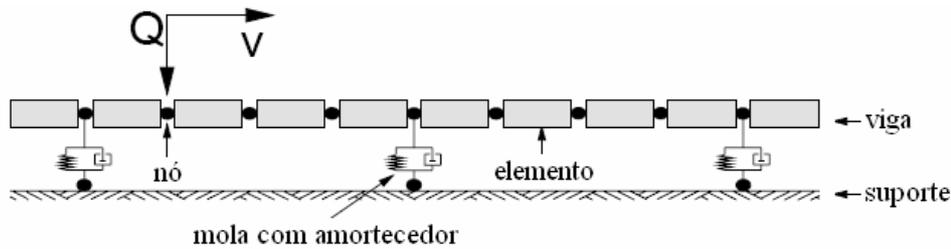


Figura 4.2 – Modelo de via adoptado por Schooleman (1996)

Um outro modelo eficaz para estudar as zonas de transição de vias-férreas passa por considerar os elementos constituintes da via através de elementos de viga. Nos elementos de viga que simulam os carris, na camada de balastro e na camada de subbalastro são admitidas rigidezes à flexão EI_r , EI_b e EI_{sb} e massas por unidade de comprimento m_r , m_b e m_{sb} . As travessas são simuladas como massas concentradas (M_t) e as palmilhas sobre as travessas simulam-se através de conjuntos mola-amortecedor (K_p e C_p). Para as camadas de balastro, subbalastro e de solo de fundação são consideradas molas (K_b , K_{sb} e K_s) e amortecedores (C_b , C_{sb} e C_s). Para simular a zona de transição consideram-se variações das características de rigidez (K_{s1} e K_{s2}) e amortecimento do solo (C_{s1} e C_{s2}). Na Figura 4.3 estão apresentados os referidos modelos.

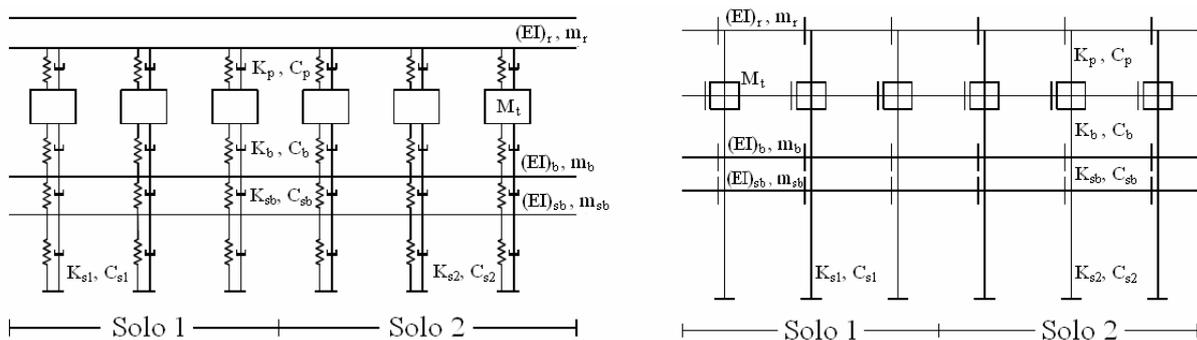


Figura 4.3 – Modelação da via com elementos de viga: a) Esquema; b) Elementos de viga (Ribeiro, 2007)

Uma forma alternativa de modelar a via nas zonas de transição passa por considerar os carris como elementos de viga com rigidez à flexão EI_r e massa m_r e as palmilhas como elementos mola-

amortecedor com rigidez K_p e amortecimento C_p . As restantes componentes da via são modeladas como elementos em estado plano de tensão, considerando:

- Travessas com características de elasticidade e massa volúmica (E_t , u_t e r_t);
- Balastro com características de elasticidade e massa volúmica (E_b , u_b e r_b);
- Subbalastro com características de elasticidade e massa volúmica (E_{sb} , u_{sb} e r_{sb});
- Solo com características de elasticidade e massa volúmica (E_s , u_s e r_s).

Para considerar a variação de rigidez ao nível das zonas de transição, admitem-se dois módulos de elasticidade distintos para os terrenos 1 e 2 (E_{s1} e E_{s2}). Na Figura 4.4 está apresentado o modelo descrito.

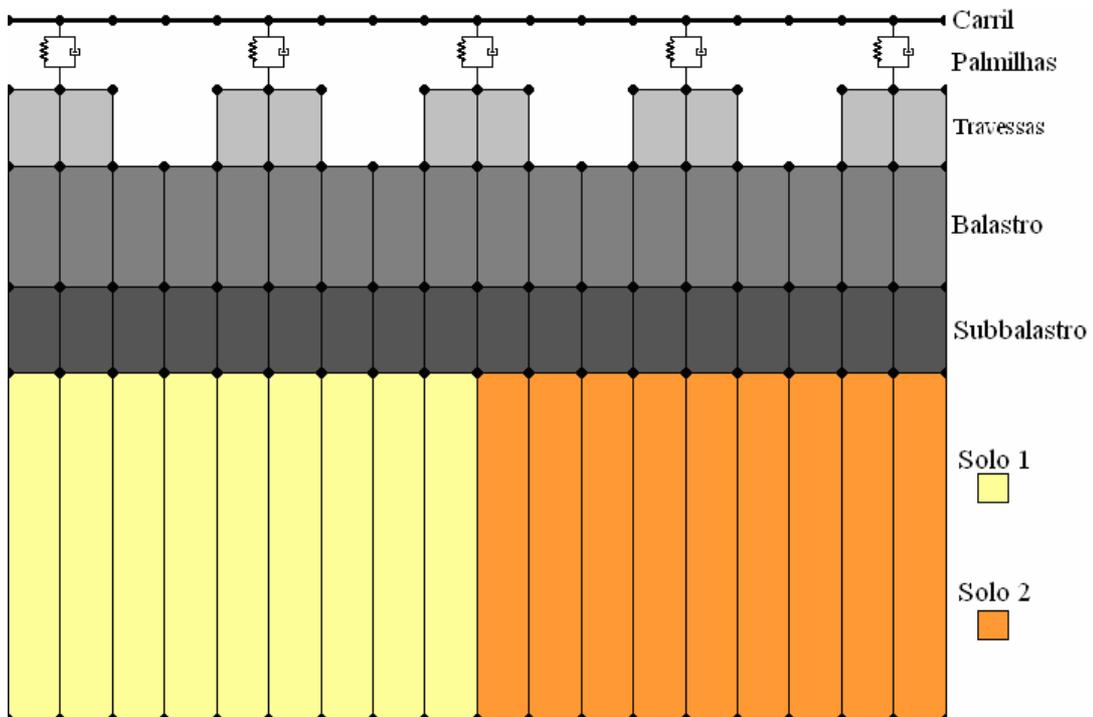


Figura 4.4 – Modelação da via com elementos de quatro nós em estado plano de deformação

4.2. MODELAÇÃO DO COMBOIO

As vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário são geralmente superiores às que existiriam caso se considerasse que o carregamento ocorria de forma estática. As vibrações devem-se à forma rápida e quase instantânea como se processa a aplicação das forças sobre a via resultante da passagem dos veículos a elevadas velocidades. Outras causas para as vibrações são a existência de irregularidades na geometria da via (o que tende a acontecer em zonas com transição brusca de rigidez) ou a existência de defeitos nas rodas dos veículos.

Para estudar a interacção entre o comboio e a via-férrea através de análises dinâmicas é necessário recorrer a modelos de veículos que traduzam o seu comportamento dinâmico de forma satisfatória.

Neste estudo foram considerados dois tipos de modelos: num deles as características dos comboios foram consideradas de uma forma mais simplificada, enquanto que no outro foram consideradas de forma mais completa.

4.2.1. MODELOS COMPLETOS

Na Europa existem em circulação três tipos de comboios de alta velocidade (comboios articulados, convencionais e regulares), que se distinguem entre si pelas características de ligação entre as diversas carruagens.

Os comboios articulados caracterizam-se por ter os bogies das carruagens partilhadas pelas carruagens adjacentes. O *EUROSTAR* é exemplo de um comboio articulado e está representado na Figura 4.5.

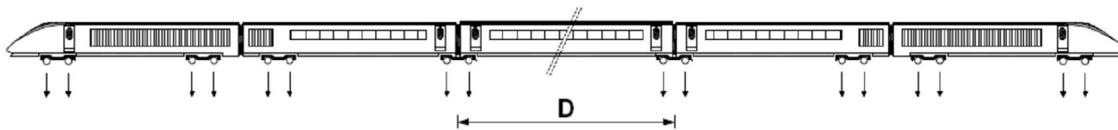


Figura 4.5 – Comboio do tipo articulado (Figueiredo, 2007)

Relativamente aos comboios convencionais, a sua particularidade está no facto de cada carruagem possuir dois bogies independentes. O *ICE2* é exemplo de um comboio convencional e está representado na Figura 4.6.

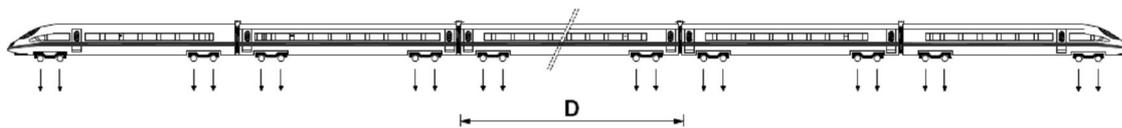


Figura 4.6 – Comboio do tipo convencional (Figueiredo, 2007)

Os comboios regulares, menos utilizados no panorama geral europeu, caracterizam-se por ter os bogies formados por um eixo único partilhado pelas carruagens adjacentes. Na Figura 4.7 está representado o *TALGO*, que é um exemplo de um comboio regular.

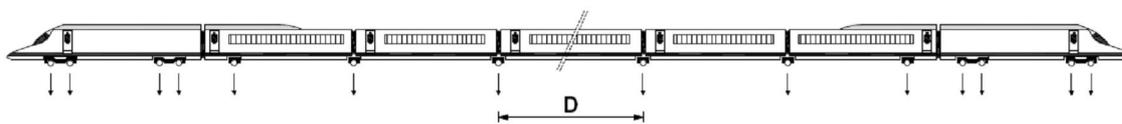


Figura 4.7 – Comboio do tipo regular (Figueiredo, 2007)

O modelo completo utilizado neste estudo é o do comboio *ICE2* (*Inter City Express 2*), que é um comboio convencional de alta velocidade que opera na rede ferroviária alemã, que atinge velocidades máximas de 310 km/h.



Figura 4.8 – Comboio *ICE2* da rede ferroviária alemã (Terfloth, 2007)

De acordo com a norma EN1991-2 (2003), relativa a pontes ferroviárias, devem ser realizadas análises dinâmicas tomando os valores característicos das cargas por eixo dos diversos comboios reais, sempre que a velocidade de circulação de projecto sobre a estrutura seja superior a 200 km/h. Como as zonas de transição entre obras-de-arte e aterros em vias-férreas de alta velocidade são locais particularmente sensíveis a vibrações, também aqui poderão ser tomados em consideração os valores característicos das cargas por eixo. Na Figura 4.9 está apresentado o esquema de cargas correspondente ao comboio *ICE2*.

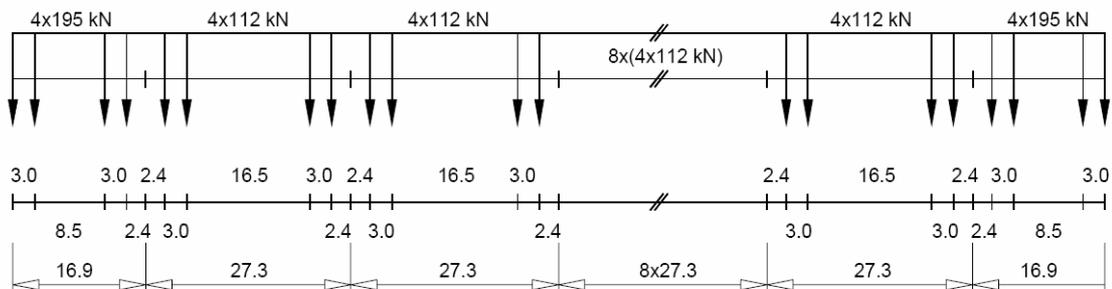


Figura 4.9 – Esquema de cargas do *ICE2* (EN1991-2, 2003)

Para avaliar o comportamento dinâmico de uma ponte é essencial considerar a passagem de todo o veículo, uma vez que a passagem a grandes velocidades das diversas cargas do comboio de forma cíclica tende a originar fenómenos de ressonância com a estrutura da ponte. Para zonas de transição entre a via em aterro e em ponte essa questão não é tão relevante, sendo por isso suficiente considerar a circulação da carga da locomotiva, uma vez que é para ela que as cargas por eixo são maiores e, conseqüentemente, mais prejudicial. Por esse motivo, neste trabalho apenas será considerado o modelo dinâmico da locomotiva do *ICE2*, que está representado na Figura 4.10.

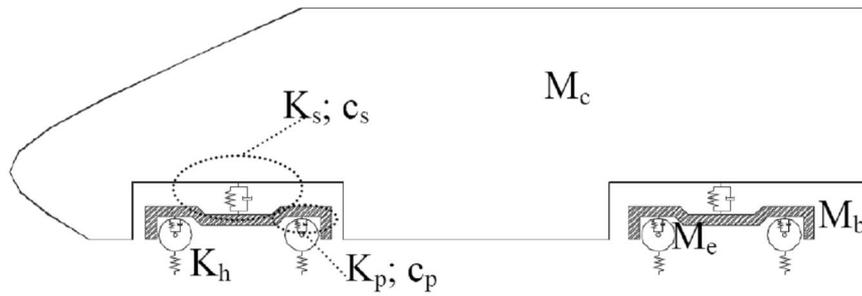


Figura 4.10 – Modelo dinâmico de locomotiva (Ribeiro, 2007)

Os elementos considerados na modelação dinâmica da locomotiva foram os seguintes:

- Corpo rígido, de massa M_c , para simular a caixa da locomotiva;
- Molas, com rigidez K_s , e amortecimento, e constante de amortecimento c_s , a simular as suspensões secundárias;
- Corpos rígidos, de massa M_b , a simular os bogies;
- Molas, com rigidez K_p , e amortecimento, e constante de amortecimento c_p , a simular as suspensões primárias;
- Massas concentradas, M_e , a simular o sistema rodas-eixo;
- Molas, de rigidez K_h , a simular a ligação entre a roda e o carril.

Para modelar a locomotiva e os referidos elementos no programa de cálculo automático ANSYS® recorreu-se a elementos de viga. Nessa modelação utilizaram-se elementos com rigidez à flexão elevada para simular a caixa e os bogies (elementos (1) e (2) da Figura 4.11), distribuindo as massas ao longo dos elementos de viga de maneira uniforme. Para representar as suspensões primárias e secundárias recorreu-se a elementos de viga com rigidez axial e amortecimento, mas sem massa e sem rigidez à flexão (elementos (4) e (5) da mesma figura). A massa dos sistemas eixo-rodas foi considerada através de massas concentradas em nós (3). A ligação entre as rodas e o carril foi simulada de forma idêntica às suspensões primárias e secundárias, mas considerando a componente do amortecimento nula (6). Na Figura 4.11 está apresentada o modelo dinâmico da locomotiva do ICE2, anteriormente descrita, com recurso a elementos de viga.

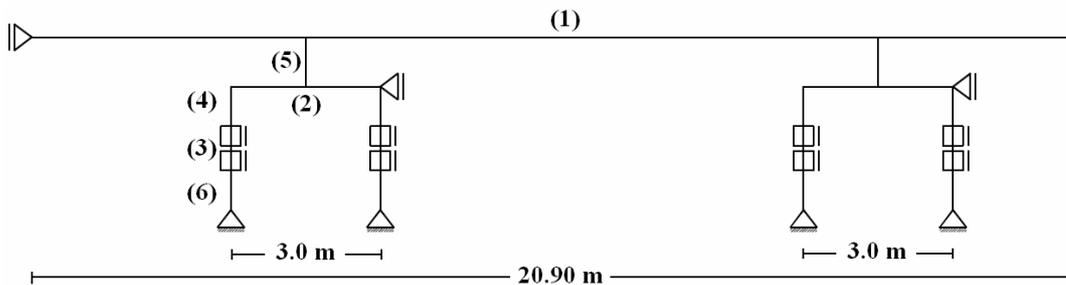


Figura 4.11 – Modelo dinâmico da locomotiva através de elementos de viga (Ribeiro, 2007)

4.2.2. MODELOS SIMPLIFICADOS

Também é usual recorrer a modelos simplificados para simular o comportamento dos comboios que, ao contrário dos modelos completos, apenas consideram os elementos dos veículos com maior interferência na interacção com a via.

Na Figura 4.12 estão novamente representados os modelos simplificados de comboio adoptados por Hunt (1996) (já referidos em 2.3.4).

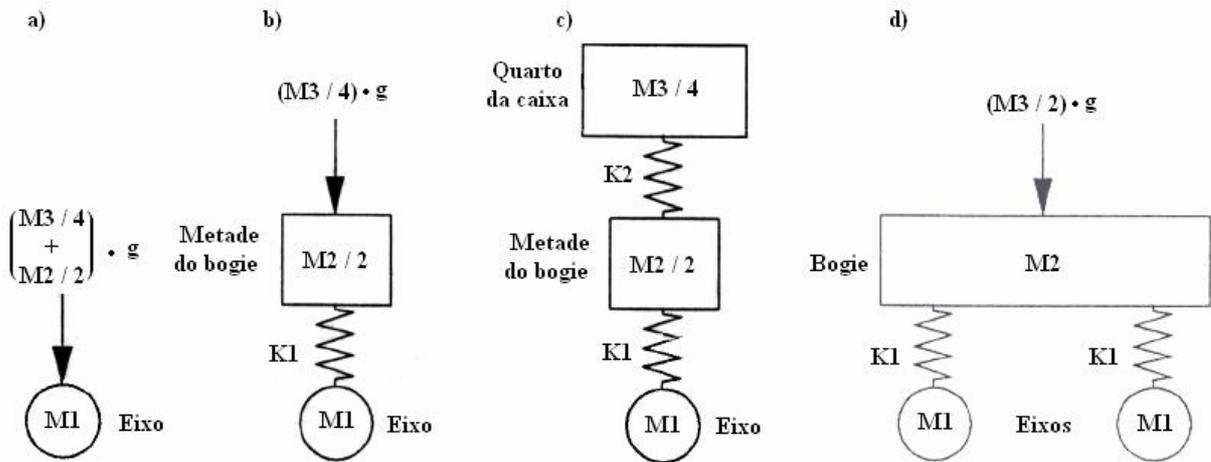


Figura 4.12 – Modelos simplificados de veículo: a), b) e c) Modelos com um só eixo; d) modelo com dois eixos (Hunt, 1996)

Para este estudo foi considerado um modelo simplificado do veículo semelhante ao apresentado na Figura 4.12 a), considerando apenas um sistema eixo-rodas da locomotiva do ICE2. Assim, o modelo dinâmico do comboio é composto por um só sistema massa-mola, apresentado na Figura 4.13.

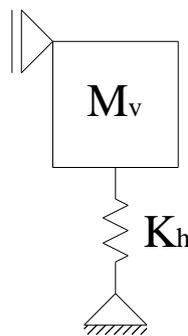


Figura 4.13 – Modelo de comboio simplificado

Neste modelo a rigidez da ligação entre a roda do veículo e o carril da via foi considerada através de molas com rigidez K_h . O parâmetro M_v da figura é a massa concentrada aplicada neste modelo, que corresponde à massa do sistema rodas-eixo do veículo, também designada por massa não suspensa.

Este modelo apenas permite estudar a interacção entre o veículo e a via, e por isso analisar a questão da segurança de circulação e degradação dos materiais componentes da via e do veículo (de acordo

com o referido em 3.1.1). No entanto, este modelo não considera o caixa do veículo e, como tal, não permite estudar a comodidade de circulação (que é avaliada em função da aceleração vertical máxima ao nível da caixa do veículo).

4.3. ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERACÇÃO VIA-COMBOIO

4.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Voltando a citar a norma EN1991-2 (2003), relativa a pontes e extrapolada para as zonas de transição, uma análise dinâmica sem consideração da interação entre a via e o comboio consiste em assumir a passagem do comboio através de um conjunto de cargas móveis. Desta forma está a ser assumido que os comboios se comportam como “estruturas infinitamente flexíveis” (Pinto, 2007) e, por isso, as acções verticais transmitidas pelo comboio à ponte têm uma grandeza constante.

Esta forma de abordar a questão poderá revelar-se extremamente vantajosa em diversos aspectos, como o tempo de cálculo (que é muito menor do que numa análise dinâmica com interação).

Outro aspecto positivo desta abordagem é a facilidade de implementação nos programas de cálculo automático comerciais, uma vez que não é necessário recorrer a elementos de contacto para simular a interação entre a via e o veículo, o que exige um nível de complexidade de modelação superior.

Por outro lado, assumir o comboio como um conjunto de cargas torna impossível a obtenção das acelerações nos diversos elementos que compõem o veículo. Para as zonas de transição, as acelerações verticais constituem um bom indicador do nível de segurança de circulação e do nível de conforto dos passageiros.

Outra desvantagem associada à aplicação da norma é a impossibilidade de estudar os efeitos dinâmicos que possam surgir no comboio, possibilitando alterações na resposta da via e do terreno de fundação. Como, para vias-férreas de alta velocidade as zonas de transição entre aterros e obras-de-arte são locais particularmente sensíveis a alterações da geometria vertical da via, esta desvantagem pode ser muito mais prejudicial do que em pontes.

4.3.2. EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

Uma análise dinâmica consiste na resolução das equações de equilíbrio dinâmico. Estas equações traduzem o equilíbrio das forças associadas a cada grau de liberdade da estrutura, em cada instante de tempo. Para cada ponto do domínio de estudo há quatro tipos de forças a actuar em cada instante (Pinto, 2007):

- Forças de inércia (F_i)
- Forças de amortecimento (F_c)
- Forças elásticas (F_e)
- Forças exteriores (F)

O equilíbrio é garantido pela expressão (4.1):

$$F_i(t) + F_c(t) + F_e(t) = F(t) \quad (4.1)$$

As forças de inércia (F_i) são obtidas pela equação (4.2):

$$F_i(t) = M \cdot \ddot{u} \quad (4.2)$$

Nesta equação M representa a matriz de massas da estrutura e \ddot{u} o vector de acelerações existente para cada instante de tempo.

Por sua vez as forças de amortecimento (F_c) são dadas por:

$$F_c(t) = C \cdot \dot{u} \quad (4.3)$$

Nesta equação C representa a matriz de amortecimento da estrutura e \dot{u} o vector das velocidades existente para cada instante.

As forças elásticas (F_e) são dadas por:

$$F_e(t) = K \cdot u \quad (4.4)$$

Nesta equação K é a matriz de rigidez da estrutura e u é o vector de deslocamentos em cada instante.

Recorrendo às equações (4.2), (4.3) e (4.4), a equação de equilíbrio dinâmico (4.1) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$M \cdot \ddot{u} + C \cdot \dot{u} + K \cdot u = F(t) \quad (4.5)$$

As matrizes de massa, amortecimento e rigidez são construídas a partir do espalhamento das matrizes elementares correspondentes. O vector de forças exteriores ($F(t)$) é obtido através da soma das contribuições das diversas cargas aplicadas.

4.3.3. CONSIDERAÇÃO DE CARGAS MÓVEIS

A consideração de cargas móveis no problema dinâmico é efectuada através da definição de funções de carga temporais nos nós inseridos no percurso das cargas (no caso em estudo são os nós que compõem o carril).

A determinação das funções de carga temporais engloba quatro etapas:

1. Definição dos nós que constituem o percurso das cargas móveis

2. Definição da posição de cada carga (P_k) em relação ao início do percurso, para o instante inicial de cálculo ($x_k(t_0)$)
3. Para um dado instante t , obtenção da posição das cargas sobre a estrutura ($x_k(t)$), que é obtida através da soma da posição inicial da carga ($x_k(t_0)$) com o espaço percorrido pelo comboio durante o intervalo de tempo t (equação (4.6)):

$$x_k(t) = x_k(t_0) + v \cdot t \quad (4.6)$$

4. Uma vez conhecida a posição das cargas para o instante t , esta é convertida para forças nodais equivalentes, através da equação (4.7):

$$P_i = P_k \cdot N_i(x_k) \quad (4.7)$$

Na equação (4.7), $N_i(x_k)$ é uma função de forma definida para o nó i da estrutura e é dada por:

$$\begin{cases} \frac{x_k - x_{i-1}}{L_{i-1,i}}, & \text{se } x_{i-1} \leq x_k \leq x_i \\ \frac{x_k - x_i}{L_{i,i+1}}, & \text{se } x_i \leq x_k \leq x_{i+1} \end{cases} \quad (4.8)$$

em que $L_{i-1,i}$ e $L_{i,i+1}$ são as distâncias entre os nós $i-1$ e i e entre os nós i e $i+1$, respectivamente.

Como concretização da ideia associada à aplicação de cargas através de forças nodais considerem-se dois nós adjacentes (n e $n+1$), distanciados entre si $L_{n,n+1}$. Ambos estão integrados no percurso de uma carga móvel vertical F , aplicada em incrementos de tempo Dt , a circular a uma velocidade V constante, que é dada por:

$$V = \frac{L_{n,n+1}}{3\Delta t} \quad (4.9)$$

A aplicação da força vertical F é realizada através de forças nodais equivalentes que sofrem uma evolução temporal de acordo com o esquema representado na Figura 4.14:

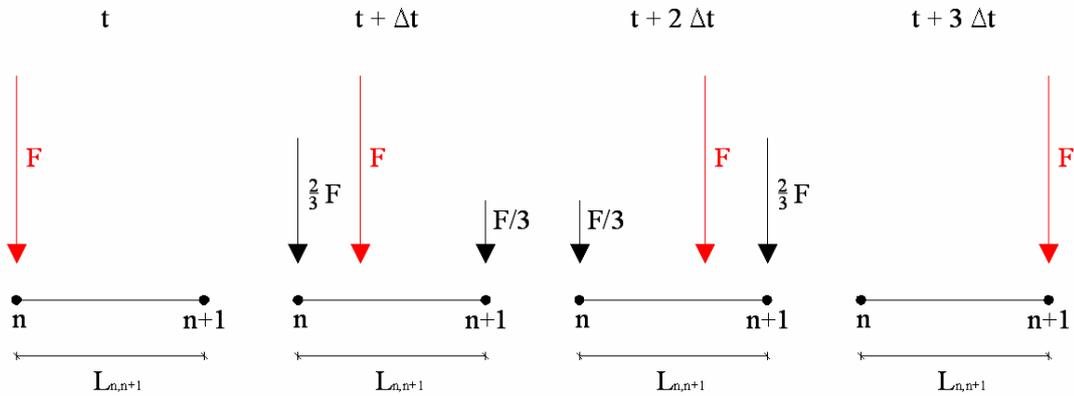


Figura 4.14 – Progressão da força F entre os nós n e $n+1$

Sendo t o instante em que a força é aplicada directamente no nó n , a função de carga temporal do nó n é apresentada no Quadro 4.1:

Quadro 4.1 – Função de carga temporal do nó n

t	$F_n(t)$
t_0	0
...	...
$t-3Dt$	0
$t-2Dt$	$1/3 F$
$t-Dt$	$2/3 F$
t	F
$t+Dt$	$2/3 F$
$t+2Dt$	$1/3 F$
$t+3Dt$	0
...	...
t_{final}	0

4.3.4. RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO DINÂMICO

4.3.4.1. Métodos de Integração Directa – Método de Newmark

Para resolver a equação de equilíbrio dinâmico podem ser usados métodos de integração directa. Segundo estas metodologias a velocidade e o deslocamento para o instante $(t+Dt)$ são obtidos através dos seus valores no instante t , acrescidos do valor do respectivo integral. Assim o conceito está associado a duas expressões (Chopra, 1995):

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + \int_0^{\Delta t} \ddot{u}(\delta) \cdot d\delta \quad (4.10)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \int_0^{\Delta t} \dot{u}(\delta) \cdot d\delta \quad (4.11)$$

Para resolver as análises tem de ser definida a forma como a aceleração varia para um dado tempo, uma vez que é esta que vai ditar a variação da velocidade, para que as equações (4.10) e (4.11) possam ser aplicadas no instante seguinte.

O método de Newmark é uma metodologia de integração directa implícita, que desenvolve os integrais presentes nas referidas expressões da seguinte forma:

$$\dot{u}(t + \Delta t) = \dot{u}(t) + (1 - \gamma) \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}(t) + \gamma \cdot \Delta t \cdot \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (4.12)$$

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \Delta t \cdot \dot{u}(t) + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \cdot \Delta t^2 \cdot \ddot{u}(t) + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot \ddot{u}(t + \Delta t) \quad (4.13)$$

Para o método de Newmark a estabilidade e a precisão são controladas por intermédio dos parâmetros γ e β . O método torna-se incondicionalmente estável quando (Chopra, 1995):

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \quad (4.14)$$

Em termos de dissipação algorítmica, a máxima eficiência é atingida para:

$$\beta = \frac{1}{4} \cdot \left(\gamma + \frac{1}{2}\right)^2 \quad (4.15)$$

O referido método só exhibe precisão de segunda ordem quando se toma $\gamma = \frac{1}{2}$, o que corresponde a tomar $\beta = \frac{1}{4}$. Quando são admitidos estes valores para os parâmetros de estabilidade e precisão, o método é designado por método da aceleração média constante.

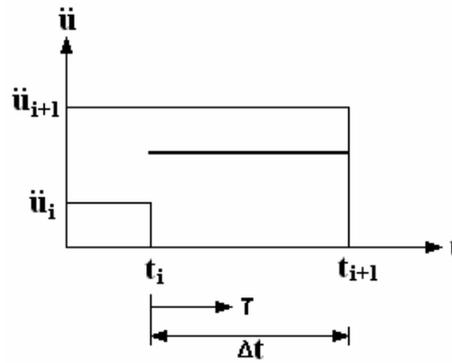


Figura 4.15 – Método da aceleração média constante (Chopra, 1995)

A escolha do incremento de tempo (Δt), que define a progressão temporal para a resolução de equilíbrio dinâmico, é realizada com o propósito de assegurar uma adequada representação dos primeiros modos de vibração, que normalmente são os que mais contribuem para a resposta da estrutura. O valor do incremento de tempo deve ser suficientemente reduzido para que a frequência da resposta seja captada. Recomenda-se que sejam considerados 20 instantes de tempo por cada ciclo de resposta (ANSYS®, 2004), o que significa que o incremento de tempo deve ser de:

$$\Delta t \approx \frac{1}{20 \cdot f} \quad (4.16)$$

em que f é a frequência de resposta. Para considerar o amortecimento em métodos de integração directa recorre-se usualmente à matriz de amortecimento proposta por Rayleigh (Clough, 1975). Esta matriz resulta da combinação linear das matrizes de rigidez e de massa, de acordo com a equação (4.17):

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (4.17)$$

A constante de massa α é inversamente proporcional à frequência de vibração da estrutura, enquanto que a constante de rigidez β é directamente proporcional a esta grandeza. Desenvolvendo a equação (4.17) para o modo de vibração n , é obtida a equação (4.18):

$$\xi_n = \frac{\alpha}{2 \cdot \omega_n} + \frac{\beta \cdot \omega_n}{2} \quad (4.18)$$

Para uma dada estrutura a relação entre o amortecimento de Rayleigh e as suas frequências de vibração seguem a curva apresentada na Figura 4.16.

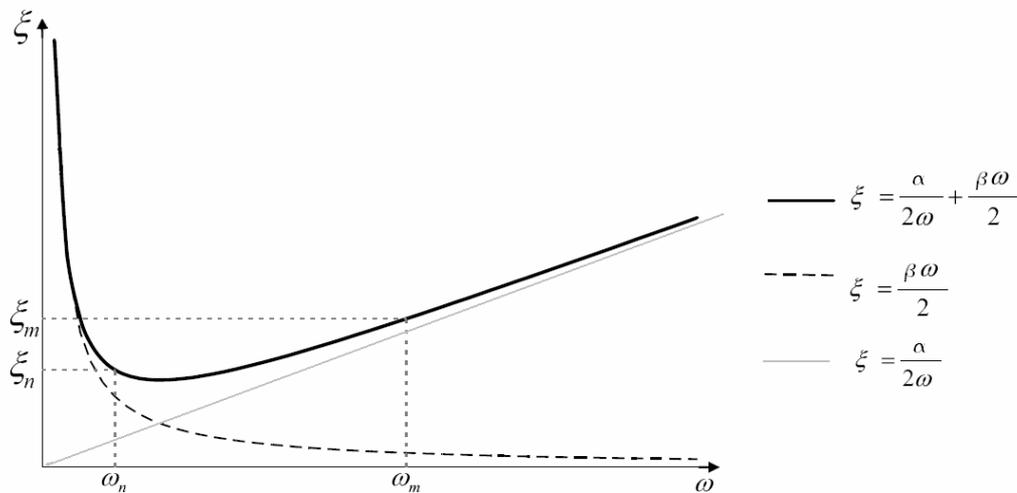


Figura 4.16 – Amortecimento de Rayleigh (Clough, 1975)

Caso sejam conhecidos os coeficientes de amortecimento associados a dois modos de vibração da estrutura, as constantes de amortecimento α e β podem ser obtidos através da equação (4.19):

$$\begin{bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \cdot \begin{bmatrix} \frac{1}{\omega_m} & \omega_m \\ \frac{1}{\omega_n} & \omega_n \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \alpha \\ \beta \end{bmatrix} \tag{4.19}$$

4.3.4.2. Método da Sobreposição Modal

4.3.4.2.1 – Considerações Gerais

O método da sobreposição modal é uma abordagem alternativa para a resolução do sistema de equações diferenciais de equilíbrio dinâmico. Este método de cálculo requer uma análise modal realizada previamente.

4.3.4.2.2 – Análise Modal

Análise modal é uma técnica usada para determinar as características de vibração de uma estrutura, nomeadamente as suas frequências naturais, as formas de cada modo de vibração e a contribuição de cada modo na vibração global da estrutura.

Para identificar as frequências de vibração de um determinado sistema, é realizada uma análise dinâmica em regime livre e sem amortecimento. Assim, as equações de equilíbrio dinâmico resumem-se à equação:

$$[M] \cdot \ddot{u} + [K] \cdot u = 0 \quad (4.20)$$

Admite-se que o movimento de uma estrutura, a vibrar com uma dada frequência p , é do tipo harmónico, sendo por isso traduzido por uma expressão do seguinte tipo:

$$u(t) = \{v\} \cdot \cos(p \cdot t - \phi) \quad (4.21)$$

Na expressão anterior, o vector $\{v\}$ representa a configuração deformada da estrutura, p é a frequência de vibração para um dado modo e F é a fase.

Derivando a equação (4.21) duas vezes em ordem ao tempo é obtida a expressão das acelerações em função do tempo (equação (4.22)):

$$\ddot{u}(t) = -p^2 \cdot \{v\} \cdot \cos(p \cdot t - \phi) \quad (4.22)$$

Substituindo os parâmetros u e \ddot{u} , presentes na equação de equilíbrio dinâmico (expressão (4.20)), pelas expressões (4.21) e (4.22) obtém-se a equação (4.25):

$$-p^2 \cdot [M] \cdot \{v\} \cdot \cos(p \cdot t - \phi) + [K] \cdot \{v\} \cdot \cos(p \cdot t - \phi) = \{0\} \quad (4.23)$$

$$\Leftrightarrow -p^2 \cdot [M] \cdot \{v\} + [K] \cdot \{v\} = \{0\} \quad (4.24)$$

$$\Rightarrow [K - p^2 \cdot M] \cdot \{v\} = \{0\} \quad (4.25)$$

Para que o sistema de equações tenha uma solução não trivial (diferente de $\{v\} = 0$), o determinante de $[K - p^2 M]$ terá de se anular. Então a determinação dos modos de vibração e respectivas frequências passa por um problema de determinação de valores e vectores próprios. Os valores próprios correspondem às frequências e os vectores próprios correspondem aos modos de vibração, havendo assim um modo de vibração $\{v_n\}$ a corresponder a cada frequência de vibração p_n .

De acordo com o (ANSYS[®], 2005), para extrair as frequências de vibração e os modos a estas associados é normalmente utilizado o método de Lanczos. Este método demonstra-se eficaz quando se pretende extrair um elevado número de modos de vibração (superior a 40), tal como sucede na maioria dos casos associados à engenharia civil. A metodologia de Lanczos tem-se demonstrado eficiente quando se utilizam modelos mais complexos, que misturam elementos de viga em simultâneo com elementos sólidos ou outros tipos de elementos (ANSYS[®], 2005).

4.3.4.2.3 – Aplicação do Método da Sobreposição Modal

De acordo com o método da sobreposição modal, a deformada de uma estrutura caracterizada no espaço real passa a ser definida apenas no espaço modal de acordo com a seguinte relação (Clough, 1975):

$$u(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot y_i(t) \quad (4.26)$$

Na expressão anterior F_i é o i -ésimo modo de vibração da estrutura, com frequência de vibração ω_i , e $y_i(t)$ é a respectiva coordenada modal. As velocidades e acelerações de vibração são dadas respectivamente pelas equações:

$$\dot{u}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot \dot{y}_i(t) \quad (4.27)$$

$$\ddot{u}(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot \ddot{y}_i(t) \quad (4.28)$$

Ao reescrever a equação de equilíbrio dinâmico (equação (4.5)), substituindo a posição, velocidade e aceleração pelas equações (4.26), (4.27) e (4.28) obtém-se:

$$M \cdot \left(\sum_{i=1}^N \phi_i \cdot y_i(t) \right) + C \cdot \left(\sum_{i=1}^N \phi_i \cdot \dot{y}_i(t) \right) + K \cdot \left(\sum_{i=1}^N \phi_i \cdot \ddot{y}_i(t) \right) = F(t) \quad (4.29)$$

Tendo em conta as condições de ortogonalidade dos modos de vibração e pré-multiplicando a expressão anterior por F_n^T , pode ser obtida a equação:

$$M_n \cdot \ddot{y}_n(t) + C_n \cdot \dot{y}_n(t) + K_n \cdot y_n(t) = F_n(t) \quad (4.30)$$

Na equação (4.30) M_n , C_n , K_n e $F_n(t)$ são, respectivamente, a massa, o amortecimento, a rigidez e as forças nodais para o modo de vibração de ordem n . Estes parâmetros são obtidos através das equações:

$$M_n = \phi_n^T \cdot M \cdot \phi_n \quad (4.31)$$

$$C_n = \phi_n^T \cdot C \cdot \phi_n \quad (4.32)$$

$$K_n = \phi_n^T \cdot K \cdot \phi_n \quad (4.33)$$

$$F_n(t) = \phi_n^T \cdot F(t) \quad (4.34)$$

A equação de equilíbrio dinâmico expressa pela equação (4.30) tem como única incógnita a coordenada modal y_n e, conseqüentemente, o problema resume-se à resolução de um sistema de equações com um grau de liberdade.

São assim obtidas N equações desligadas entre si com um grau de liberdade. A sua resolução permite obter os respectivos valores das coordenadas modais (y_1 a y_N).

Aplicando a equação (4.29), isto é, sobrepondo as deformadas relativas a cada uma das N equações com um grau de liberdade, é obtida a deformada do sistema real.

A equação (4.29) pressupõe que a matriz de amortecimento é ortogonal relativamente aos modos de vibração, o que nem sempre é válido. Caso seja especificado o coeficiente de amortecimento para cada modo de vibração esta questão não se coloca. Sejam ξ_n o coeficiente de amortecimento considerado para um modo de vibração n e ω_n a aceleração angular da estrutura para esse mesmo modo. Neste caso, a matriz de amortecimento a aplicar na equação de equilíbrio dinâmico é a obtida através da equação:

$$C = M \cdot \left(\sum_{n=1}^N \frac{2 \cdot \xi_n \cdot \omega_n}{M_n} \cdot \phi_n \phi_n^T \right) \cdot M \quad (4.35)$$

Nesta equação, a aceleração angular da estrutura para o modo de vibração n é dada pela equação:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_n}{M_n}} \quad (4.36)$$

4.4. ANÁLISE DINÂMICA COM INTERACÇÃO VIA-COMBOIO

4.4.1. ANÁLISE DINÂMICA COMPLETA

Realizar uma análise dinâmica completa da interacção entre a via e o veículo é seguramente a abordagem que fornece resultados mais precisos, tanto no estudo do comportamento do conjunto formado pela via e pelo terreno de fundação, como também no estudo do comportamento do próprio veículo.

No entanto, análises dinâmicas completas requerem programas de cálculo informático especializado (como o *FEMIX*[®] ou o *ANSYS*[®]) e por isso não podem ser realizadas nos programas de cálculo automático usualmente utilizados em engenharia civil.

Outra desvantagem associada a esta metodologia de análise é a questão do tempo de cálculo, que é consideravelmente elevado quando comparado com o tempo de cálculo de uma análise dinâmica em que a interação entre a via e o veículo não seja considerada.

De seguida descrevem-se de forma breve as metodologias utilizadas pelo *FEMIX*[®] e pelo *ANSYS*[®] no tratamento deste tipo de problemas.

A metodologia aplicada pelo *FEMIX*[®] para realizar análises dinâmicas completas tem como base a consideração de duas estruturas independentes (veículo e via), calculadas simultaneamente ao longo do tempo. Assim as equações de equilíbrio dinâmico da via e do veículo são consideradas de forma separada, através do sistema de equações (4.37):

$$\begin{bmatrix} M_V & 0 \\ 0 & M_C \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \ddot{u}_V(t) \\ \ddot{u}_C(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_V & 0 \\ 0 & C_C \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \dot{u}_V(t) \\ \dot{u}_C(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_V & 0 \\ 0 & K_C \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_V(t) \\ u_C(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_V(t) \\ F_C(t) \end{bmatrix} \quad (4.37)$$

Nas matrizes e vectores presentes na equação (4.38), o índice *V* é relativo à via e o índice *C* ao comboio.

Em cada passo de integração no domínio do tempo (*t*) recorre-se a um processo iterativo, de forma a promover a compatibilização dos dois sistemas estruturais. Para cada iteração (*i*) o cálculo é realizado de acordo com os seguintes passos (Delgado, 1997):

1. As cargas rolantes correspondentes aos eixos do comboio são aplicadas na via. A grandeza de cada carga é dada por:

$$F(t) = F_{stat} + F_{dyn}^{i-1}(t) \quad (4.38)$$

Na expressão anterior, F_{stat} é a componente estática da força de interação, que é constante ao longo do tempo (e corresponde à força aplicada na análise dinâmica sem interação via-veículo), e $F_{dyn}^{i-1}(t)$ é a componente dinâmica da força de interação relativa à iteração anterior (para a primeira iteração corresponde a $F_{dyn}(t-Dt)$).

A conversão das cargas rolantes em forças nodais é realizada de forma análoga à apresentada anteriormente, relativamente à análise dinâmica sem interação via-comboio.

Da resolução das equações de equilíbrio dinâmico relativas à via são obtidos os deslocamentos nodais. Por sua vez, a partir dos deslocamentos nodais são calculados os deslocamentos existentes na via sob as cargas rolantes ($u_V^i(t)$).

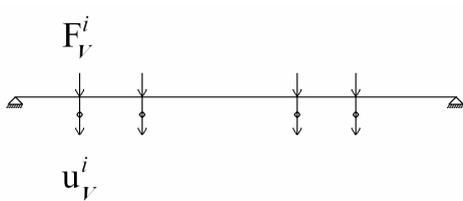
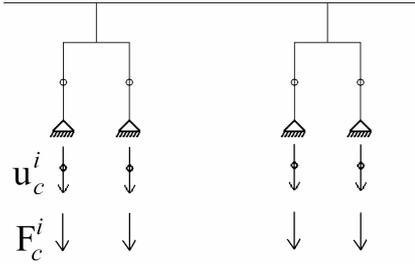
2. Para o mesmo instante de cálculo submete-se o comboio à acção dos assentamentos de apoio ($u_c^i(t)$), que corresponde a $u_v(t-Dt)$ para a primeira iteração.
Da resolução do sistema de equações relativas ao comboio resultam as reacções de apoio $F_c^i(t)$ para cada eixo do comboio, que constituem o conjunto das componentes dinâmicas das diversas forças de interacção (F_{dyn}^i) a aplicar à via na iteração seguinte, se necessário.
3. No final de cada iteração é utilizado um critério de convergência que considera somente as componentes dinâmicas das forças de interacção relativas à iteração corrente (i) e à anterior ($i-1$). O referido critério aplica o seguinte quociente:

$$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)} \quad (4.39)$$

Caso o quociente anterior seja superior a uma dada tolerância os passos 1, 2 e 3 terão que ser novamente realizados para a iteração seguinte ($i+1$). Caso contrário é considerado que os dois subsistemas estruturais estão compatibilizados e o cálculo procede para o instante de tempo seguinte.

No Quadro 4.2 está esquematizada a metodologia associada às análises dinâmicas completas.

Quadro 4.2 – Metodologia que considera a interacção via-comboio (Calçada, 1995)

	Via	Comboio
Esquema		
Acção	$F_v^i(t) = F_{stat} + F_{dyn}^{i-1}(t)$	$u_c^i(t) = u_v^i(t)$
Resultado	$U^i(t) = u_v^i(t)$	$F_{dyn}^i(t) = F_c^i(t)$
Critério de Convergência	$\frac{F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)}{F_{dyn}^{i-1}(t)}$	Se < tolerância → t+Dt Se > tolerância → i+1

Para considerar o contacto entre dois sistemas estruturais em simultâneo, o programa de cálculo automático *ANSYS*[®] recorre a algoritmos de contacto. Para isso tem que haver identificação prévia de potenciais faces de contacto, definição dos elementos de contacto e dos elementos que são potenciais alvos do contacto (Ribeiro, 2008).

Como neste estudo a interacção entre os eixos do comboio e a via-férrea é realizada num plano bidimensional longitudinal, o elemento de contacto é modelado como um nó (correspondente ao ponto inferior do sistema rodas-eixo do comboio) e os elementos potencialmente alvos do contacto são modelados como linhas (que correspondem aos elementos de viga que simulam os carris). O contacto propriamente dito ocorre quando os elementos de contacto penetram nos elementos alvo. O *ANSYS*[®] tem pré-definidos elementos tipo *CONTA175* e elementos tipo *TARGE169*. Os primeiros consideram o contacto como nó para superfície e os últimos consideram os elementos alvo como um segmento de recta.

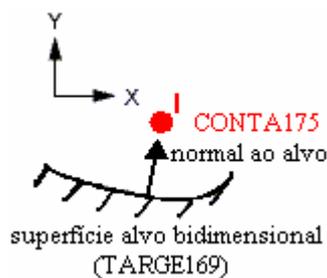


Figura 4.17 – Esquema de funcionamento dos elementos de contacto (*ANSYS*[®], 2005)

A elevada rigidez existente no contacto entre a roda e o carril é susceptível de causar instabilidade numérica. Por esse motivo, para interacções do tipo via-comboio é recomendado o uso do método lagrangeano aumentado, uma vez que este método garante a existência de estabilidade numérica (*ANSYS*[®], 2005).

O uso de algoritmos de contacto num modelo de elementos finitos considera um conjunto de equações não lineares. Para as resolver estas equações é aplicado o método de Newton-Raphson.

4.4.2. ANÁLISE DINÂMICA SIMPLIFICADA

Numa análise dinâmica com interacção realizada de forma simplificada as duas estruturas independentes (comboio e via) são calculadas separadamente. Assim os cálculos dos efeitos de interacção podem ser realizados com recurso aos programas de cálculo automático habitualmente utilizados na engenharia civil.

O primeiro modelo a ser estudado é o que engloba a via e seu terreno de fundação. A análise dinâmica da via é realizada da forma anteriormente descrita para a análise dinâmica sem interacção:

1. A passagem do comboio é modelada através de um conjunto de cargas móveis constantes, que representam as cargas por eixo do comboio, ao abrigo da norma EN1991-2 (2003) (referido com mais detalhe em 4.2.1).

2. As cargas móveis são aplicadas no modelo através de forças nodais equivalentes, com recurso a funções de carga temporais nos nós integrados no percurso das cargas (ver secção 4.3.3).
3. As equações de equilíbrio dinâmico são resolvidas através de métodos de integração directa, como o método de Newmark, ou através do método da sobreposição modal (descritos em 4.3.4.1 e 4.3.4.2, respectivamente).

Depois de realizada a análise dinâmica da via é necessário obter as funções de deslocamento vertical a aplicar no modelo do comboio. Estas funções não podem ser obtidas directamente da análise anterior, uma vez que apenas é possível extrair os deslocamentos nodais.

Para obter os deslocamentos verticais sob as cargas móveis, que anteriormente foram aplicadas ao modelo da via, é necessário extrair para ficheiros de dados os deslocamentos e rotações nodais relativos aos nós integrados no percurso de cargas (localizados no carril), para cada instante, e aglomerar todos os dados numa folha de cálculo (como o *EXCEL*[®]).

Para obter os deslocamentos verticais num ponto qualquer da via é necessário aplicar funções interpoladoras. Para as aplicar é necessário saber entre que nós (ou sobre que nó) se situam as cargas para um determinado instante. Uma vez que os dados estão aglomerados numa folha de cálculo, é relativamente simples, para cada instante, determinar os nós mais próximos dos diferentes pontos de aplicação das cargas e os respectivos deslocamentos e rotações.

Neste estudo foi utilizada a interpolação hermitiana. Considerando L a distância entre dois nós adjacentes 1 e 2 (pertencentes à viga que simula o carril), sabendo ainda que para um dado instante a carga foi aplicada num ponto localizado entre os nós 1 e 2, pode-se recorrer ao referencial apresentado na Figura 4.18:

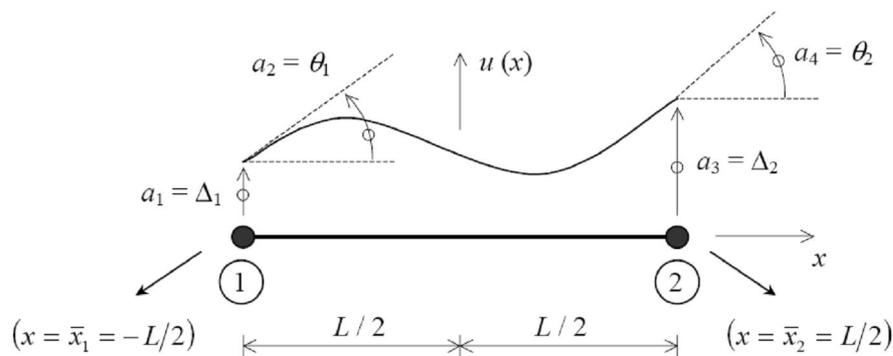


Figura 4.18 – Interpolação hermitiana num elemento unidimensional de dois nós (Azevedo, 2003)

Na Figura 4.18, a_1 e a_2 representam respectivamente o deslocamento vertical e a rotação do nó 1 (D_1 e Q_1) e a_3 e a_4 representam o deslocamento vertical e a rotação do nó 2 (D_2 e Q_2). A coordenada do ponto onde é aplicada a força é x , de acordo com o referencial da figura.

Para obter os deslocamentos do ponto de coordenada x é necessário afectar os deslocamentos generalizados (a_1 , a_2 , a_3 e a_4) pelas funções de forma apresentadas em (4.40), (4.41), (4.42) e (4.43) (Azevedo, 2003):

$$N_1(x) = \frac{1}{2} - \frac{3}{2L} \cdot x + \frac{2}{L^3} \cdot x^3 \quad (4.40)$$

$$N_2(x) = \frac{L}{8} - \frac{1}{4} \cdot x - \frac{1}{2L} \cdot x^2 + \frac{1}{L^2} \cdot x^3 \quad (4.41)$$

$$N_3(x) = \frac{1}{2} + \frac{3}{2L} \cdot x - \frac{2}{L^3} \cdot x^3 \quad (4.42)$$

$$N_4(x) = -\frac{L}{8} - \frac{1}{4} \cdot x + \frac{1}{2L} \cdot x^2 + \frac{1}{L^2} \cdot x^3 \quad (4.43)$$

Assim, para cada eixo do comboio e para cada instante de cálculo, os deslocamentos verticais a impor no modelo do comboio são obtidos através da expressão:

$$u_y(t) = a_1(t) \cdot N_1(t) + a_2(t) \cdot N_2(t) + a_3(t) \cdot N_3(t) + a_4(t) \cdot N_4(t) \quad (4.44)$$

Os apoios verticais do modelo do comboio representam os pontos em que os diversos sistemas rodas-eixo do comboio estão em contacto com a via. Ao impor as funções de deslocamento vertical (obtidas através da equação (4.44)) a cada um dos apoios do modelo do comboio estão a ser simuladas os movimentos verticais existentes ao nível do carril, tal como se o comboio estivesse em circulação.

Ao realizar uma análise dinâmica no modelo do comboio, com as equações de equilíbrio dinâmico a serem resolvidas com o procedimento anteriormente adoptado para a análise da via, podem ser obtidos diversos parâmetros relativos ao comboio. Do referido conjunto de parâmetros são particularmente interessantes as reacções ao nível do apoio (que permitem obter as forças de interacção dinâmicas no contacto entre a roda e o carril), as acelerações verticais ao nível dos sistemas eixo-rodas (que permitem avaliar a segurança de circulação do comboio) e as acelerações verticais ao nível da caixa (que permitem avaliar o nível de conforto dos passageiros).

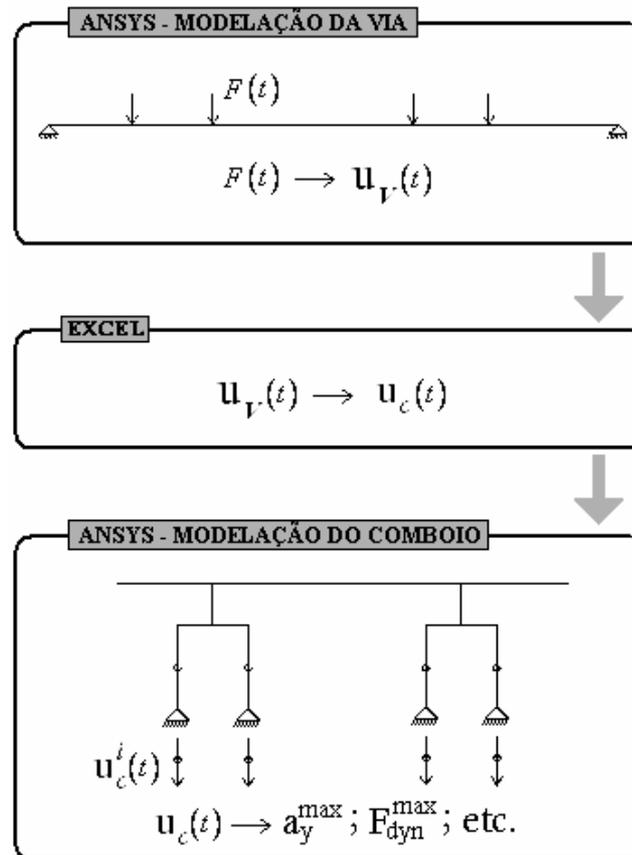


Figura 4.19 – Diagrama esquemático da metodologia simplificada

Realizar uma análise dinâmica com interacção através desta abordagem pode ser extremamente vantajoso, uma vez que são aglomeradas todas as vantagens das análises dinâmicas sem interacção e muitas vantagens das análises dinâmicas completas com interacção.

Tal como para as análises dinâmicas sem interacção, as análises dinâmicas simplificadas com interacção entre a via e o veículo têm tempos de cálculo reduzidos (o tempo de cálculo para o modelo da via é exactamente o mesmo e o tempo de cálculo para o modelo do comboio é reduzido, uma vez que o modelo é extremamente simples).

Como as análises não são realizadas em simultâneo e, por isso não recorrem a elementos de elevado grau de complexidade, tanto o modelo da via como o modelo do comboio podem ser analisados com recurso aos programas de cálculo automático normalmente utilizados na engenharia civil. Esta vantagem é também observada para as análises sem interacção e com interacção simplificada.

As análises simplificadas importam das análises completas a vantagem de poderem ser determinados diversos parâmetros reveladores do comportamento do comboio (como acelerações nodais e ao nível do elemento ou forças de interacção dinâmicas existentes ao nível do apoio, por exemplo).

Comparando o grau de precisão das duas análises dinâmicas com interacção, a metodologia simplificada fica claramente a perder para a metodologia completa, uma vez que não há qualquer tipo de compatibilização entre as forças constantes aplicadas à via e as forças dinâmicas ao nível dos sistemas rodas-eixo (obtidas posteriormente na análise dinâmica do comboio). Este aspecto pode eventualmente ter importância reduzida quando se estão a estudar os efeitos de interacção numa ponte.

Já quando os alvos de estudo são as zonas de transição entre aterros e obras-de-arte, onde as forças dinâmicas originadas pela transição brusca de rigidez são uma fonte de problemas, a compatibilização das forças de interacção pode revelar-se essencial para a precisão dos resultados.

O grau de precisão da análise dinâmica simplificada pode ser aumentado através da realização de um processo iterativo de cargas, que tem alguns princípios semelhantes aos do processo iterativo realizado para análises completas com recurso ao *FEMIX*[®] (descrito anteriormente em 4.4.1).

No processo iterativo aplicado pelo *FEMIX*[®] são realizadas n iterações para cada instante de cálculo, com o número de iterações a depender do critério de convergência adoptado. O processo iterativo proposto para esta análise simplificada consiste em realizar para cada iteração i os passos descritos de seguida:

1. Com recurso a uma folha de cálculo, determinar as seguintes funções de força:

$$F^i(t) = F_{stat} + F_{dyn}^{i-1}(t) \quad (4.45)$$

Na expressão anterior F^i é a função de carga móvel do eixo (caso se queira analisar a passagem da locomotiva do comboio *ICE2* terão de ser considerados 4 eixos, tal como foi anteriormente referido em 4.2.1) que tem o instante de tempo considerado (t) como variável. F_{stat} é a força constante por eixo, de acordo com a norma EN1991-2 (2003) (para a locomotiva do *ICE2* é de 195 kN) e F_{dyn}^{i-1} é a força de interacção dinâmica em função do tempo, que foi obtida na iteração anterior no modelo do comboio.

2. Análise dinâmica da via, submetendo-as às funções de carga móvel de cada eixo, determinadas no ponto anterior. Obtenção dos deslocamentos e rotações nodais para os nós do percurso.
3. Com os deslocamentos e rotações nodais, determinar os deslocamentos verticais da via sob os eixos móveis, em função do tempo.
4. Aplicação dos deslocamentos verticais (obtidos no ponto anterior) ao modelo do comboio, realizando a análise dinâmica para este modelo. Obtenção das forças dinâmicas existentes ao nível do apoio.
5. Determinação de $(F_{dyn}^{max})^i$, que é a força de interacção dinâmica máxima obtida para a iteração i . Considerar a relação da equação (4.46):

$$\frac{(F_{dyn}^{max})^i - (F_{dyn}^{max})^{i-1}}{(F_{dyn}^{max})^{i-1}} \quad (4.46)$$

Aplicar a relação como critério de convergência, em função do grau de precisão desejado. Caso o critério de convergência esteja dentro dos limites o cálculo dá-se por

terminado, podendo-se proceder à avaliação de todos os parâmetros desejados, tendo como base a iteração i (tanto para a análise da via como para a análise do comportamento do comboio). Caso o critério de convergência não esteja satisfeito passa-se à iteração seguinte.

Na Figura 4.20 está apresentado um resumo esquemático do referido processo iterativo.

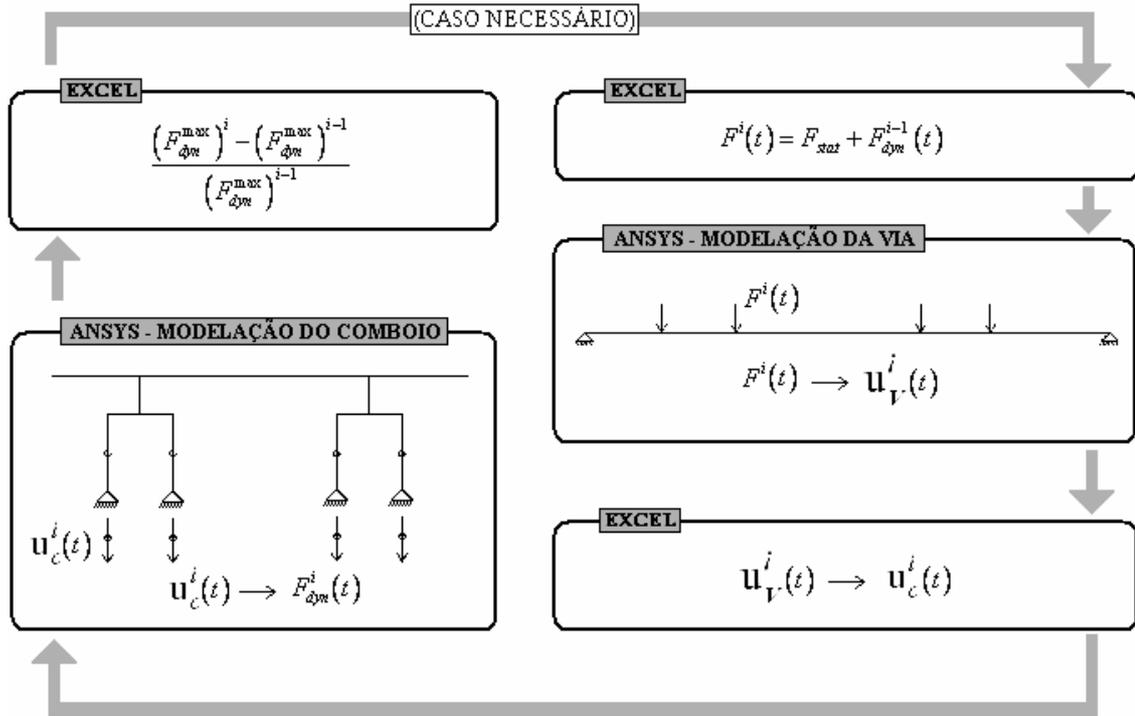


Figura 4.20 – Diagrama do processo iterativo relativo à análise dinâmica simplificada

Comparando o processo iterativo aplicado na análise dinâmica completa com recurso ao *FEMIX*[®] com o processo iterativo aqui proposto, o processo iterativo do *FEMIX*[®] aplica o processo iterativo em cada instante de cálculo, enquanto que no processo iterativo proposto a compatibilização apenas é feita no final do cálculo.

Caso o processo iterativo anteriormente apresentado se revele eficaz, torna-se possível obter resultados precisos, mesmo que só haja disponibilidade de software de cálculo comercial. No entanto, há um preço a pagar por um elevado grau de precisão: o tempo de cálculo, que terá de ser multiplicado pelo número de iterações a realizar.

Caso seja exigido um grau de precisão muito elevado, o processo iterativo da metodologia simplificada torna-se claramente desvantajoso. Isto justifica-se pela necessidade de recorrer ao *EXCEL*[®] entre cada modelação para realizar o tratamento dos dados e para depois os considerar como *input* de dados para a modelação seguinte. Caso sejam requeridas poucas iterações o problema é mínimo, dado que é possível criar macros para realizar os cálculos automaticamente e de forma rápida. Caso sejam requerido um elevado grau de precisão, e conseqüentemente a realização de muitas iterações, o problema é diferente, pois é necessário correr as macros do *EXCEL*[®] ciclicamente. Para as análises dinâmicas completas o critério de convergência é definido no *input* inicial e o cálculo é feito directamente, sem ser necessário realizar cálculos intermédios.

4.5. APLICAÇÃO A UM CASO DE REFERÊNCIA

Diversos autores, como Yang (1997), Majka (2005) ou Bowe (2003), realizaram estudos no sentido de desenvolver um elemento eficiente e preciso para modelar numericamente a interação veículo-carril em pontes ferroviárias de alta velocidade. Particularizando Yang (1997), este autor apresenta diversos exemplos numéricos onde são comparadas as respostas obtidas para estruturas simples considerando uma análise dinâmica com interação completa entre a via e o veículo e considerando uma análise dinâmica sem interação (esta última complementada com uma análise com interação simplificada).

Na análise dinâmica com interação os dois subsistemas (veículo e via) são calculados de forma simultânea ao longo do tempo, de forma a haver compatibilização entre a componente dinâmica da força de interação e dos deslocamentos da viga no ponto de interação. Na Figura 4.21 está apresentado o esquema considerado para a análise com interação realizada para uma viga simplesmente apoiada.

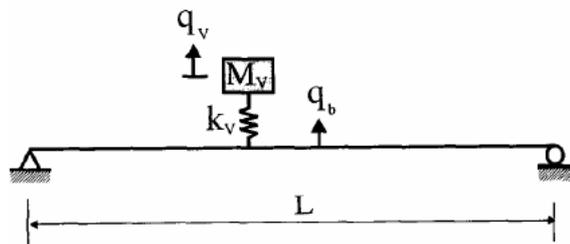


Figura 4.21 – Viga simplesmente apoiada submetida a análise dinâmica com interação (Yang, 1997)

Para a análise dinâmica com interação simplificada, a carga do veículo foi aplicada de forma simples, através de uma carga móvel em movimento (de acordo com 4.3.3). Como resultado da aplicação da carga móvel na via foram obtidos os deslocamentos para toda a extensão da viga. Os deslocamentos verticais existentes sob o ponto de aplicação da carga foram impostos a um sistema massa-mola com 1 grau de liberdade (apresentado anteriormente em 4.2.2), tendo desta forma sido obtidos diversos parâmetros, como os deslocamentos e acelerações existentes na massa ou a força de interação dinâmica existente no ponto de contacto. Na Figura 4.22 estão apresentados os modelos considerados para a análise dinâmica com interação simplificada

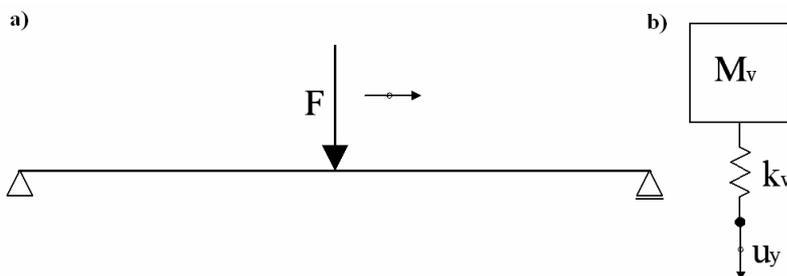


Figura 4.22 – Modelação de análise sem interação (a) complementada com modelação com interação simplificada (b)

As características consideradas para a viga foram as seguintes (Yang, 1997):

- $L = 25,0$ m
- $E = 2,87$ GPa
- $I = 2,90$ m⁴
- $m = 2303$ kg/m

As características consideradas para o sistema massa-mola foram os seguintes (Yang, 1997):

- $M_v = 5750$ kg
- $k_v = 1595$ kN/m

Para a carga móvel foi considerada uma velocidade de circulação de 100 km/h (27,778 m/s) e a sua grandeza é de 56,4 kN (o que corresponde ao produto da massa do corpo (M_v) pela aceleração da gravidade).

Na Figura 4.23 estão apresentadas as curvas obtidas pelos autores.

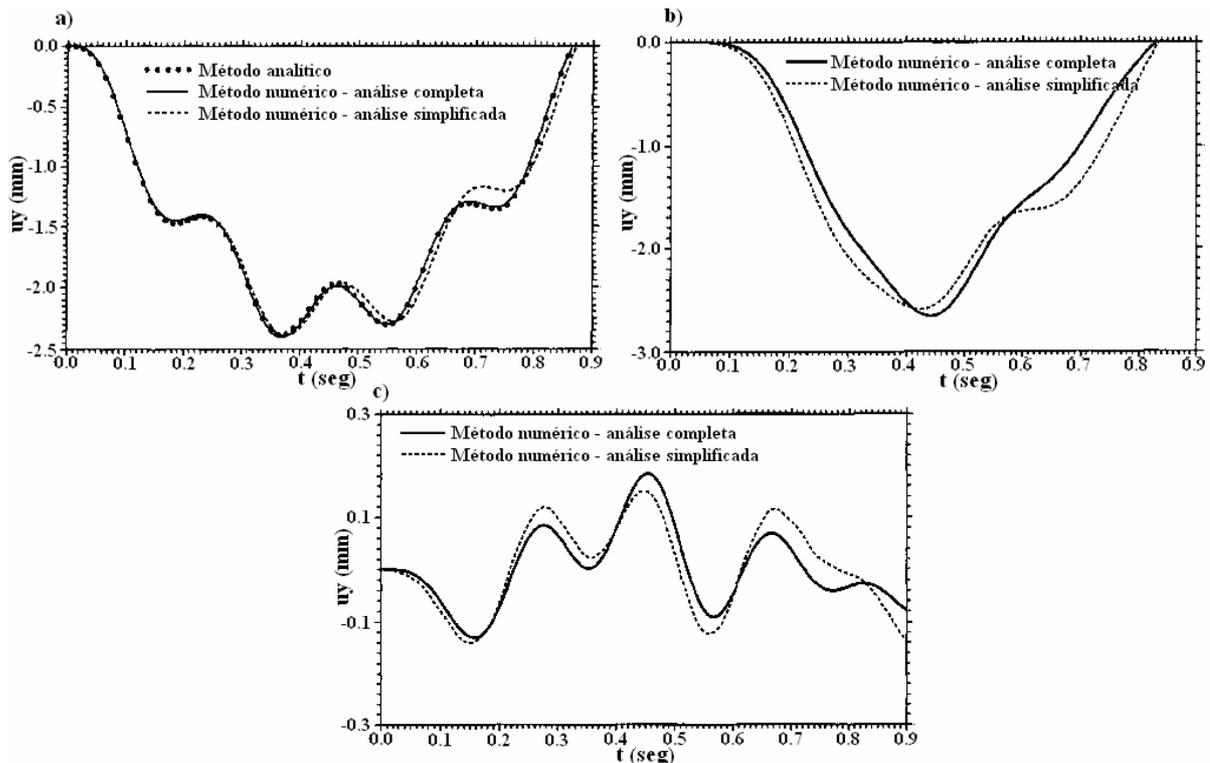


Figura 4.23 – Resultados obtidos por Yang (1997): a) Deslocamento vertical a meio vão da viga; b) Deslocamento vertical na massa; c) Aceleração vertical na massa

De acordo com as curvas presentes na Figura 4.23 há algumas diferenças entre os resultados obtidos com e sem interação entre o veículo e a via.

Neste trabalho o carril foi modelado com recurso a elementos de viga e as cargas do comboio foram consideradas sem interação entre a via e o veículo. Por isso a primeira análise realizada passou por, não só confirmar os resultados provenientes do estudo de Yang (1997), como também procurar

algumas formas para minorar as diferenças nos resultados com e sem interacção veículo-via.

O estudo realizado com recurso a elementos de contacto entre o sistema massa-mola foi realizado em investigações a decorrer na FEUP. A viga foi subdividida em 25 elementos de 1,0 m cada, tendo-se considerado a carga móvel a deslocar-se em incrementos de tempo de 1 milésimo de segundo. Para a aplicação da carga móvel sem recurso a elementos de contacto foram adoptados os mesmos parâmetros, para que desta forma estivesse garantida a maior precisão possível no estudo comparativo.

Na Figura 4.24 e na Figura 4.25 apresentam-se os resultados obtidos através destas duas abordagens.

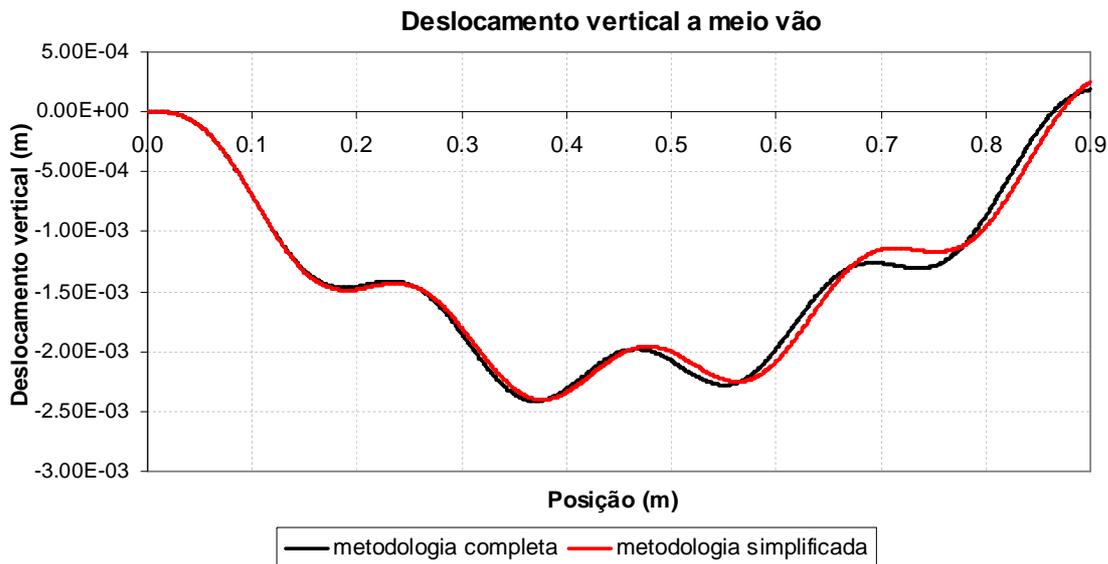


Figura 4.24 – Deslocamento vertical a meio vão da viga

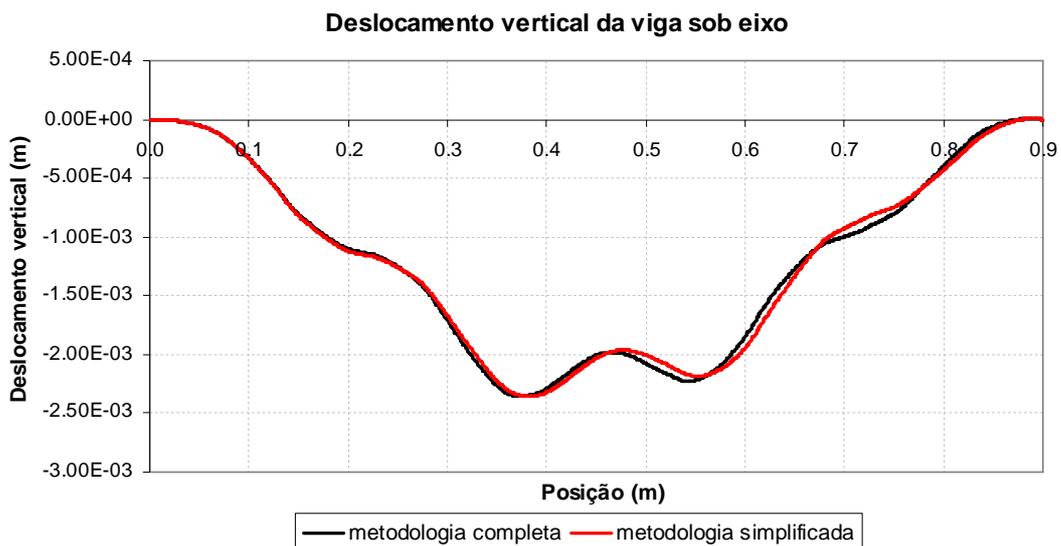


Figura 4.25 – Deslocamento vertical da viga sob a carga móvel

Para a modelação sem recurso a elementos de contacto foram aplicados os deslocamentos verticais sob a carga (Figura 4.25) ao sistema massa-mola, tal como indicado na Figura 4.22. Na Figura 4.26 estão representados os deslocamentos verticais na massa e na Figura 4.27 as forças de interacção existentes ao nível do apoio.

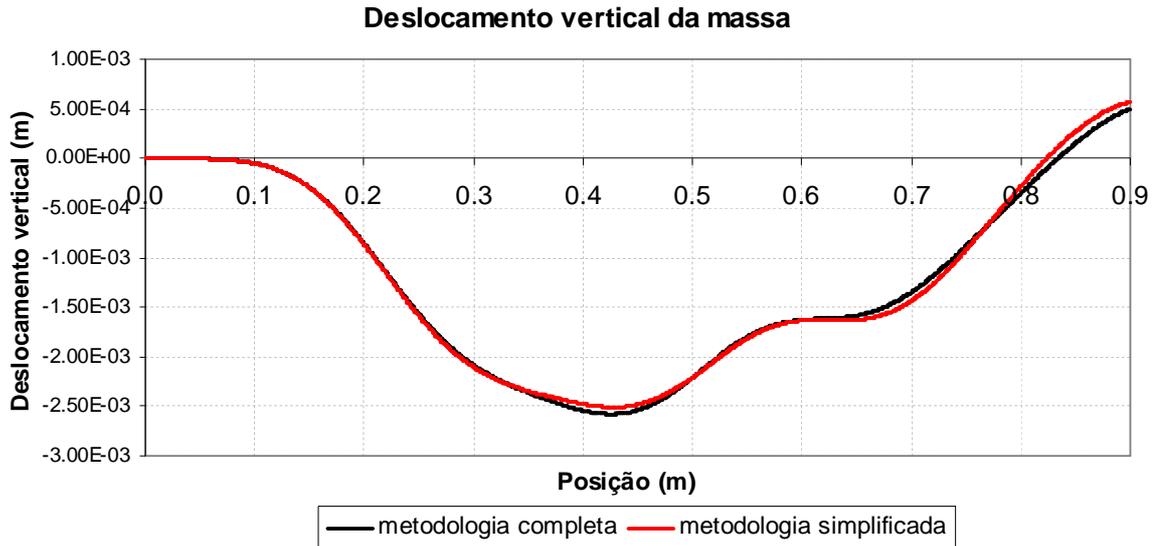


Figura 4.26 – Deslocamento vertical da massa

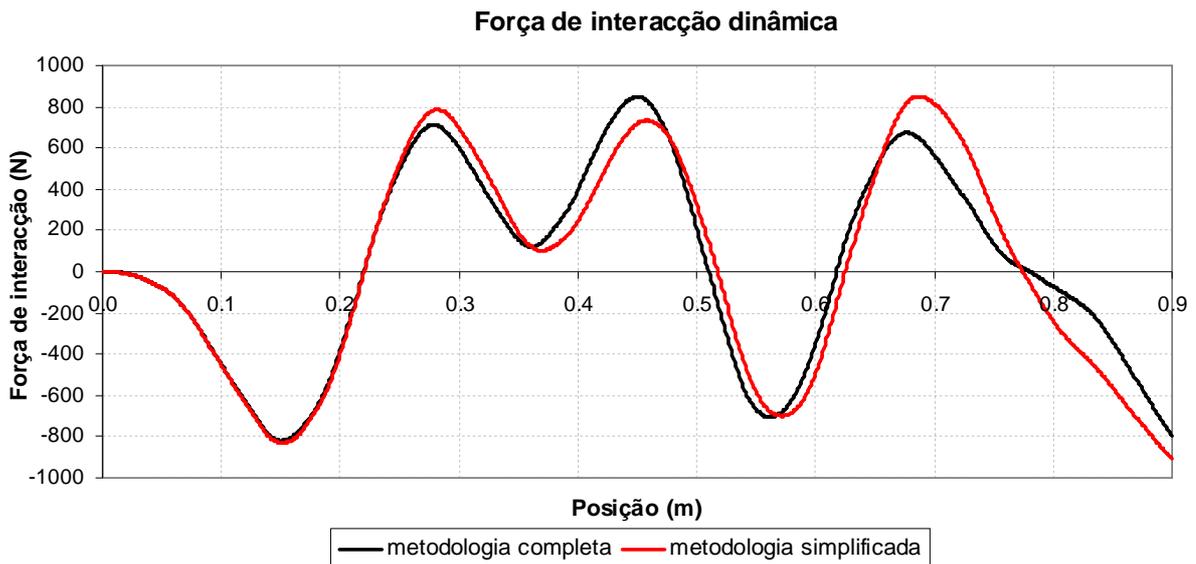


Figura 4.27 – Força de interacção dinâmica no ponto de contacto

Os resultados obtidos neste estudo vieram confirmar os resultados obtidos anteriormente por diversos autores (Figura 4.23), havendo diferenças significativas entre os resultados obtidos mediante as duas metodologias em estudo.

O objectivo seguinte passou por determinar formas eficazes no sentido de minorar as diferenças obtidas nas modelações. A primeira abordagem realizada passou por refinar o domínio de estudo. Para isso a viga, anteriormente discretizada em 25 elementos de 1,0 m, foi agora discretizada em 250 elementos de 0,10 m cada. Nas figuras Figura 4.28 e Figura 4.29 estão apresentadas as variações dos resultados que foram obtidas com a nova discretização do domínio, relativamente aos deslocamentos verticais no ponto de contacto e relativamente às forças de interacção obtidas.

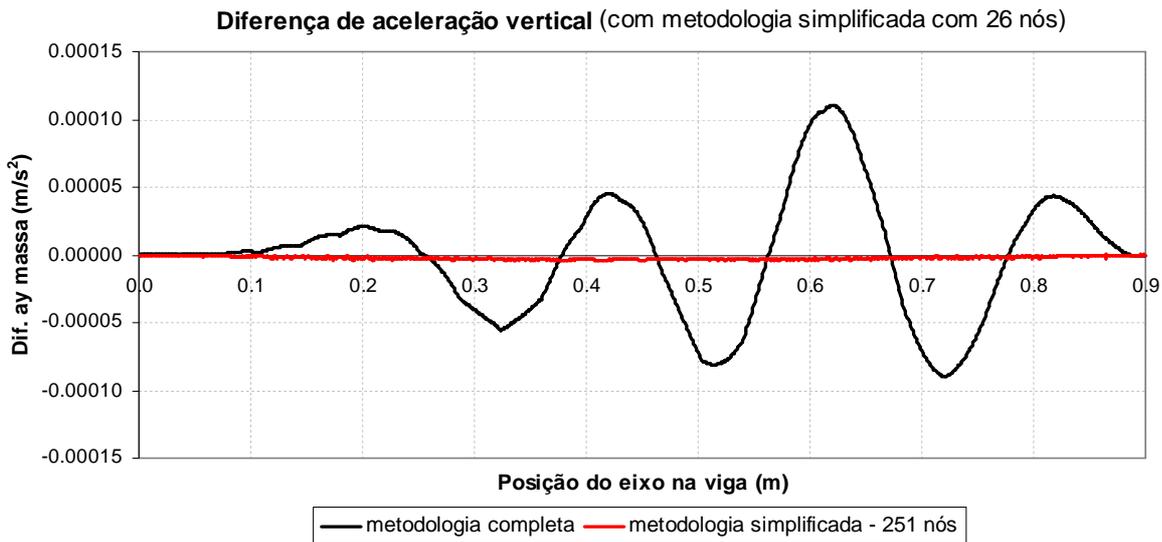


Figura 4.28 – Variação da aceleração obtida com maior discretização da viga

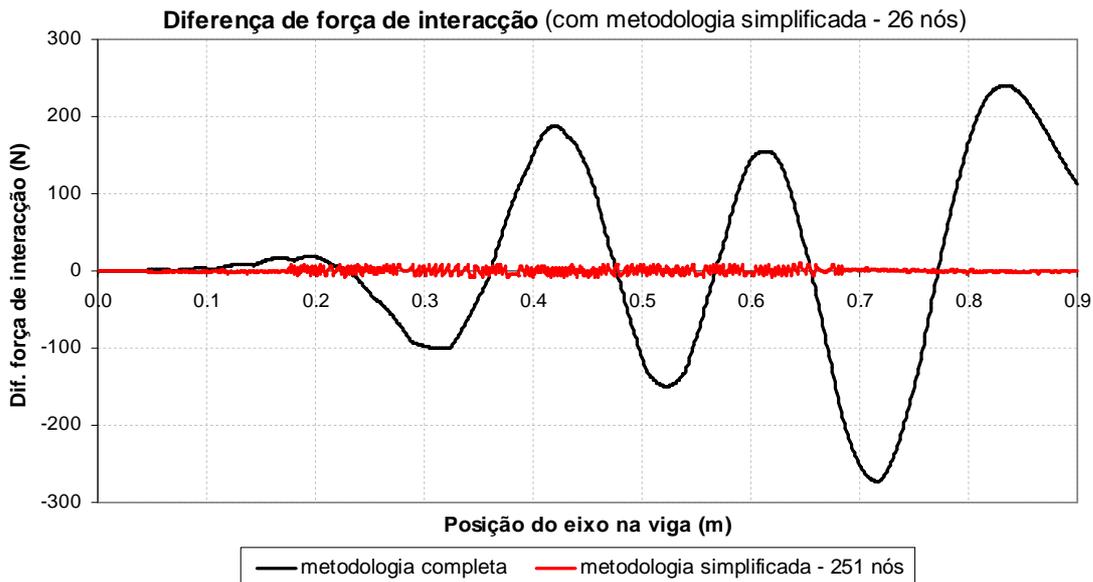


Figura 4.29 – Variação das forças de interacção dinâmicas (com maior discretização do domínio)

Com os resultados obtidos e apresentados na Figura 4.29 concluiu-se que discretizar a viga em elementos de menor dimensão não constitui uma solução eficaz para melhorar os resultados da análise dinâmica sem interacção via-comboio.

A segunda abordagem passou pela realização do processo iterativo sugerido em 4.4.2, no qual a grandeza da carga móvel varia no tempo em função da resposta do veículo (obtida no sistema massa-mola). Então na segunda iteração, em vez de ser aplicada uma força constante, foi aplicada uma função de forças semelhante à apresentada na Figura 4.30.

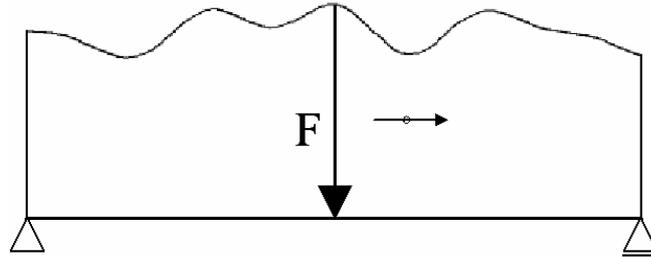


Figura 4.30 – Função de forças a aplicar no processo iterativo

Foi novamente calculada a resposta do sistema massa-mola para esta nova função de forças. Com a resposta proveniente desta segunda iteração foi realizada uma terceira iteração através do mesmo procedimento. Na Figura 4.31 estão apresentadas as curvas de erro obtidas em cada uma das iterações realizadas relativamente à análise dinâmica com interacção.

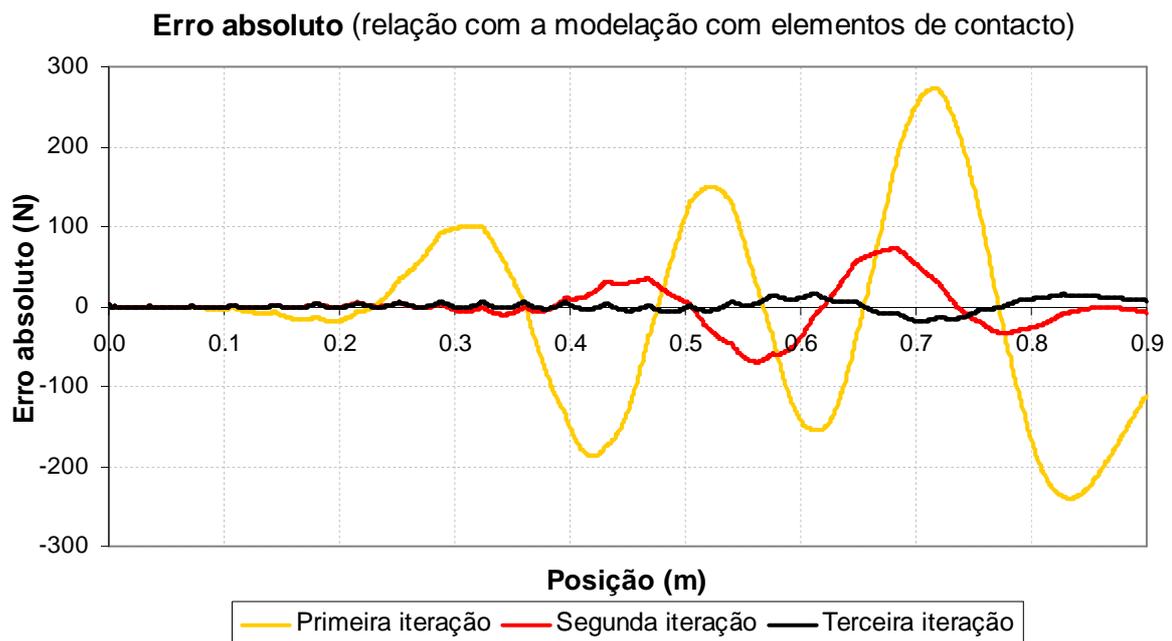


Figura 4.31 – Erro absoluto relativo à força de interacção dinâmica

Analisando as curvas da Figura 4.31, o erro absoluto máximo obtido na primeira iteração, de 273 N (erro relativo de 0,48 %), foi reduzido para 72 N (erro relativo de 0,13 %), na segunda iteração, e para 16 N (erro relativo de 0,03 %), na terceira.

Assim, conclui-se que, para este caso simples, o processo iterativo proposto aproxima convenientemente os resultados provenientes de uma análise dinâmica simplificada aos obtidos a partir de uma análise dinâmica completa.

5

APLICAÇÃO AO ESTUDO DE UMA TRANSIÇÃO

5.1. DESCRIÇÃO E CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS UTILIZADOS

5.1.1. MODELOS DE VIA

5.1.1.1. Considerações Gerais

Para este estudo foram adoptados dois dos modelos de via apresentados em 4.1, nomeadamente o modelo com recurso a elementos de viga (apresentado na Figura 4.3) e o modelo em que a maioria dos elementos constituintes da via foi considerada como elementos rectangulares em estado plano de tensão (apresentado na Figura 4.4).

Relativamente às componentes da via foram considerados carris do tipo UIC60. As travessas consideradas foram do tipo monobloco de betão armado pré-esforçado, com espaçamento entre eixos de 0,60 m, com 400 kg de massa e com dimensões $0,22 \times 0,30 \times 2,60 \text{ m}^3$.

As características das palmilhas e das camadas de balastro e subbalastro tiveram como base estudos realizados no âmbito do projecto SUPERTRACK (2005). As palmilhas adoptadas têm uma rigidez de 100 MN/m e 30 kN.s/m de amortecimento. Para o balastro e para o subbalastro foram adoptadas densidades de 1529 e 2090 kg/m³ e coeficientes de Poisson de 0,15 e 0,30, respectivamente, e foi considerado um módulo de elasticidade de 70 MPa.

Como o veículo foi simulado a circular da esquerda para a direita, e tendo em conta que as transições para zonas mais rígidas são mais problemáticas do que as transições para zonas menos rígidas, o módulo de elasticidade do terreno 2 foi considerado superior ao do terreno 1 na maioria das modelações efectuadas. Na análise dinâmica com interacção completa realizada por Ribeiro (2007), foi admitido um módulo de elasticidade de 75 MPa, para o terreno mais flexível. Neste estudo foi feita a mesma consideração, de forma a tornar possível a comparação entre os resultados provenientes da análise dinâmica com interacção simplificada e os provenientes da metodologia completa.

Para cada modelo de transição considerado (relativamente tanto ao modelo de via com elementos de viga, como ao modelo com elementos em estado plano de tensão) os coeficientes de amortecimento das camadas de balastro, subbalastro e terrenos de fundação foram calculados através da metodologia proposta por Rayleigh, referida anteriormente em 4.3.4.1. Os dois modos de vibração das estruturas de transição a considerar para o cálculo dos coeficientes de Rayleigh foram obtidos através de análises modais prévias.

5.1.1.2. Modelo com Elementos de Viga

Neste modelo os carris foram modelados como elementos horizontais de viga, com as características de dois carris UIC60, correspondentes a uma via de circulação. As palmilhas foram modeladas como elementos mola-amortecedor. Também para as palmilhas os valores considerados foram aumentados para o dobro, por haver duas sobre cada travessa de via. As travessas foram modeladas como pontos com uma massa concentrada de 400 kg.

As camadas de balastro e subbalastro foram consideradas através de elementos de viga com características de rigidez à flexão e com elementos de viga com características de rigidez axial, segundo a vertical. O terreno de fundação foi modelado com recurso a elementos de viga com características de rigidez axial. Para que a zona de transição seja considerada, faz-se variar longitudinalmente as características de rigidez dos elementos que simulam o terreno.

No Quadro 5.1 estão apresentadas as características adoptadas para este modelo e os elementos tipo considerados no ANSYS®. Os valores considerados para os módulos de elasticidade dos elementos que simulam o terreno são posteriormente justificados em 5.1.1.4.

Quadro 5.1 – Propriedades da via no modelo com elementos de viga

Elemento	Características	Elemento tipo considerado no ANSYS®
Carril	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $E = 200 \text{ GPa}$ ▪ $r = 7850 \text{ kg/m}^3$ ▪ $A = 154 \text{ cm}^2$ ▪ $I = 61,1 \times 10^{-6} \text{ m}^4$ 	<i>BEAM3</i>
Palmilhas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $K = 200 \times 10^6 \text{ N/m}$ ▪ $C = 60 \text{ kN.s/m}$ 	<i>COMBIN14</i>
Travessas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $M = 400 \text{ kg}$ 	<i>BEAM3</i>
Balastro	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $E = 70 \text{ MPa}$ ▪ $r = 1529 \text{ kg/m}^3$ 	<i>BEAM3 e LINK1</i>
Subbalastro	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $E = 70 \text{ MPa}$ ▪ $r = 2090 \text{ kg/m}^3$ 	<i>BEAM3 e LINK1</i>
Solo de fundação 1	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $K = 60 \times 10^3 \text{ N/m}$ ▪ $r = 2140,7 \text{ kg/m}^3$ 	<i>LINK1</i>
Solo de fundação 2	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $K = 300 \times 10^3 \text{ N/m} (*)$ ▪ $r = 2140,7 \text{ kg/m}^3$ 	<i>LINK1</i>

(*) – Exemplo em que a transição adoptada foi de $E_2 = 5 \times E_1$

A extensão longitudinal considerada para a via nesta modelação foi de 78 m, estando a transição de rigidez localizada a meio do domínio de estudo, isto é, a 39 m das fronteiras laterais. Com uma extensão desta grandeza pretendeu-se distanciar suficientemente a zona de transição das fronteiras laterais, para evitar que os resultados obtidos fossem influenciados por condições fronteira existentes no modelo, mas inexistentes na realidade. Para as fronteiras laterais foram considerados apoios simples (a impedir deslocamentos horizontais) e para a fronteira inferior foram considerados apoios duplos.

O carril foi subdividido em elementos de 0,10 m, de forma a obter os seus deslocamentos com a maior precisão possível. Como as palmilhas e as travessas têm uma distância entre eixos de 0,60 m, os elementos localizados sob o carril foram todos espaçados longitudinalmente 0,60 m. Para os elementos de viga horizontais que simulam as camadas de balastro e subbalastro foram consideradas alturas de 0,22 e 0,30 m, respectivamente. Na Figura 5.1 está ilustrada a geometria da via descrita neste parágrafo.

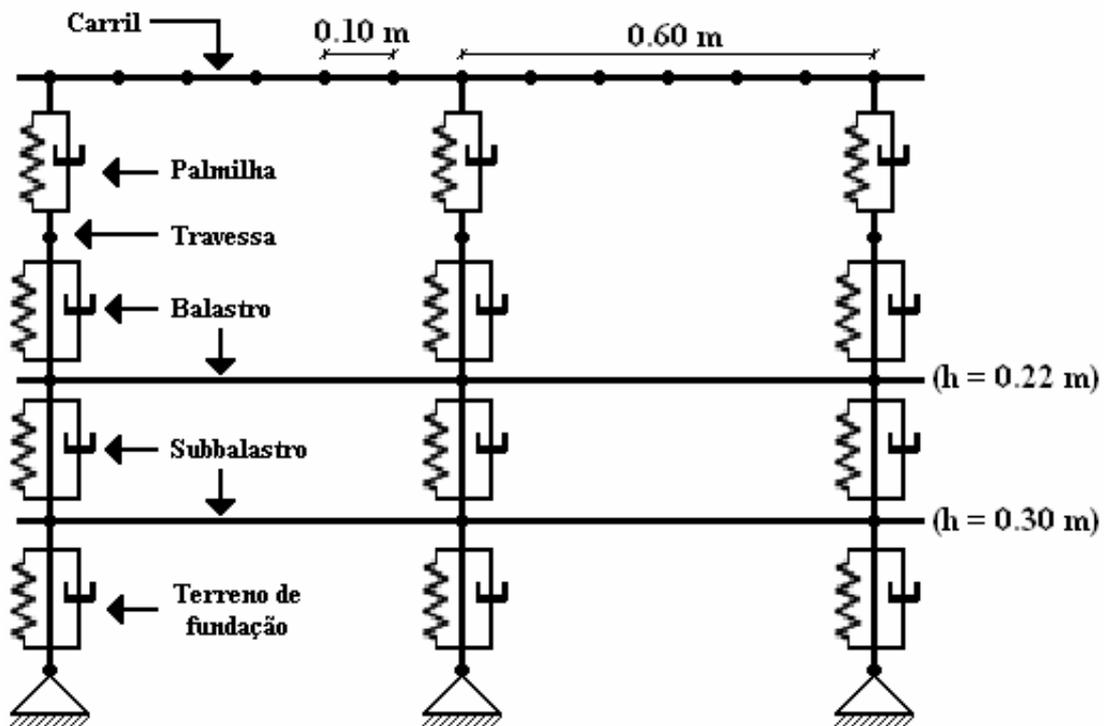


Figura 5.1 – Geometria do modelo de via com elementos de viga

5.1.1.3. Modelo com Elementos em Estado Plano de Tensão

Neste modelo de via, os carris e as palmilhas foram simulados de forma idêntica à do modelo com elementos de viga. As travessas, as camadas de balastro e subbalastro e o terreno de fundação foram modelados através de elementos em estado plano de tensão.

No Quadro 5.2 estão apresentadas as características do modelo da via com elementos em estado plano de tensão e os elementos tipo considerados no ANSYS®.

Quadro 5.2 – Propriedades da via no modelo com elementos em estado plano de tensão

Elemento	Características	Elemento tipo considerado no ANSYS®
Carril	<ul style="list-style-type: none"> ▪ E = 200 GPa ▪ $r = 7850 \text{ kg/m}^3$ ▪ A = 154 cm² ▪ $I = 61,1 \times 10^{-6} \text{ m}^4$ 	BEAM3
Palmilhas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ K = 200 x 10⁶ N/m ▪ C = 60 kN.s/m 	COMBIN14
Travessas	<ul style="list-style-type: none"> ▪ E = 25 GPa ▪ u = 0,20 ▪ $r = 2548.42 \text{ kg/m}^3$ 	PLANE42
Balastro	<ul style="list-style-type: none"> ▪ E = 70 MPa ▪ u = 0,15 ▪ $r = 1529 \text{ kg/m}^3$ 	PLANE42
Subbalastro	<ul style="list-style-type: none"> ▪ E = 70 MPa ▪ u = 0,30 ▪ $r = 2090 \text{ kg/m}^3$ 	PLANE42
Solo de fundação 1	<ul style="list-style-type: none"> ▪ E = 75 MPa ▪ u = 0,30 ▪ $r = 2140,7 \text{ kg/m}^3$ 	PLANE42
Solo de fundação 2	<ul style="list-style-type: none"> ▪ E = 375 MPa (*) ▪ u = 0,30 ▪ $r = 2140,7 \text{ kg/m}^3$ 	PLANE42

(*) – Exemplo em que a transição adotada foi de $E_2 = 5 \times E_1$

A extensão longitudinal considerada para a via nesta modelação foi idêntica à adotada no modelo anterior. A altura considerada para o terreno de fundação foi de 30 m.

O carril foi subdividido em elementos de 0,10 m e as palmilhas distanciadas de 0,60 m, tal como no modelo anterior. Como as travessas têm 0,30 m de largura e a ligação às palmilhas se situa no seu eixo, estas foram subdivididas em dois elementos, com 0,15 m de largura e 0,30 m de altura cada. Para que fosse conferida regularidade geométrica em toda a malha de elementos finitos, as camadas de balastro, subbalastro e de terreno também foram subdivididas longitudinalmente em elementos de 0,15 m. As alturas adoptadas para os elementos que simulam as camadas de balastro e subbalastro foram de 0,22 e 0,30 m, respectivamente, enquanto que aos elementos constituintes das camadas de solo foi

admitida uma altura de 1,0 m. Na Figura 5.2 está representado um pormenor da parte superior do modelo na zona de transição considerada.

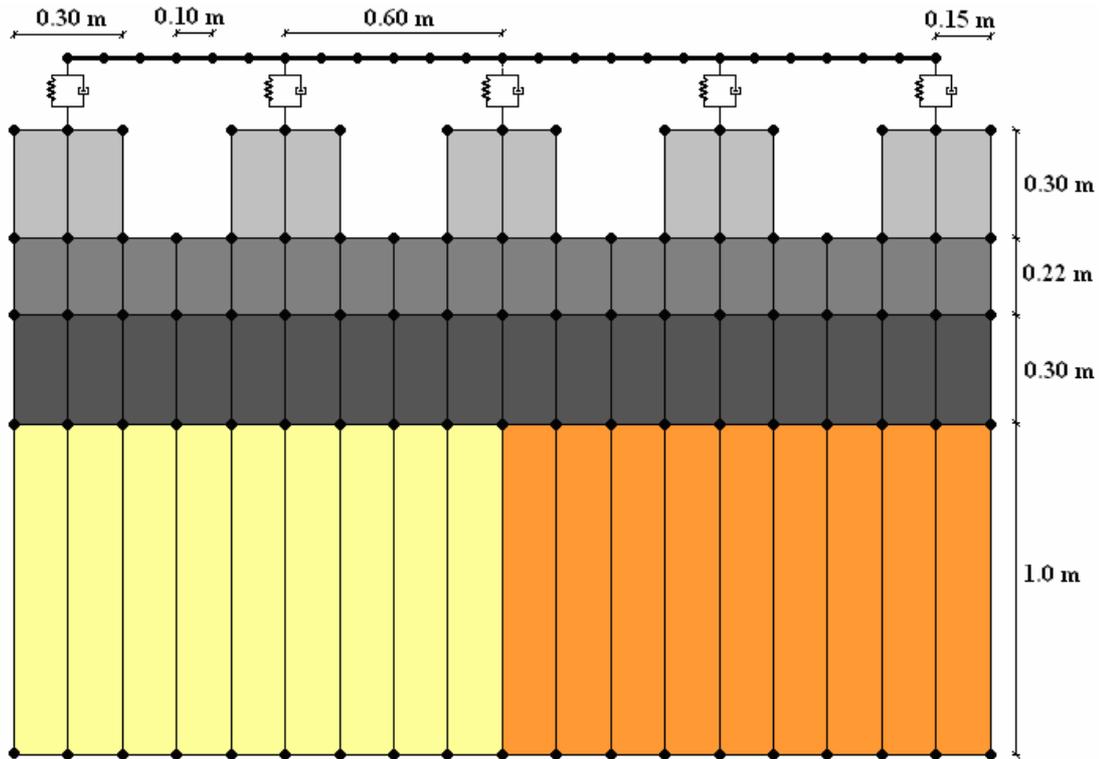


Figura 5.2 – Geometria do modelo de via com elementos em estado plano de tensão

Este modelo de via é mais completo do que o modelo com elementos de viga e, conseqüentemente, tem maior grau de complexidade. Foram realizadas análises dinâmicas através deste modelo, contudo os resultados obtidos não foram considerados satisfatórios. Este modelo ainda está a ser desenvolvido e calibrado do ponto de vista dinâmico em trabalhos de investigação da FEUP, não tendo sido muito utilizado neste trabalho. Apesar desta limitação, o modelo revelou-se extremamente útil para diversas finalidades, como por exemplo na calibração do modelo com elementos de viga, aspecto que é abordado de seguida em 5.1.1.4.

5.1.1.4. Calibração do Modelo com Elementos de Viga

O modelo de via com elementos de viga é um modelo muito simplificado, uma vez que o terreno de fundação é considerado através de uma só camada de elementos verticais com rigidez axial. Por esse motivo, a sua aplicação requer uma calibração adequada com um modelo mais completo, como o modelo com elementos em estado plano de tensão.

Um aspecto de difícil calibração é a rigidez a adotar nos elementos de viga, de forma a considerar o módulo de elasticidade do terreno.

Uma abordagem possível passa por obter a rigidez do terreno, considerando-o como um meio elástico não confinado. Considerando que a rigidez é igual nos dois modelos de via, determina-se o módulo de deformabilidade. A rigidez do solo pode ser obtida através da equação (5.1).

$$K = \frac{p}{s} \quad (5.1)$$

Na equação (5.1), p representa o carregamento aplicado ao terreno e s representa o assentamento imediato do terreno (induzido pelo carregamento).

O assentamento imediato pode ser calculado através da aplicação da lei de Hooke, através da equação (5.2) (Fernandes, 1995).

$$s_i = p \cdot B \cdot \frac{1-\nu^2}{E} \cdot I_s \quad (5.2)$$

Na equação (5.2), p é a pressão aplicada à superfície do meio elástico, E e ν são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do solo (que, de acordo com o Quadro 5.2, para o caso de estudo são de 75 MPa e 0,30, respectivamente), I_s é um factor função da forma do carregamento e B é a largura do carregamento. Na Figura 5.3 estão representados esquematicamente os parâmetros a considerar na equação (5.2) neste caso de estudo.

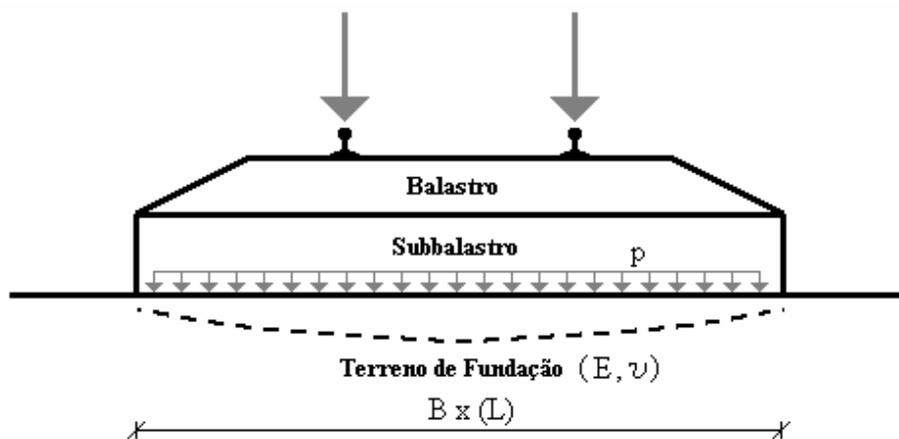


Figura 5.3 – Maciço elástico carregado por uma via ferroviária (adaptado de Fernandes (1995))

O factor I_s depende da forma como é feito o carregamento, isto é, dos parâmetros geométricos B e L representados na Figura 5.3. O grande problema desta abordagem está na quantificação do parâmetro L . A componente da carga relativa ao peso próprio das camadas de balastro e subbalastro tem um comprimento L infinito. Contudo, a componente da carga relativa à força aplicada ao nível do eixo de um comboio tem um comprimento L cuja definição é difícil. Por este motivo, a quantificação do factor I_s torna-se complexa, tendo sido excluída esta abordagem.

A abordagem seguida neste trabalho foi mais simples e consiste na aplicação estática de uma força concentrada de 195 kN (equivalente à carga por eixo da locomotiva da *ICE2*) no modelo de via com elementos em estado plano de tensão. Foi obtido um deslocamento vertical de -1,51 mm no ponto solicitado.

Posteriormente foi aplicada estaticamente a mesma força concentrada de 195 kN no mesmo ponto da via, mas no modelo com elementos de viga, alterando, por tentativas, as características de rigidez dos elementos de viga que simulam o terreno, até que os deslocamentos verticais no ponto sejam idênticos. Foi obtido um deslocamento vertical de -1,51 mm quando se considerou uma rigidez de cerca de 60 MN/m, tendo-se adoptado este valor.

5.1.2. MODELOS DE COMBOIO

5.1.2.1. Considerações Gerais

O veículo considerado neste estudo foi uma locomotiva do comboio *ICE2* (comboio apresentado anteriormente em 4.2.1), cujas cargas por sistema eixo-rodas a aplicar nos modelos de via têm uma grandeza de 195 kN.

Para estudar o comportamento do comboio na zona de transição no que diz respeito a forças de interação ao nível do eixo e das acelerações verticais ao nível da caixa do veículo, foram considerados dois modelos de comboio: o modelo de locomotiva completo, apresentado anteriormente na Figura 4.10, e o modelo simplificado do comboio, apresentado na Figura 4.13.

5.1.2.2. Modelo Completo

Este modelo de veículo foi realizado com recurso aos elementos tipo do *ANSYS*[®] anteriormente utilizados no modelo de via referido em 5.1.1.2. No Quadro 5.3 estão apresentadas as características (que foram retiradas de Ribeiro (2007)) e os elementos tipo adoptados neste modelo.

Quadro 5.3 – Características do modelo completo de locomotiva

Elemento	Características	Elemento tipo considerado no <i>ANSYS</i> [®]
Caixa	▪ $M = 60768 \text{ kg}$	<i>BEAM3</i> (*)
Suspensão secundária	▪ $K = 1,76 \times 10^6 \text{ N/m}$ ▪ $C = 1,52 \times 10^5 \text{ N.s/m}$	<i>COMBIN14</i>
Bogie	▪ $M = 5600 \text{ kg}$	<i>BEAM3</i> (*)
Suspensão primária	▪ $K = 4,80 \times 10^6 \text{ N/m}$ ▪ $C = 1,08 \times 10^5 \text{ N.s/m}$	<i>COMBIN14</i>
Sistema eixo-rodas	▪ $M = 2003 \text{ kg}$	<i>MASS21</i>
Contacto roda-carril	▪ $K = 1,94 \times 10^9 \text{ N/m}$	<i>COMBIN14</i>

(*) – A massa foi distribuída uniformemente ao longo da extensão do elemento de viga

Na Figura 5.4 está apresentada a geometria adoptada para o modelo completo de locomotiva do *ICE2*.

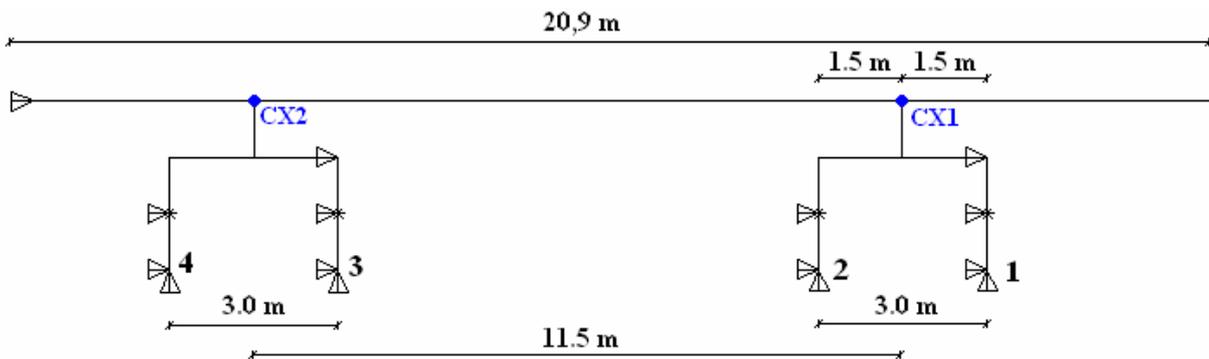


Figura 5.4 – Geometria do modelo de veículo completo

Na Figura 5.4 estão assinalados os eixos 1, 2, 3 e 4, que serão posteriormente citados neste capítulo. Tendo sido simulado o veículo a circular da esquerda para a direita, o eixo 1 corresponde ao eixo frontal da locomotiva e o 4 ao eixo traseiro da locomotiva. Nas representações gráficas presentes neste capítulo, a posição 0,0 m (relativamente ao eixo das abcissas) corresponde ao ponto da transição de rigidez. Também estão assinalados os nós CX1 e CX2, representados a azul, que são os pontos da caixa da locomotiva localizados sobre os pivots dos bogies frontal e traseiro, respectivamente.

5.1.2.3. Modelo Simplificado

No modelo simplificado de veículo considerado neste estudo apenas foram tidas em conta as características do comboio *ICE2* (apresentadas anteriormente no Quadro 5.3) relativas a um sistema eixo-rodas e à rigidez de contacto com a via. Assim, ao modelo apresentado anteriormente na Figura 4.13 foram adoptadas as características apresentadas no Quadro 5.4. Para simular a carga deste comboio no modelo da via foi considerada apenas uma carga de 195 kN (ao contrário do modelo anterior, onde foram consideradas quatro cargas).

Quadro 5.4 – Características do modelo simplificado da locomotiva do *ICE2*

Elemento	Características	Elemento tipo considerado no ANSYS®
Sistema eixo-rodas	▪ $M = 2003 \text{ kg}$	<i>MASS21</i>
Contacto roda-carril	▪ $K = 1,94 \times 10^9 \text{ N/m}$	<i>COMBIN14</i>

5.2. CARACTERÍSTICAS DA MODELAÇÃO

5.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste ponto estão apresentados e comparados os resultados obtidos mediante diferentes metodologias, considerações ou até mesmo pormenores que foram surgindo na realização deste trabalho, que estão

relacionados com a análise dinâmica realizada (com base nos fundamentos descritos no Capítulo 4) ou com o modelo de veículo considerado na análise.

5.2.2. ALCANCE DOS MODELOS DE COMBOIO

5.2.2.1. Considerações Gerais

No modelo simplificado de veículo considerado neste estudo apenas foram tidas em conta as características do comboio *ICE2* (apresentadas anteriormente no Quadro 5.4) relativas a um sistema eixo-rodas. Por esse motivo, o modelo simplificado tem um alcance limitado, permitindo apenas estudar o comportamento da interação entre o carril e o comboio.

O modelo de locomotiva completo não apresenta as referidas limitações, podendo ser avaliados, não só o comportamento ao nível da interação, como também a comodidade de circulação (que é avaliada através das acelerações verticais ao nível da caixa, tal como referido em 4.3.1).

5.2.2.2. Modelo de Veículo Completo

Na Figura 5.5 e na Figura 5.6 estão apresentadas as componentes dinâmicas das forças de interação obtidas através do modelo de locomotiva completo, considerando uma velocidade de circulação de 300 km/h, com a zona de transição com as características apresentadas no Quadro 5.1. Estão comparados os valores referentes aos primeiros eixos de cada bogie (1 e 3), na Figura 5.5, e referentes aos segundos eixos dos bogies (2 e 4), na Figura 5.6.

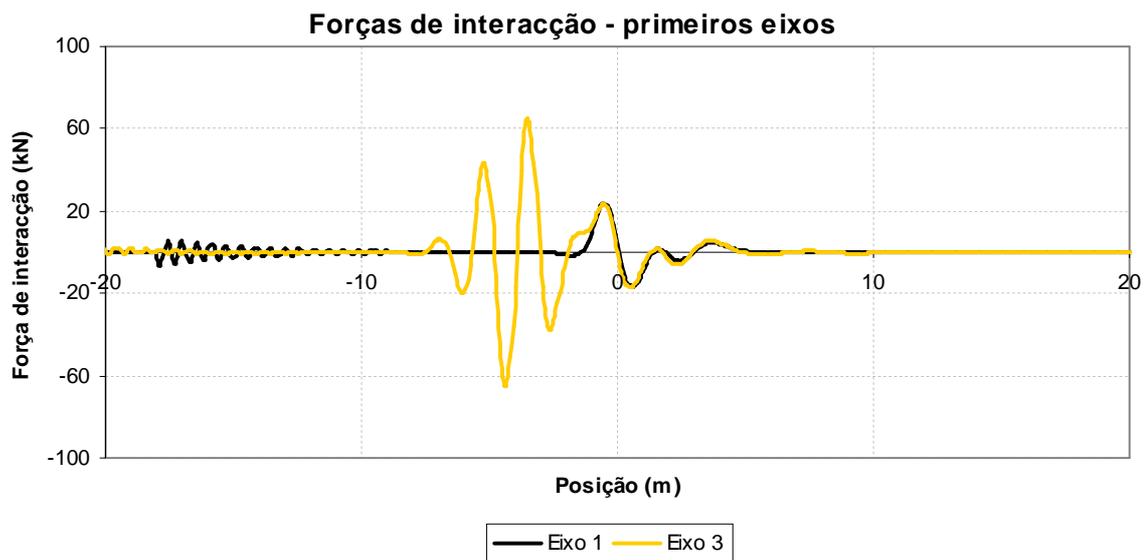


Figura 5.5 – Forças de interação dinâmica nos primeiros eixos dos bogies

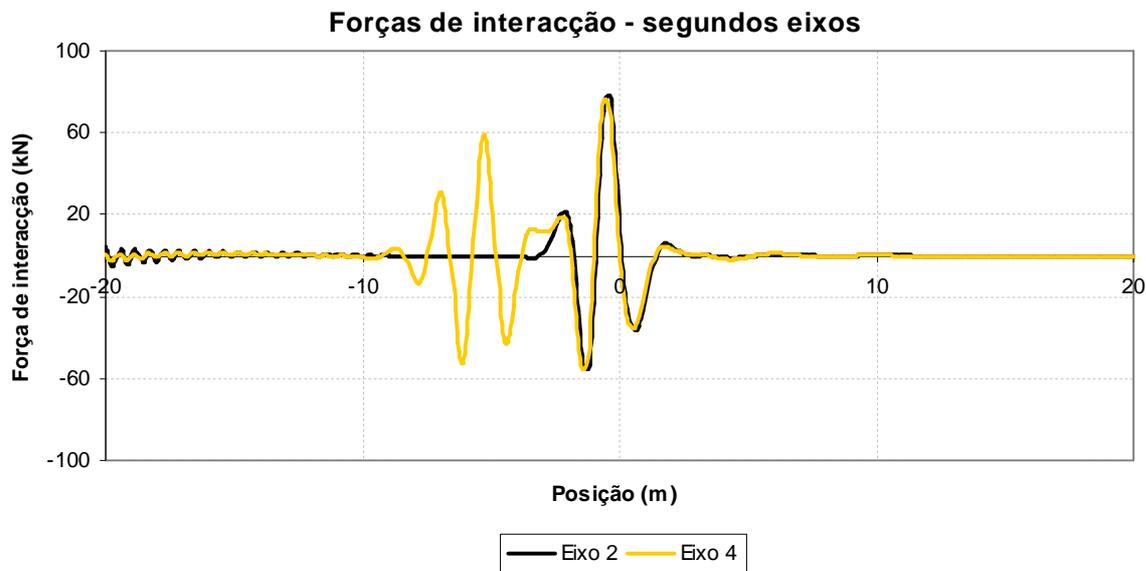


Figura 5.6 - Forças de interacção dinâmica nos segundos eixos dos bogies

Analisando e comparando os resultados apresentados na Figura 5.5, os valores de pico obtidos nas proximidades do ponto de transição (posição 0,0 m) foram muito semelhantes, tendo sido obtidos valores de pico máximos de 23,8 e 23,2 kN para os eixos 1 e 3, respectivamente, e valores de pico mínimos de -16,8 e -16,4 kN, respectivamente. Comparando os resultados apresentados na Figura 5.6, os valores máximos também são semelhantes, tendo sido obtidos valores extremos máximos de 78,5 e 76,3 kN, para os eixos 2 e 4, respectivamente, e valores extremos mínimos de -55,7 kN nos dois.

Entre as posições -10,0 e 0,0 m, as curvas relativas aos eixos do segundo bogie (eixos 3 e 4) apresentam oscilações não detectadas nas curvas referentes ao primeiro bogie (eixos 1 e 2). Quando o primeiro bogie atinge o ponto de transição, o segundo bogie ainda se encontra na posição -11,5 m, de acordo com a geometria da locomotiva apresentada na Figura 5.4. Assim, as referidas oscilações são devidas às acções aplicadas pelo primeiro bogie.

As curvas relativas aos eixos traseiros (apresentadas na Figura 5.6) apresentam oscilações distintas das curvas relativas aos eixos frontais (apresentadas na Figura 5.5), o que resulta em grandes diferenças em termos de grandeza das forças. Comparem-se, por exemplo, as curvas dos eixos 1 e 2: numa localização próxima da posição -2,0 m, a curva do eixo 2 apresenta um pico mínimo, que não se verifica na curva do eixo 1. Quando o eixo 1 atinge o ponto de transição, o eixo 2 ainda se encontra na posição -3,0 m. Por isso este efeito foi devido às acções existentes no eixo 1.

Os valores extremos das forças de interacção ocorrem na curva do eixo 2. Por esse motivo, neste capítulo, sempre que é abordado o modelo de comboio completo, são apresentados os resultados relativos ao eixo 2.

Na Figura 5.7 estão apresentadas as curvas de acelerações verticais ao nível da caixa, para os nós CX1 e CX2 (ver Figura 5.4).

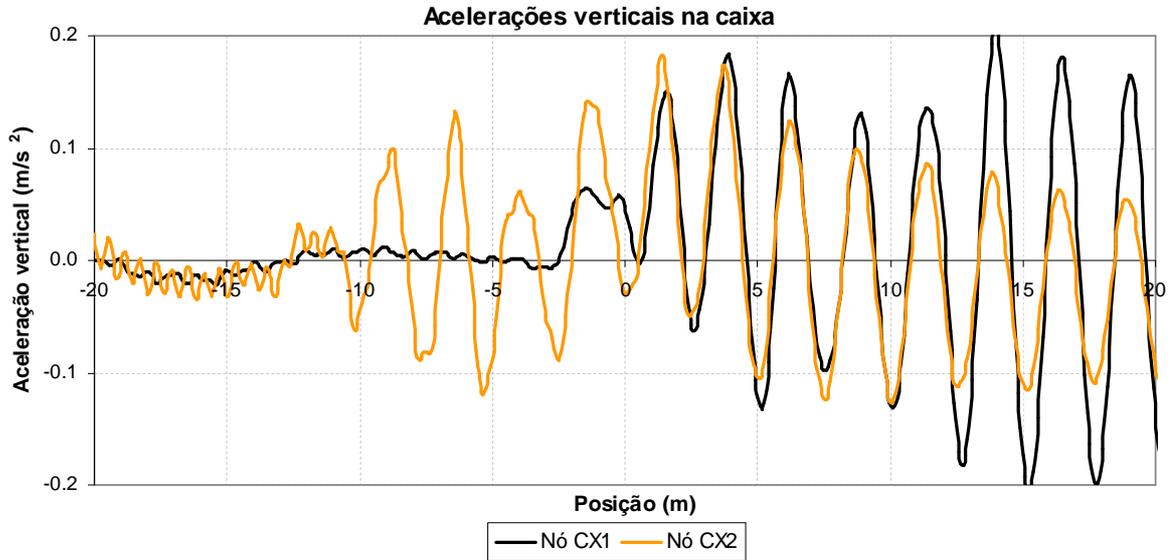


Figura 5.7 – Acelerações verticais ao nível da caixa

Analisando as curvas de acelerações verticais ao nível da caixa, apresentadas na Figura 5.7, a curva relativa ao nó CX1 começa a oscilar de forma considerável (em termos de grandeza) após a passagem pelo ponto de transição (posição 0,0 m), enquanto que na curva relativa ao nó CX2 esse efeito ocorre a partir da posição -11,5 m (que corresponde à distância entre os dois nós, de acordo a Figura 5.4). Por outras palavras, o efeito de transição começa-se a fazer sentir após o instante em que a frente do veículo atinge o ponto de transição.

Quando a frente do veículo atinge a posição 0,0 m o efeito de transição é sentido, havendo um incremento considerável de aceleração vertical em toda a caixa (até então desprezável). Quando a traseira atinge a posição 0,0 m, o efeito de transição volta-se a fazer sentir na caixa, especialmente na zona frontal da caixa, que é a zona do comboio onde as acelerações verticais tomam valores extremos.

Neste trabalho não foi dado grande ênfase à questão das acelerações verticais ao nível da caixa, tendo-se optado por estudar com maior detalhe a interação entre o comboio e via. Contudo, na comparação entre a análise dinâmica com interação completa com a análise com interação simplificada este parâmetro foi avaliado (questão abordada em 5.2.3.5). Quando são apresentadas curvas de acelerações verticais ao nível da caixa, estas correspondem às obtidas no nó CX1, uma vez que os valores extremos das acelerações verticais são obtidos na zona frontal da caixa da locomotiva.

5.2.2.3. Modelo de Veículo Simplificado – Comparação com Modelo Completo

Na Figura 5.8 está apresentada a componente dinâmica da força de interação obtida pelo modelo de comboio simplificado, considerando as mesmas condições de circulação (velocidade de 300 km/h e terreno modelado nas condições do Quardo 5.1). Também estão apresentadas duas curvas obtidas pelo modelo de comboio completo (eixos 1 e 2), para permitir uma comparação entre as grandezas associadas.

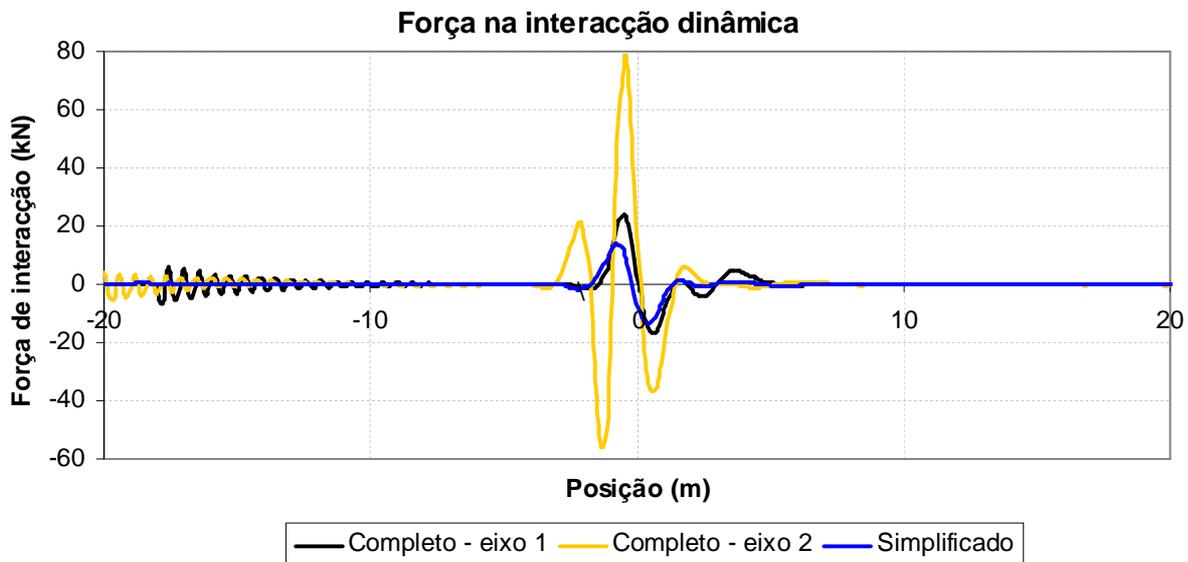


Figura 5.8 – Comparação entre as funções de força obtidas pelos métodos simplificado e completo

Analisando e comparando as curvas apresentadas na Figura 5.8, a grandeza dos valores extremos obtidos pelo comboio simplificado foi consideravelmente menor à dos valores obtidos pelo comboio completo, especialmente no eixo 2.

Apesar da grandeza dos seus valores extremos ser muito reduzida, este modelo permitiu a obtenção do efeito de transição.

Este estudo permitiu concluir que é essencial considerar o modelo de comboio completo para avaliar a grandeza dos valores, em especial as cargas no eixo 2. Também permitiu concluir que o modelo de comboio simplificado consegue captar os efeitos de transição em termos de forças de interação dinâmica, podendo ser extremamente útil para estudar diversas características da análise dinâmica.

5.2.3. ANÁLISE DINÂMICA

5.2.3.1. Comparação Entre Análises Estáticas e Dinâmicas

Para que ficasse esclarecida a importância de simular dinamicamente a passagem de um comboio de alta velocidade sobre a zona de transição, foi realizada previamente uma análise transitória estática, seguindo a metodologia apresentada em 4.4.2, relativa a análises dinâmicas. Para anular os efeitos dinâmicos presentes na equação de equilíbrio dinâmico (equação (4.1)), ou seja, as forças de inércia e de amortecimento, consideraram-se nulas todas as componentes mássicas (densidades e massas concentradas) e todas os amortecimentos do modelo de via.

Na verdade, a análise realizada não foi totalmente estática, mas sim semi-estática, uma vez que no modelo de veículo foram consideradas as componentes dinâmicas. Assim, na referida análise os deslocamentos verticais da via sob os eixos foram calculados de forma estática, e posteriormente impostos ao modelo de veículo de forma dinâmica.

Na Figura 5.9 estão representados os deslocamentos verticais obtidos sob o eixo 2 mediante as análises estática e dinâmica, para uma velocidade de circulação de 300 km/h e relativamente a uma transição para um terreno 5 vezes mais rígido. Ambas as análises foram realizadas com o modelo de comboio completo e com o modelo de via com recurso a elementos de viga.

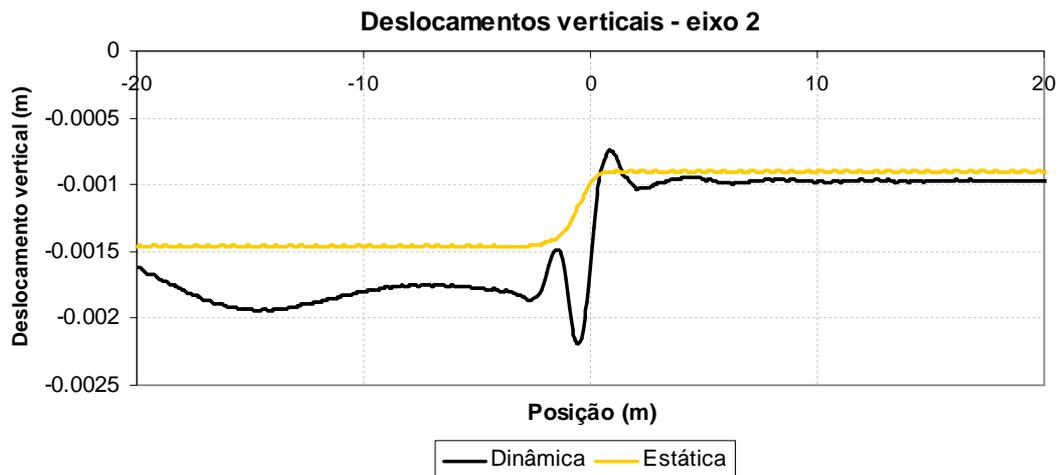


Figura 5.9 – Deslocamentos verticais estático e dinâmico para o eixo 2

Analisando os resultados apresentados na Figura 5.9, os deslocamentos verticais sob o eixo 2 obtidos através da análise estática são inferiores aos obtidos através da análise dinâmica. Vejam-se, por exemplo, os assentamentos verificados na zona mais rígida (entre as posições 10,0 m e 20,0 m, por exemplo), onde foram obtidos valores de cerca de -0,9 mm, na análise estática, e cerca de -1 mm, na análise dinâmica.

A curva referente à análise estática não apresenta qualquer tipo de oscilação (tal como seria de esperar) e, por isso, na zona de transição (junto à posição 0,0 m) a referida curva apresenta-se muito mais suave do que a curva dos deslocamentos obtidos através da análise dinâmica, onde ocorre um pico máximo imediatamente após a posição 0,0 m e um pico mínimo imediatamente antes. Nesta última curva também se denota um pico na posição -3,0 m (cujos motivos foram anteriormente abordados em 5.2.2.2), que não é denotado na curva relativa à análise estática.

A questão dos deslocamentos verticais diferenciais na zona de transição também pode ser abordada através do conceito de distorção angular (definido pela equação (3.1)). Para calcular a distorção angular máxima consideram-se os deslocamentos verticais sob o eixo na zona da via sobre o terreno 1 (s_1) e sobre o terreno 2 (s_2) e a distância entre os pontos onde se verificam esses deslocamentos verticais (L_{1-2}). As distorções angulares máximas obtidas através das análises estática e dinâmica estão apresentadas no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Distorção angular máxima relativamente às análises dinâmica e estática

Análise	s_1 (m)	s_2 (m)	L_{1-2} (m)	α (rad)
Estática	-0,0009650	-0,001325	1,166667	1/3245
Dinâmica	-0,0007456	-0,002156	1,333333	1/936

Analisando as distorções angulares da via sob o eixo 2 na zona de transição, apresentadas no Quadro 5.5, as diferenças entre as análises dinâmica e estática são expressivas: a distorção angular obtida através da análise dinâmica é 243 % superior à obtida através da análise estática.

Entre as posições -20,0 e -10,0 m, a curva relativa à análise dinâmica apresenta alguma oscilação causada pela proximidade à fronteira lateral do modelo de via. Analisando a curva referente à análise estática, nas mesmas posições não há qualquer oscilação, concluindo-se que as análises dinâmicas têm muito maior sensibilidade neste aspecto.

As forças de interação obtidas através da análise dinâmica variam consoante a posição do eixo na via (ver Figura 5.6). Sendo as forças de interação, calculadas através da análise dinâmica, de 78,5 e -55,7 kN, as cargas sob o eixo 2 na zona de transição variam de 139,3 a 273,5 kN.

Com os deslocamentos verticais sob o eixo 2 apresentados neste ponto e com as forças de interação obtidas através de análises dinâmicas concluiu-se que, para estudar o comportamento de uma zona de transição de uma via-férrea de alta velocidade é essencial recorrer a análises dinâmicas.

5.2.3.2. Métodos de Resolução da Equação de Equilíbrio Dinâmico

Em 4.3.4, foram abordadas duas metodologias para resolver a equação de equilíbrio dinâmico (equação (4.5)): método de integração directa (método de Newmark) e o método da sobreposição modal.

A aplicação do método da sobreposição modal pode revelar-se vantajosa em termos de tempo de cálculo, uma vez que a equação de equilíbrio dinâmico (4.30) apenas tem como incógnita a coordenada modal de cada modo de vibração (descrito de forma mais pormenorizada em 4.3.4.2.3), o que não sucede no método de integração directa. A análise por sobreposição modal requer também a realização prévia de uma análise modal (descrita em 4.3.4.2.2), para extracção dos modos de vibração da estrutura, o que não sucede na análise por integração directa. Este aspecto também pode ser vantajoso em termos de cálculo, uma vez que podem ser eliminadas frequências de vibração indesejadas para a análise.

Na Figura 5.10 estão representados dois modos de vibração (cujas frequências são 17,32 e 101,97 Hz) extraídos da análise modal realizada, e relativamente a uma transição para um terreno 5 vezes mais rígido, através do modelo com elementos de viga. Ambas as análises foram realizadas com o modelo de via que recorre a elementos de viga.

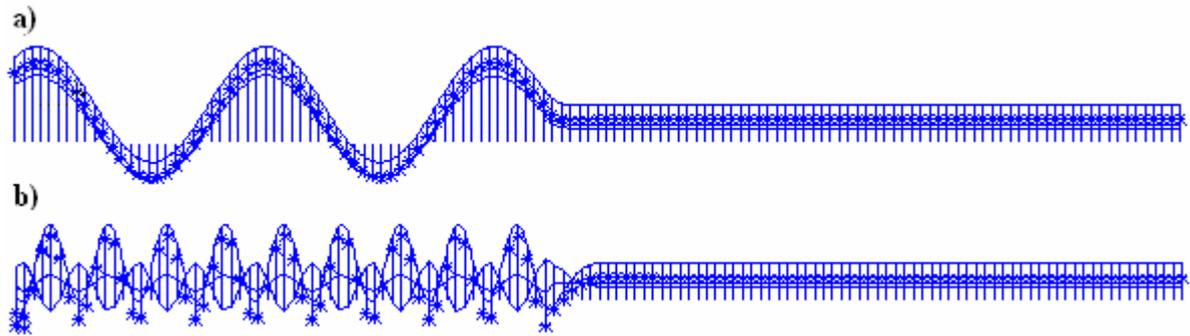


Figura 5.10 – Modos de vibração da estrutura com elementos de viga: a) 5º modo (frequência de 17,32 Hz); 150º modo (frequência de 101,97 Hz)

Na Figura 5.11 estão apresentados os deslocamentos verticais da via sob o eixo 2, numa zona de transição para um terreno 5 vezes mais rígido (cujas características foram apresentadas anteriormente no Quadro 5.1), para uma velocidade de circulação de 300 km/h, com as equações de equilíbrio dinâmico a serem resolvidas por integração directa e por sobreposição modal (considerando os primeiros 200 e 400 modos de vibração).

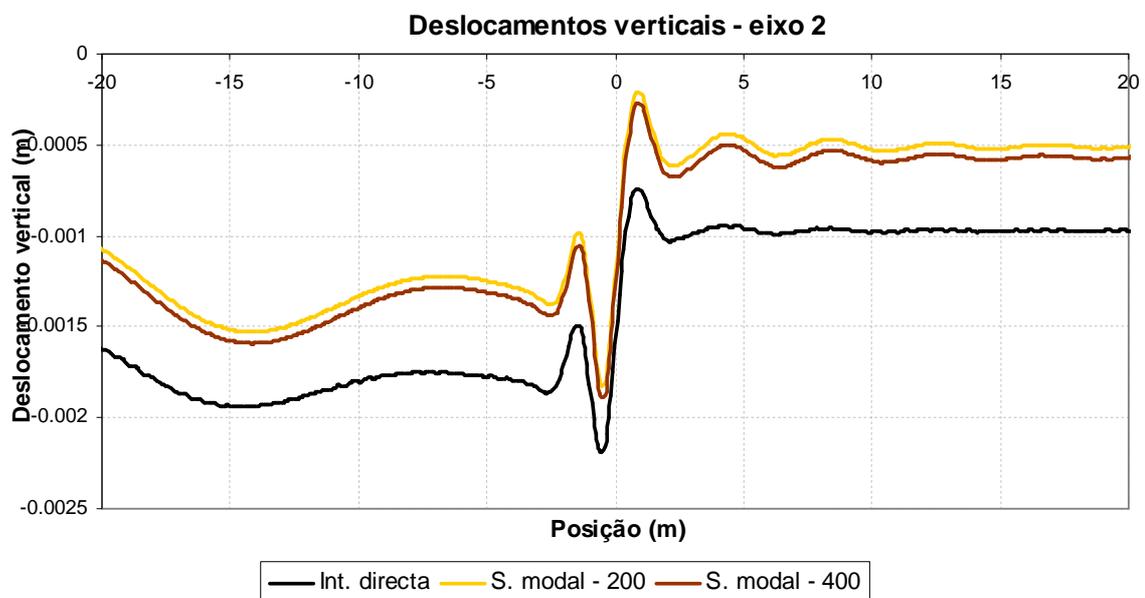


Figura 5.11 – Deslocamentos do eixo 2 obtidos por integração directa e por sobreposição modal

De acordo com as curvas representadas na Figura 5.11, os deslocamentos verticais sob o eixo 2 obtidos por sobreposição modal são muito inferiores aos obtidos pelo método de integração directa. Veja-se a curva relativa aos deslocamentos obtidos por sobreposição modal, considerando os primeiros 200 modos de vibração (a frequência máxima associada ao 200º modo de vibração, obtida através da análise modal prévia, foi de 115,34 Hz): na zona mais rígida (com abcissa positiva) os deslocamentos verticais obtidos foram de metade dos obtidos por integração directa.

Na análise por sobreposição modal, considerando os primeiros 400 modos, a frequência máxima (associada ao 400º modo de vibração), obtida através da análise modal prévia, foi de 214,60 Hz. Comparando as curvas da Figura 5.11 referentes às análises por sobreposição modal com 200 e 400 modos de vibração, a diferença entre dos deslocamentos verticais sob o eixo 2 é reduzida, e os deslocamentos verticais obtidos pela análise com 400 modos também são consideravelmente superiores aos obtidos por integração directa.

Com este estudo concluiu-se que no cálculo dos deslocamentos verticais em modelos de via sobre apoios elásticos têm que ser consideradas frequências de vibração elevadas, ao contrário do que sucede em vias sobre pontes (de acordo com o concluído em diversos estudos relativos a pontes ferroviárias, como os de Figueiredo (2007)).

Como consequência do referido no parágrafo anterior, concluiu-se também que neste estudo a análise dinâmica não deve ser resolvida através do método de sobreposição modal, uma vez que os deslocamentos verticais sob o eixo são muito inferiores aos obtidos através do método de integração directa.

5.2.3.3. Incremento de Tempo a Considerar na Análise Transitória

A questão do incremento de tempo a considerar foi abordada em 4.3.4.1, tendo sido referido que o valor a adoptar deve ser inversamente proporcional à frequência de resposta da estrutura, de acordo com a equação (4.16). Em 5.2.3.2 concluiu-se que nos modelos em estudo devem ser consideradas frequências de vibração elevadas. Para que estes dois aspectos sejam tidos em conta, é necessário realizar a análise dinâmica transitória em incrementos de tempo muito reduzidos, o que é incomportável em termos de tempo de cálculo.

Veja-se por exemplo o 400º modo de vibração relativo ao modelo estudado em 5.2.3.2, cuja frequência de vibração associada é de 214,60 Hz. Partindo do pressuposto errado de considerar que frequências superiores a esta não têm interferência nos deslocamentos verticais da via (pressuposto válido para pontes ferroviárias, mas inválido para este modelo, tal como referido em 5.2.3.2), o incremento de tempo a considerar, em segundos, tomaria o valor apresentado em (5.3):

$$\Delta t = \frac{1}{20 \cdot 214,60} \Rightarrow \Delta t = \frac{1}{4292} \approx 0,000233 \text{ s} \quad (5.3)$$

Como o pressuposto assumido é errado e frequências de vibração mais elevadas são relevantes no comportamento da estrutura, o incremento de tempo a considerar deveria ser muito inferior ao referido em (5.3).

Por esse motivo foi realizado um estudo comparativo entre uma análise dinâmica transitória, considerando incrementos de tempo de 1/1000 e 1/3333. Comparando, sem grande rigor, estas duas abordagens em termos computacionais, a análise com incremento de 0,0003 s tem um tempo de cálculo cerca de 233 % superior à abordagem com 0,001 s. Além disto, os ficheiros de resultados ocupam cerca de 233 % mais espaço do que a abordagem com 0,001 s.

Na Figura 5.12 estão apresentados os deslocamentos verticais sob o eixo 2 (do modelo de locomotiva completo), obtidos com o modelo de via com elementos de viga nas condições do Quadro 2.1, para uma velocidade de circulação de 300 km/h. No pormenor A, apresentado na Figura 5.12 b), estão representadas as mesmas curvas, mas com escalas superiores.

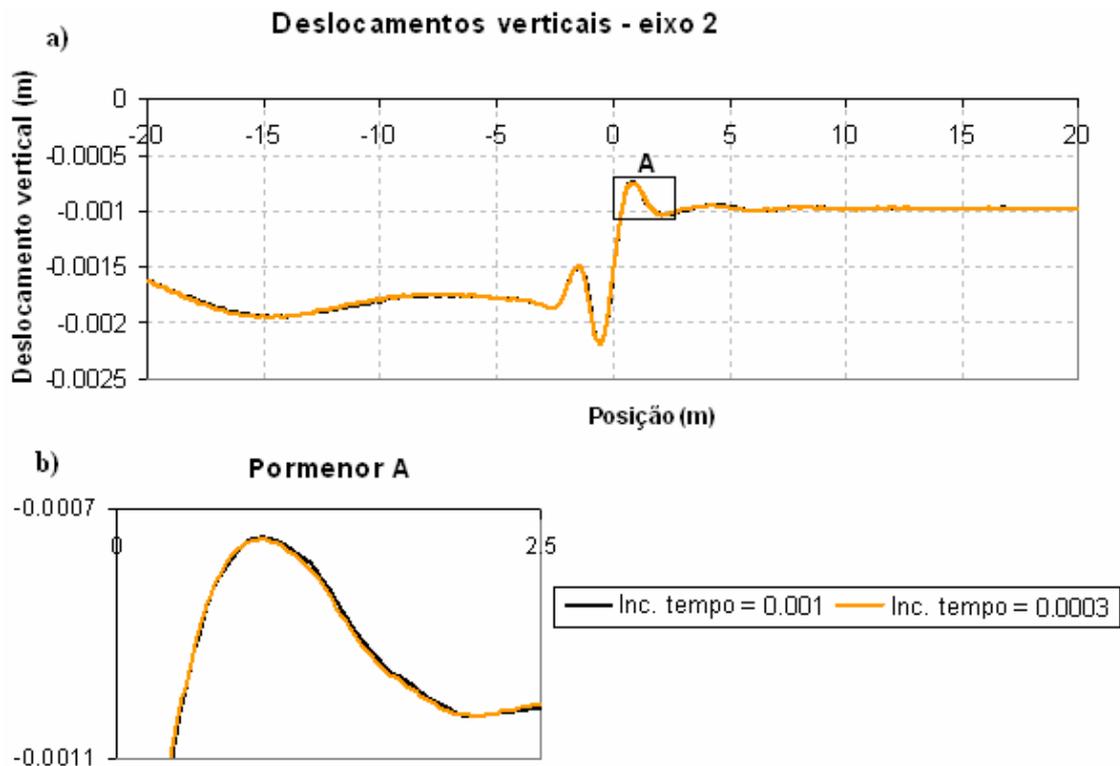


Figura 5.12 – Deslocamentos obtidos com diferentes tempos de integração: a) zona de transição; b) pormenor A

De acordo com a Figura 5.12, as curvas dos deslocamentos verticais sob o eixo 2 do veículo, considerando incrementos de tempo de 0,001 e 0,0003 s, são muito semelhantes. Analisando as curvas através do pormenor A (Figura 5.12 b)) denotam-se diferenças mínimas entre as duas curvas.

Com os deslocamentos verticais por eixo, obtidos na análise dinâmica da via com incrementos de 0,001 e 0,0003 s, foi realizada uma análise dinâmica transitória ao comboio (com o modelo completo), considerando os referidos incrementos de tempo.

A curva obtida com na análise com incremento de 0,001 s é a anteriormente apresentada na Figura 5.11, relativamente à análise dinâmica. A curva relativa a um incremento de 0,0003 s é praticamente idêntica. A diferença entre os valores extremos máximos obtidos através dos dois incrementos é inferior a 20 N. Esta ordem de grandeza é mínima, tendo em conta que a componente estática da carga por eixo da locomotiva do comboio *ICE2* é de 195 kN.

Este estudo permitiu concluir que não se justifica recorrer a incrementos de tempo muito reduzidos. Considerando um incremento de tempo de 0,001 s, os resultados obtidos diferem pouco dos obtidos com incrementos menores, havendo ganhos significativos em termos de tempo de cálculo e de espaço ocupado no computador.

5.2.3.4. Aplicação de Filtros às Funções de Deslocamento

De acordo com o procedimento de cálculo proposto para a análise dinâmica com interação simplificada (descrito anteriormente em 4.4.2), uma vez conhecidas as funções de deslocamento vertical sob os eixos do veículo, estas são impostas ao modelo de comboio, procedendo-se à análise dinâmica do modelo do veículo. No final são obtidos diversos parâmetros relativos ao comportamento dinâmico do veículo, nomeadamente as componentes dinâmicas ao nível da interação no ponto de contacto entre o eixo e a via.

Na Figura 5.13 estão representadas as componentes dinâmicas das forças de interação, obtidas através do modelo de comboio simplificado, na zona de transição. Para este estudo foi considerada uma velocidade de circulação de 80 m/s (288 km/h).

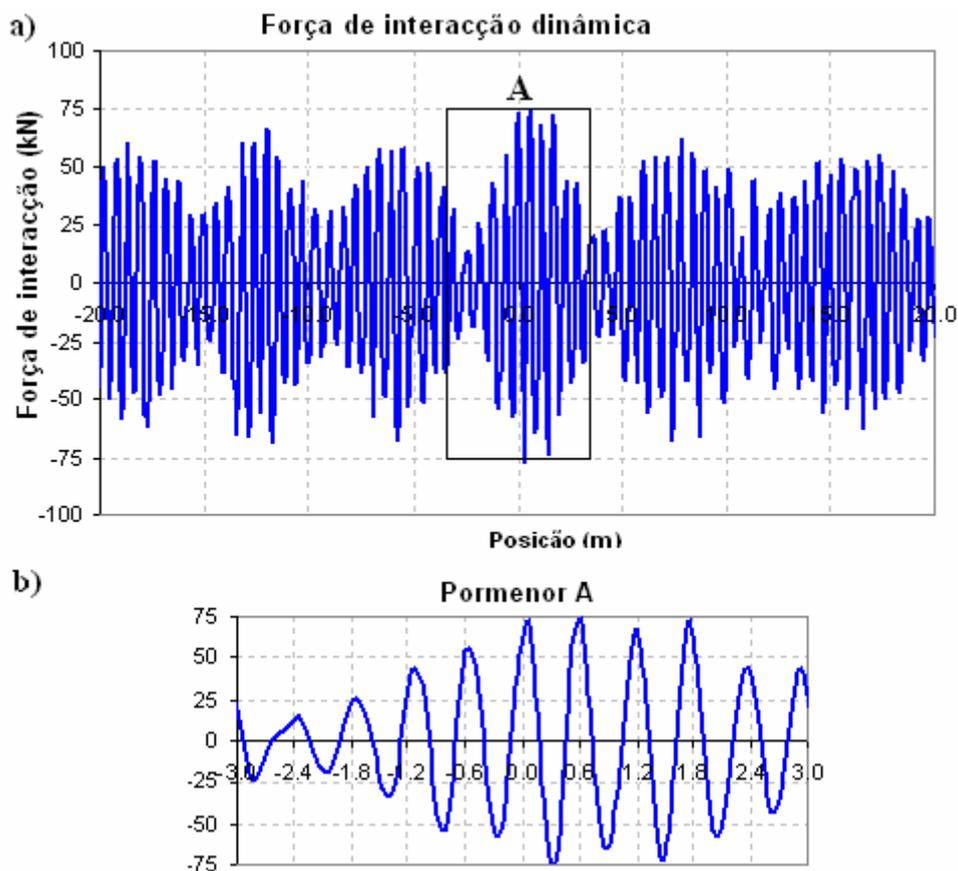


Figura 5.13 – Forças de interação dinâmica obtidas no modelo de comboio simplificado: a) Zona de transição; b) Pormenor A

Analisando a curva da componente dinâmica da força de interação, apresentada na Figura 5.13 a), observa-se que o efeito da transição de rigidez (apresentado, por exemplo, na Figura 5.11) não foi identificado.

Analisando a mesma curva através do pormenor A (Figura 5.13 b)), observa-se que a amplitude de oscilação da curva é de 0,60 m, que corresponde à distância entre eixos das travessas considerada nos modelos de via (ver Figura 5.1 e Figura 5.2). Tanto nas curvas de deslocamentos verticais, como nas curvas de força de interação dinâmica, a posicionamento dos picos máximos ocorre sobre as palmilhas (como nas posições 0,6, 0,0, 0,6 ou 1,2 m, por exemplo).

Na Figura 5.14 está representada esquematicamente a forma das funções de deslocamentos verticais sob o eixo, ao longo da sua posição no carril, obtidas neste estudo.

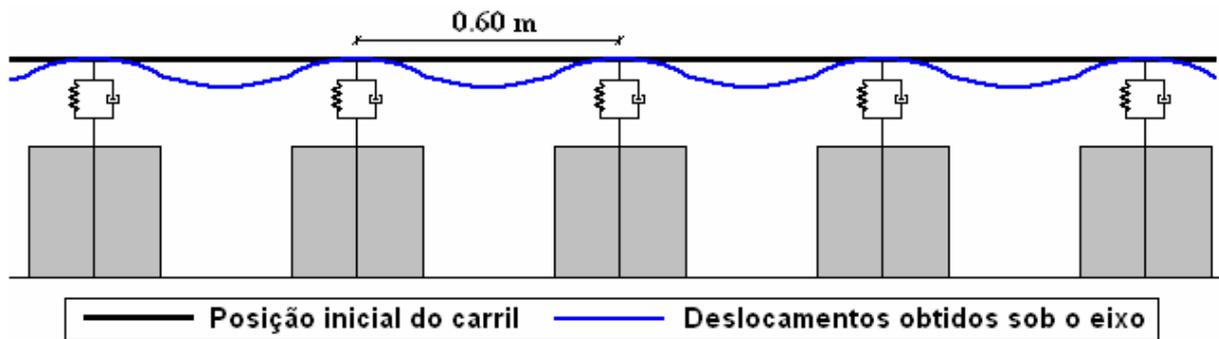


Figura 5.14 – Esquema representativo dos deslocamentos obtidos sob o eixo do veículo

A forma esquematizada na Figura 5.14 é irreal, uma vez que a ligação entre os carris e as travessas não corresponde a um ponto, tal como foi modelado. Impondo estas funções de deslocamento sob o eixo ao modelo de comboio, as forças de interação dinâmica obtidas foram obviamente afectadas.

O modelo de comboio simplificado apenas tem um grau de liberdade. A frequência natural de vibração de uma estrutura com um grau de liberdade é obtida através das Equações (5.4) e (5.5) (Chopra, 1995).

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{5.4}$$

$$f = \frac{\omega}{2\pi} \tag{5.5}$$

Com as características do veículo anteriormente apresentadas no Quadro 5.4 foi obtida uma frequência natural de vibração de 156,6 Hz.

Uma vez conhecida a velocidade de circulação do veículo (80 m/s) e a distância entre os eixos das travessas (0,60 m), a frequência de excitação do veículo foi obtida da forma apresentada em (5.6).

$$f = \frac{v}{d} \Rightarrow f = 133,3 \text{ Hz} \tag{5.6}$$

As frequências natural (156,6 Hz) e de excitação (133,3 Hz) do veículo, para a referida velocidade de circulação, são muito próximas.

O factor de amplificação dinâmica é dado pela equação (5.7) (Chopra, 1995).

$$R_d = \frac{1}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right]^2 + \left[2\xi \cdot \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)\right]^2}} \quad (5.7)$$

O factor de amplificação dinâmica obtido nestas condições foi de 3,64.

Desta forma os resultados apresentados na Figura 5.13 foram justificados, tendo-se concluído que as forças de interacção dinâmica obtidas foram afectadas por um factor de amplificação dinâmica extremamente elevado, de valor 3,64, que não traduz as condições reais.

Para solucionar este problema foram estudadas diversas abordagens. A abordagem inicial passou por considerar algum amortecimento no modelo simplificado do comboio, no contacto entre o eixo e o carril. Na Figura 5.15 está representada a relação entre o factor de amplificação dinâmica e o quociente entre as frequências de excitação e natural do veículo, considerando coeficientes de amortecimento de 0, 5, 10, 20 e 50 %, de acordo com Chopra (1995). Os pontos assinalados (com abcissa 0,851) correspondem aos casos em estudo.

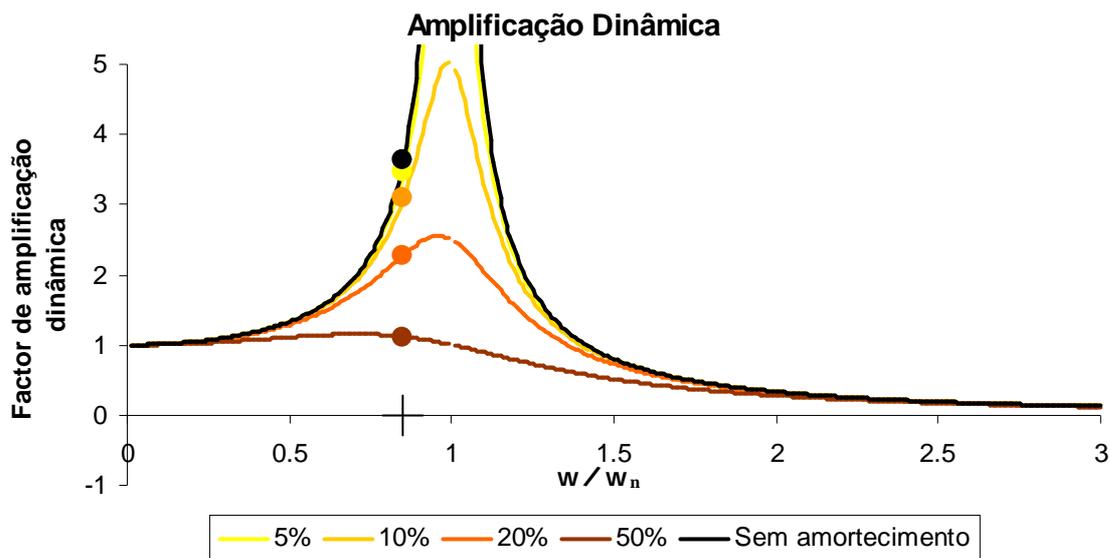


Figura 5.15 – Amplificação dinâmica (adaptado de Chopra (1995))

De acordo com o representado na Figura 5.15, através desta abordagem só é possível anular o efeito de amplificação dinâmica considerando coeficientes de amortecimento totalmente irrealistas para este tipo de

estruturas. Assim, concluiu-se que para realizar correctamente a análise dinâmica com interacção simplificada é necessário considerar funções de deslocamento sob os eixos com formatos diferentes do esquematizado na Figura 5.14.

Uma outra abordagem possível passa por alterar o modelo de via, mais especificamente as condições de ligação entre o carril e a travessa. Nos modelos referidos em 5.1.1, a ligação é feita através de palmilhas, simuladas como elementos verticais localizados sobre o eixo das travessas (representadas na Figura 5.1 e Figura 5.2). Como alternativa, cada palmilha pode ser modelada através de mais elementos verticais, reajustando as suas características de rigidez e de amortecimento. A forma alternativa de as modelar está exemplificada esquematicamente na Figura 5.16.

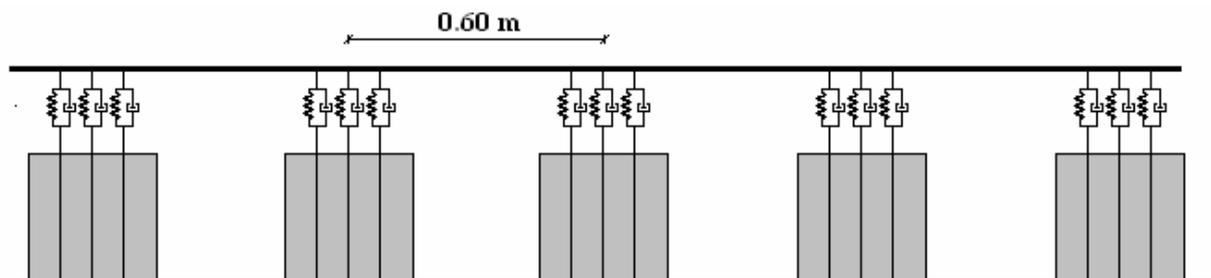


Figura 5.16 – Modelação alternativa das palmilhas

Obviamente que este modelo não anularia os efeitos esquematizados na Figura 5.14 na sua totalidade, no entanto estes seriam minorados. A referida abordagem apenas pode ser considerada no modelo de via com elementos em estado plano de tensão, uma vez que no modelo com elementos de viga as travessas são simuladas através de massas concentradas. A sua utilização no modelo com elementos em estado plano de tensão requer uma maior discretização do domínio de estudo (comparando o exemplo apresentado na Figura 5.16 com o modelo considerado na Figura 5.2, a subdivisão das travessas duplicou), aumentando assim o tempo de cálculo da análise dinâmica. Por apresentar tantas limitações, esta abordagem não sofreu maiores desenvolvimentos.

A abordagem final passou por aplicar filtros às funções de deslocamento obtidas na análise dinâmica ao modelo de via, de forma a anular as frequências de excitação causadas pelas condições de apoio do carril consideradas no modelo (como a obtida em (5.6)).

Foram estudados dois tipos de filtros: o filtro média móvel (*Moving Average Filter*) e o filtro Chebyshev do tipo II.

O filtro média móvel é o mais simples dos dois, e pode ser facilmente aplicado na folha de cálculo do *EXCEL*[®], tendo, no entanto, apresentado muitas limitações. Por um lado, a forma das funções de deslocamento sob o eixo (Figura 5.14) não foi eliminada, mas sim ligeiramente atenuada. Por outro lado, os efeitos de transição da função de deslocamentos foram também atenuados.

Para aplicar o filtro Chebyshev tipo II foi necessário recorrer a um programa de cálculo matemático (*MATLAB*[®]). No *MATLAB*[®], depois de inserida a função de deslocamentos, são detectadas as frequências mais elevadas. Na Figura 5.17 estão apresentadas as frequências da função de deslocamentos verticais sob o eixo, considerando o modelo simplificado de veículo a circular a 80 m/s.

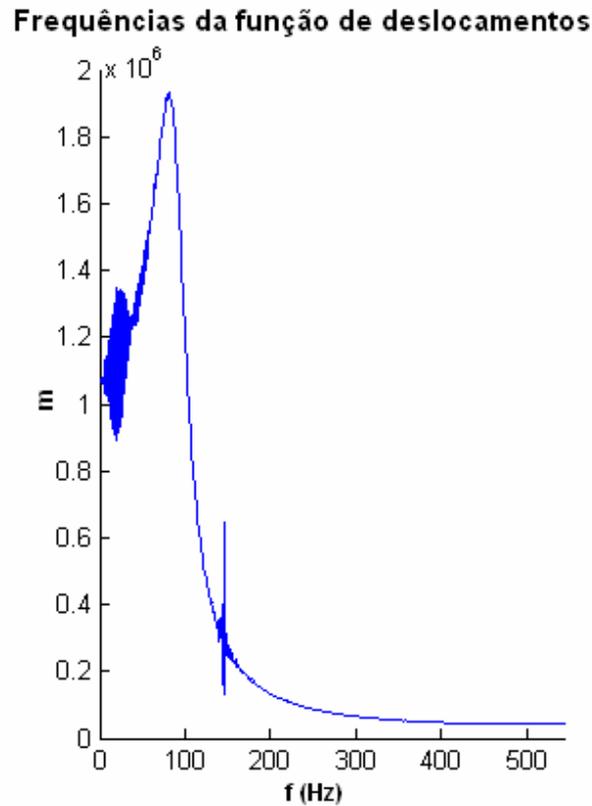


Figura 5.17 – Frequências da função de deslocamentos (velocidade de circulação de 80 m/s)

Analisando a curva de frequências da função de deslocamentos, apresentada na Figura 5.17, nota-se uma perturbação para a abscissa obtida em (5.6). O filtro Chebyshev do tipo II foi aplicado de forma a eliminar a frequência de 133,3 Hz (para esta velocidade de circulação) e todas as frequências superiores a esta.

Na Figura 5.18 está apresentada uma função de deslocamentos, estando representadas a curva obtida através da análise dinâmica da via (a preto) e a curva obtida depois de aplicado o filtro Chebyshev à função de deslocamentos (a amarelo).

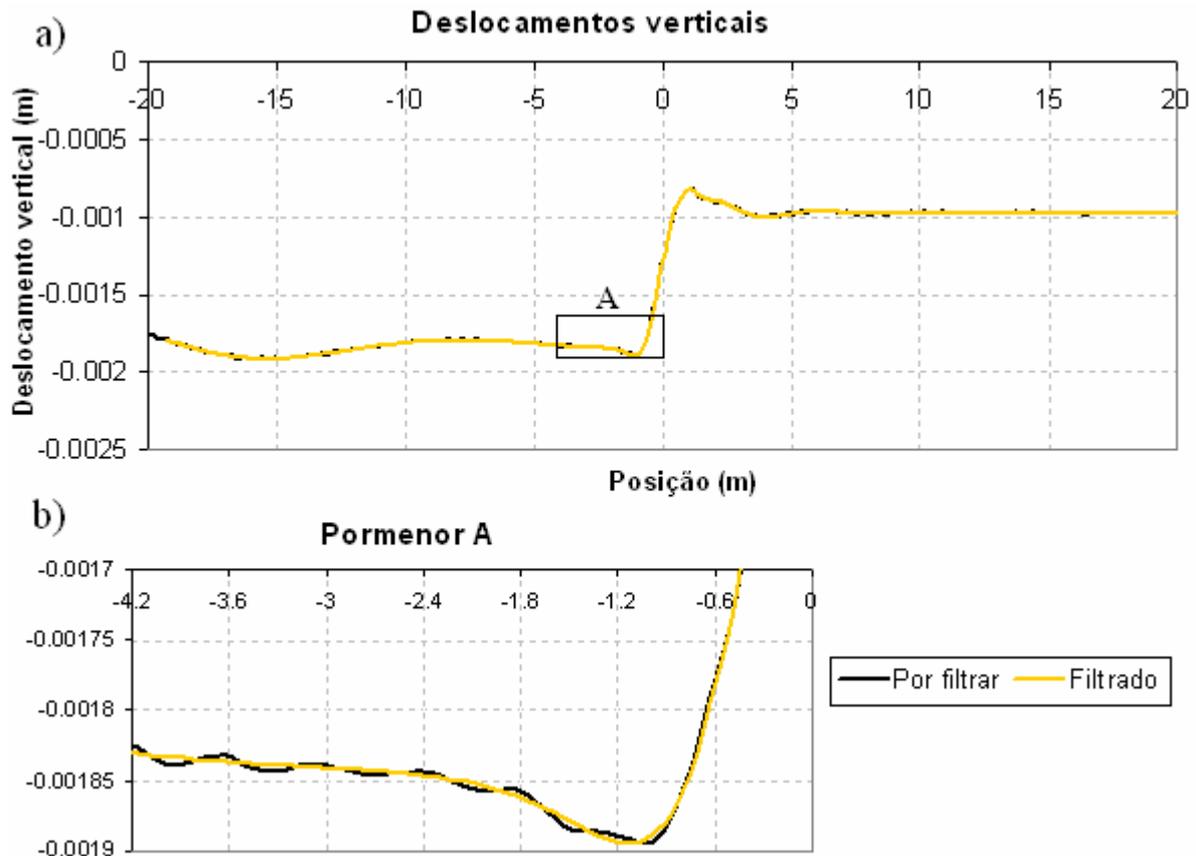


Figura 5.18 – Deslocamentos filtrados e não filtrados: a) Zona de transição; b) Pormenor A

As curvas apresentadas na Figura 5.18, em particular no pormenor A (Figura 5.18 b)), demonstram que a forma da função de deslocamentos foi alterada, anulando-se o efeito anteriormente esquematizado na Figura 5.14.

Depois de aplicar as funções de deslocamento filtradas ao modelo de veículo simplificado e realizar uma análise dinâmica, as curvas de forças de interacção dinâmica obtidas na zona de transição já não apresentaram a forma apresentada anteriormente na Figura 5.13, mas sim a apresentada na Figura 5.8 (curva relativa ao modelo simplificado). Desta forma, esta abordagem demonstrou ser eficaz.

Com este estudo concluiu-se que a aplicação de filtros às funções de deslocamento constitui uma opção válida para se poder realizar uma análise dinâmica com interacção simplificada. No entanto, a sua aplicação também tem uma série de desvantagens. Para realizar a análise considerando a interacção entre a via e o veículo passou a ser necessário recorrer a mais um programa de cálculo comercial (como o *MATLAB*[®], utilizado neste estudo).

Outro aspecto desvantajoso, resultante da aplicação do filtro Chebyshev tipo II, é o aumento do grau de complexidade associado à análise, em termos de procedimento de cálculo. O procedimento anteriormente representado na Figura 4.19, foi alterado, tendo sido incluídos novos passos de cálculo. Na Figura 5.19 está representado o novo esquema considerado.

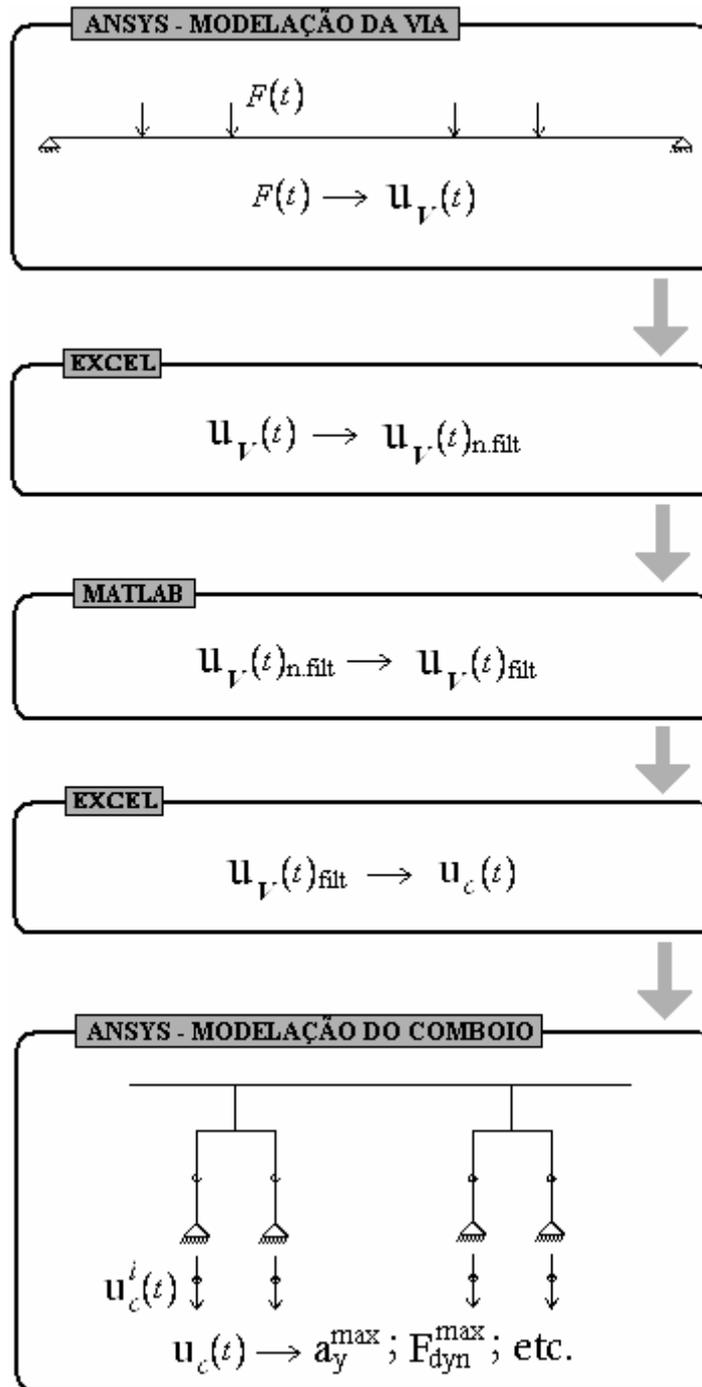


Figura 5.19 – Procedimento de cálculo para análise dinâmica com interacção simplificada

No esquema da Figura 5.19, $u_v(t)$ é a função temporal de deslocamentos obtida a partir da análise dinâmica à via, $u_c(t)$ é a função temporal dos deslocamentos verticais a impor aos eixos do comboio. As funções $u_v(t)_{n.filt}$ e $u_v(t)_{filt}$ são as funções de deslocamento vertical antes e depois de aplicado o filtro Chebyshev, respectivamente.

5.2.3.5. Comparação entre as Análises Dinâmicas com Interação

Neste ponto são analisados e comparados os resultados provenientes da análise dinâmica com interação simplificada, obtidos neste estudo, e os resultados provenientes de uma análise dinâmica com interação completa, obtidos por Ribeiro (2007). As vantagens e desvantagens das duas análises foram descritas de forma detalhada em 4.4 (e complementadas com as conclusões retiradas de 5.2.3.4), sendo, neste ponto do trabalho, apenas comparados os resultados obtidos. A designação de erro, muitas vezes feita neste ponto, corresponde ao quociente entre os resultados obtidos pela metodologia simplificada e os obtidos pela metodologia completa.

Na Figura 5.20 estão apresentados os deslocamentos sob o eixo obtidos nas análises, considerando o modelo de comboio simplificado, com uma velocidade de circulação de 80 m/s, com a via nas condições apresentadas no Quadro 5.1.

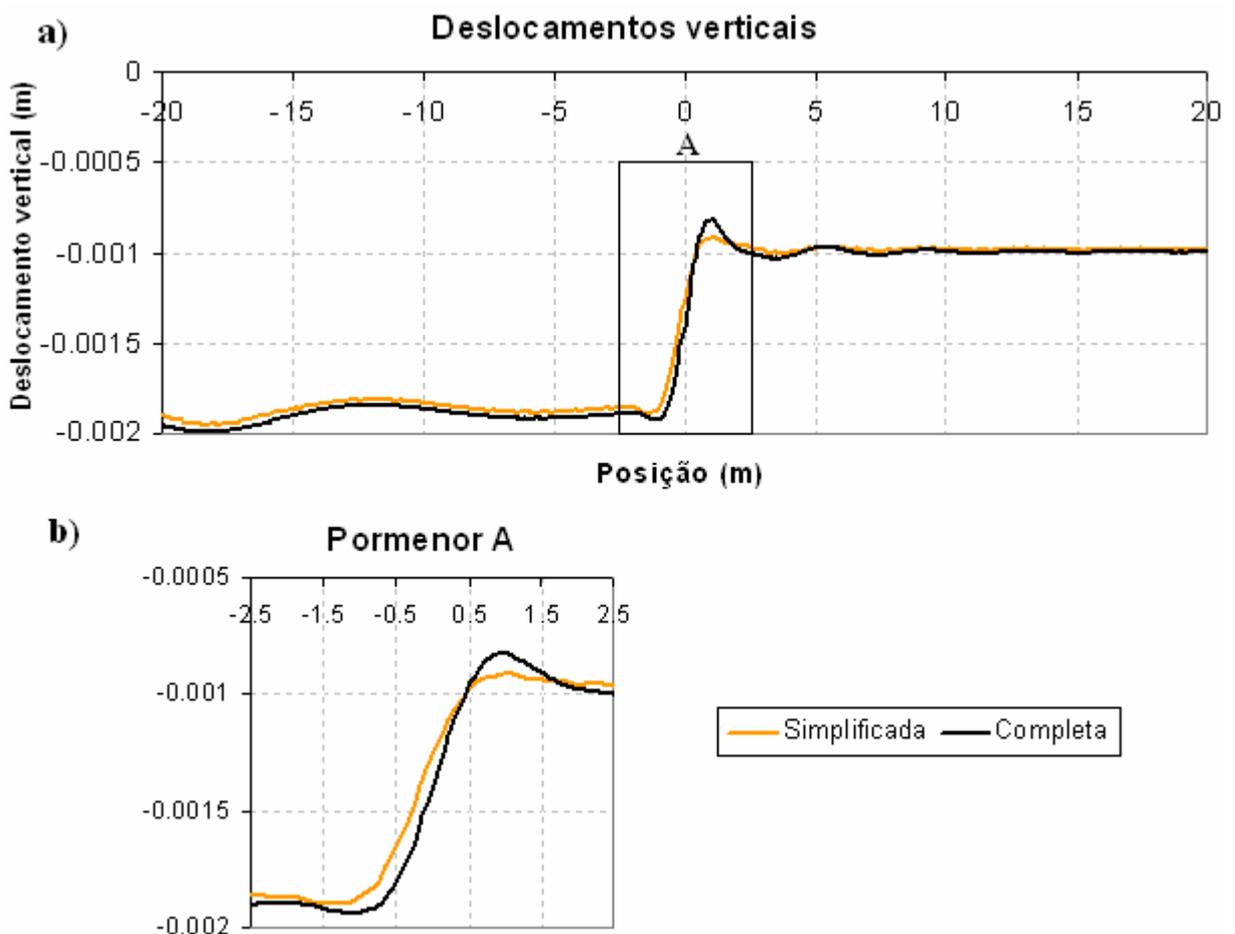


Figura 5.20 – Deslocamentos verticais sob eixo (análises com interação completa e simplificada): a) Zona de transição; b) Pormenor A)

Analisando as curvas apresentadas na Figura 5.20, na análise com interação completa obteve-se um pico máximo nos deslocamentos verticais sob o eixo, após a zona de transição, entre as posições 0,5 e 1,5 m (ver pormenor A), enquanto que na curva relativa à metodologia simplificada não há qualquer

pico. Também é visível um ligeiro desalinhamento longitudinal entre as zonas ascendentes das duas curvas.

Na Figura 5.21 estão apresentadas as forças de interação dinâmica obtidas através das duas metodologias em comparação.

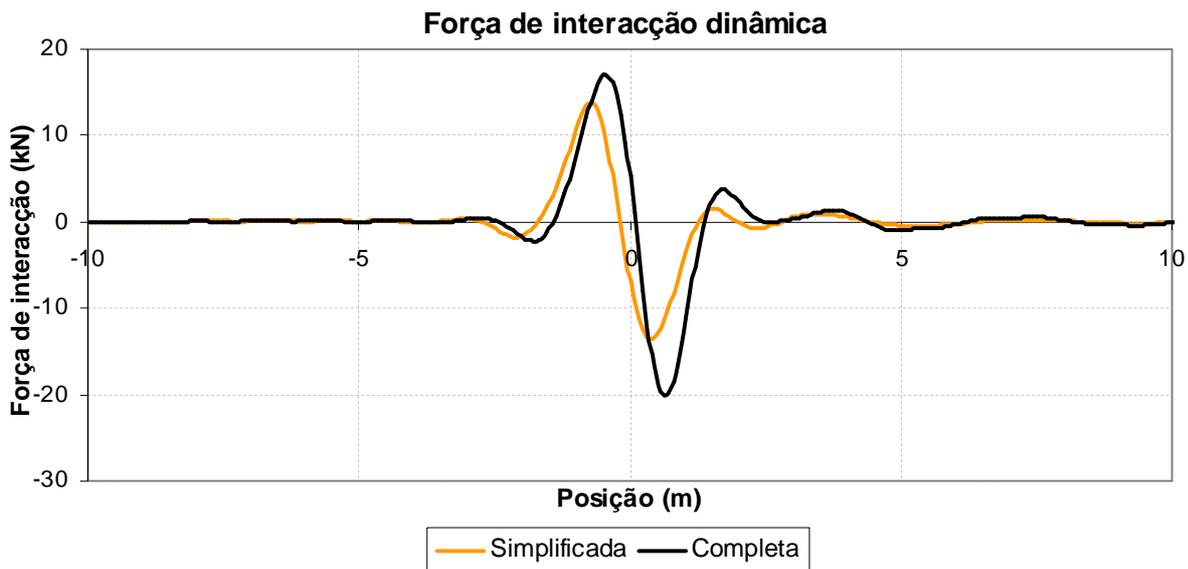


Figura 5.21 – Forças de interação dinâmica (análises com interação completa e simplificada)

Analisando os resultados apresentados na Figura 5.21, as forças de interação dinâmica obtidas através da metodologia completa são superiores às obtidas através da metodologia simplificada. Os valores máximos obtidos pelas metodologias completa e simplificada foram de 17,0 e 13,9 kN, respectivamente, enquanto que os valores mínimos obtidos foram de -20,2 e -13,5 kN. Considerando apenas a componente dinâmica das forças de interação, a metodologia simplificada apresenta erros de 18,2 %, relativamente ao valor extremo máximo, e de 33,2 %, relativamente ao valor mínimo, quando comparada com a metodologia completa. Analisando os erros em termos de carga total por eixo, estes são de 1,4 %, para o valor extremo máximo, e de 3,8 %, para o valor extremo mínimo.

Na Figura 5.22 estão apresentados os deslocamentos obtidos sob o eixo 2 do modelo de comboio completo, considerando a análise dinâmica com interação completa e simplificada. Tal como no caso anterior, a via foi considerada com as características apresentadas no Quadro 5.1, mas a velocidade de circulação considerada foi de 83,333 m/s (300 km/h).

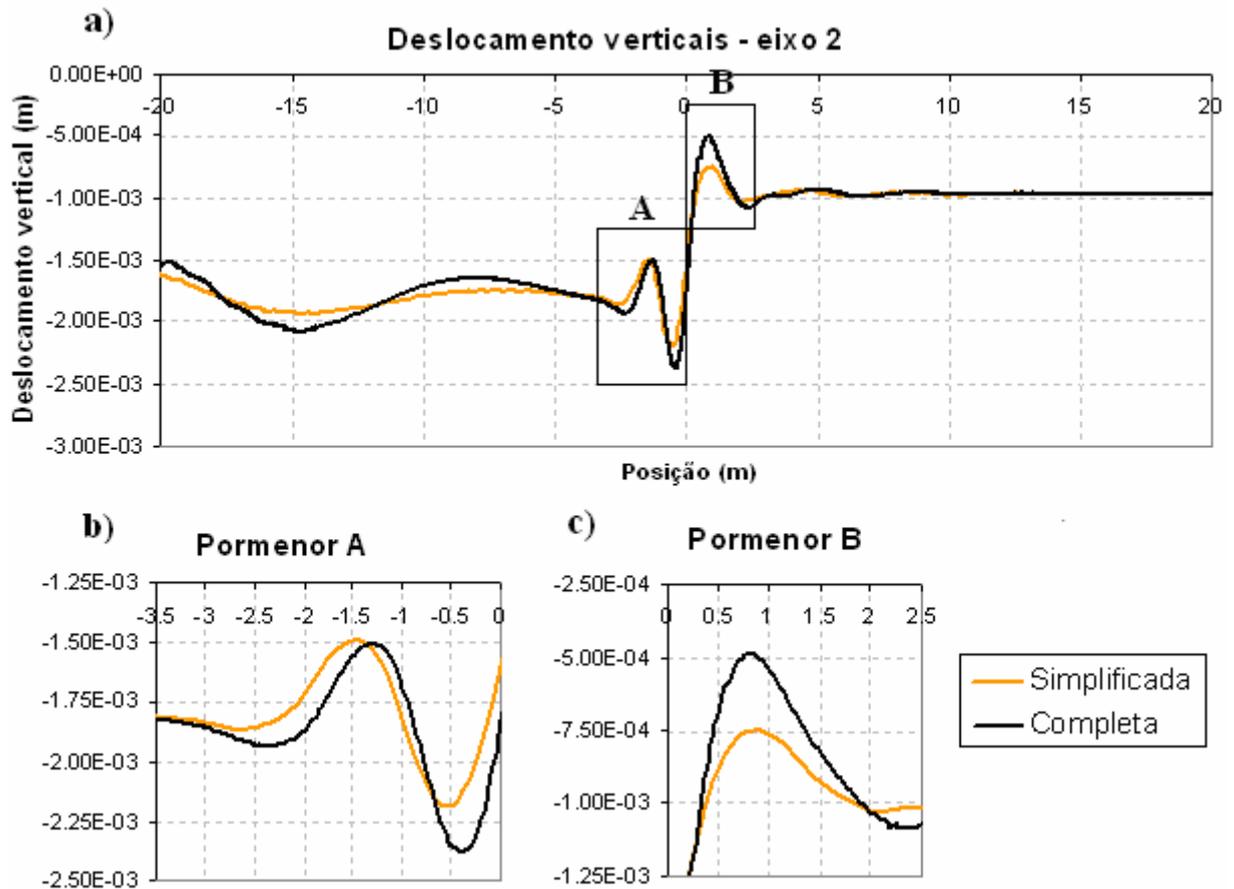


Figura 5.22 – Deslocamentos sob o eixo 2 (análises com interação completa e simplificada): a) Zona de transição; b) Pormenor A; c) Pormenor B

Analisando as duas curvas apresentadas na Figura 5.22, os valores extremos dos deslocamentos sob o eixo 2 obtidos pela metodologia completa foram consideravelmente superiores aos obtidos pela metodologia simplificada. A diferença entre os valores extremos mínimos obtidos foi de 0,185 mm (ver pormenor A) e a diferença entre os valores extremos máximos obtidos foi de 0,256 mm (ver pormenor B).

Em termos de deslocamentos verticais diferenciais na zona de transição, mais concretamente em termos de distorção angular máxima junto à posição 0,0 m, pela metodologia completa foi obtida uma distorção angular máxima de $1/637$, enquanto que pela metodologia simplificada foi obtida uma distorção angular máxima de $1/936$. Então, pela metodologia simplificada foi obtida uma distorção angular máxima 31,9 % inferior.

Na Figura 5.23 estão apresentadas as componentes dinâmicas da força de interação no contacto entre o eixo 2 da locomotiva do ICE2 e o carril, obtidas nas mesmas análises.

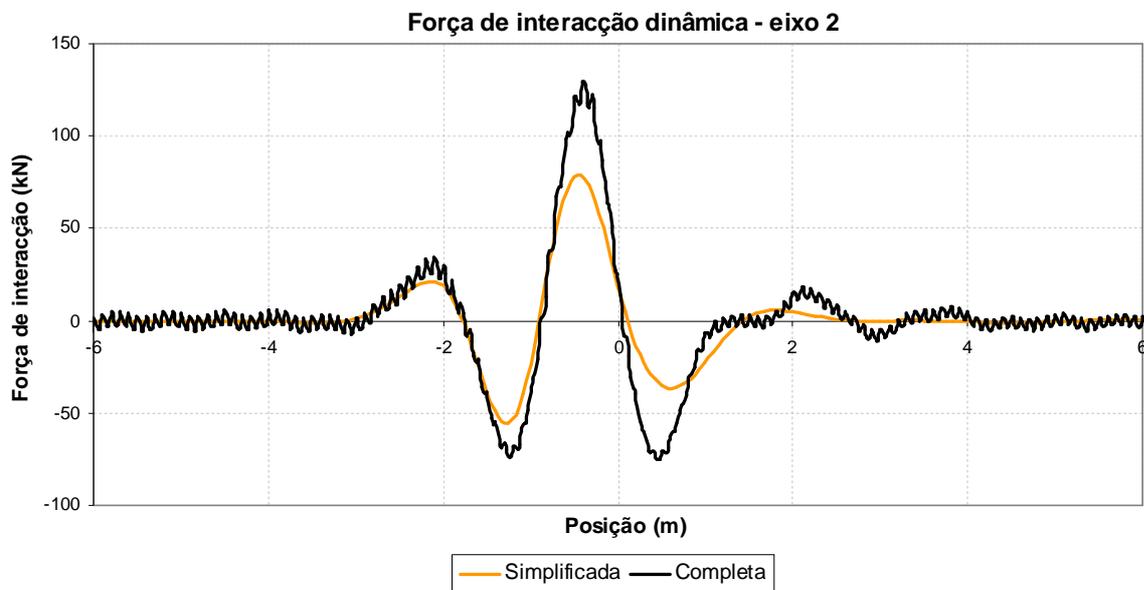


Figura 5.23 - Forças de interação dinâmica no eixo 2 (análises com interação completa e simplificada)

Analisando os resultados apresentados na Figura 5.23, os valores extremos obtidos pela metodologia completa foram muito mais acentuados do que os obtidos pela metodologia simplificada, tal como já havia sucedido para o modelo de veículo simplificado (ver Figura 5.21).

Relativamente ao valor extremo máximo da componente dinâmica da força de interação, pela metodologia completa foi obtido um valor máximo de 130,0 kN, e pela simplificada foi obtido um valor máximo de 78,5 kN, o que representa erros de 39,6 %, em termos de componente dinâmica, e de 14,8 %, em termos de carga total por eixo.

Relativamente aos valores mínimos obtidos, a análise não pode ser feita em termos do valor extremo mínimo, uma vez que pela metodologia completa foram obtidos dois picos de valores muito acentuados, um deles na zona mais rígida (posição 0,5 m) e outro antes da transição (posição -1,2 m). Para o pico mínimo posicionado antes da transição, os valores obtidos foram -73,6 kN, pela metodologia completa, e -55,8 kN, pela metodologia simplificada, representando erros de 24,2 %, em termos de componente dinâmica da força, e de 14,6 %, em termos de carga total por eixo. Para o pico mínimo posicionado na zona mais rígida, os valores obtidos foram -75,4 kN, pela metodologia completa, e -36,4 kN, pela metodologia simplificada, o que representam erros de 51,7 %, em termos de componente dinâmica da força, e 32,6 %, em termos de carga total por eixo.

Na Figura 5.24 estão apresentados as curvas de acelerações verticais ao nível da caixa do veículo (mais concretamente no nó CX2 representado na Figura 5.4), obtidas através das metodologias completa e simplificada, mediante as condições consideradas nos parágrafos anteriores.

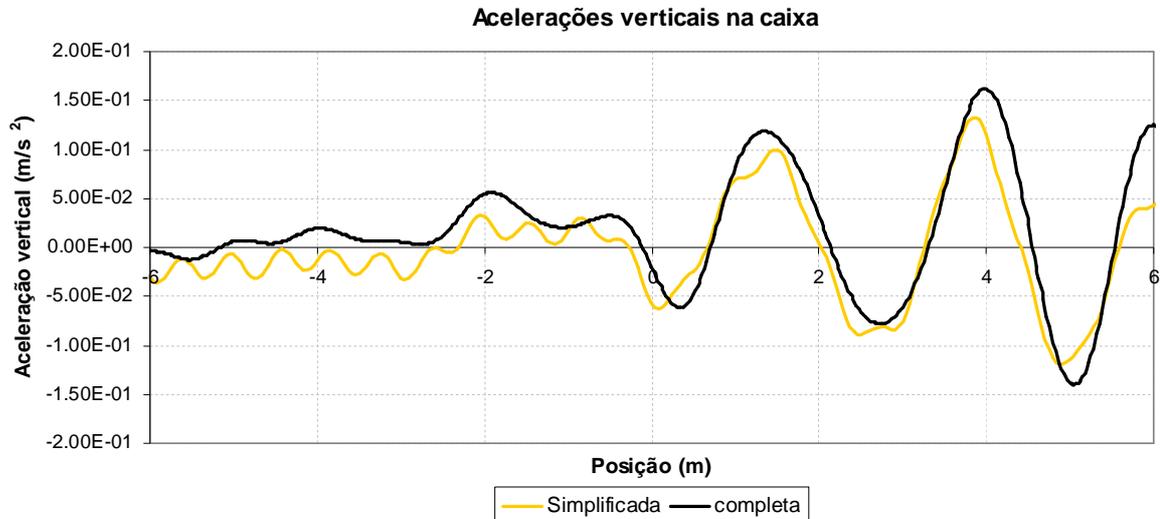


Figura 5.24 – Acelerações verticais ao nível da caixa (análises com interacção completa e simplificada)

Analisando as curvas de acelerações verticais ao nível da caixa apresentadas na Figura 5.24, os picos da curva relativa à metodologia completa são, em geral, mais acentuados. Nos instantes em que o ponto da caixa em estudo se encontra próximo da posição -1.5 m (que correspondem aos instantes em que o eixo 1 se situa sobre a zona de transição brusca de rigidez) foram obtidas acelerações verticais máximas de $0,081 \text{ m/s}^2$, através da metodologia completa, e de $0,064 \text{ m/s}^2$, através da metodologia simplificada, o que representa um erro de 20,4 %. Nos instantes em que o ponto da caixa em estudo se encontra próximo da posição $1,5$ m (que correspondem aos instantes em que o eixo 2 circula sobre a zona de transição) foram obtidas acelerações verticais máximas de $0,187 \text{ m/s}^2$, através da metodologia completa, e de $0,151 \text{ m/s}^2$, através da metodologia simplificada, o que representa um erro de 19,3 %.

Este estudo permitiu concluir que os resultados provenientes de uma análise dinâmica com interacção simplificada fornecem um razoável indicador do comportamento da interacção entre o comboio e o veículo na zona de transição. No entanto, os resultados obtidos demonstram um elevado grau de imprecisão, com tendência a minorar significativamente os efeitos de transição, nomeadamente em termos de deslocamentos verticais diferenciais na zona de transição (medida pela distorção angular máxima da geometria da via), forças máximas e mínimas na interacção e acelerações verticais ao nível da caixa do veículo.

Comparando os resultados relativos ao modelo de comboio simplificado com os relativos ao modelo completo, concluiu-se que com o aumento da grandeza dos valores envolvidos o grau de precisão da metodologia simplificada diminui.

5.2.3.6. Processo Iterativo

Em 4.4.2 foi sugerido um processo iterativo para diminuir a falta de precisão dos resultados obtidos através da análise dinâmica com interacção simplificada (questão estudada em 5.2.3.5). O referido processo iterativo foi aplicado a um caso de referência (descrito no ponto 4.5) e os resultados obtidos foram satisfatórios (como, por exemplo, os apresentados na Figura 4.31).

Em 5.2.3.4 concluiu-se que a metodologia simplificada não pode ser aplicada da forma esquematizada na Figura 4.19, sendo necessário aplicar filtros Chebyshev tipo II às funções de deslocamento obtidas

através da análise dinâmica da via. Por outras palavras, a metodologia esquematizada na Figura 4.19 foi substituída pela esquematizada na Figura 5.19. De forma análoga, o processo iterativo proposto e esquematizado na Figura 4.20 foi substituído pelo esquematizado na Figura 5.25, aumentando também o seu grau de complexidade.

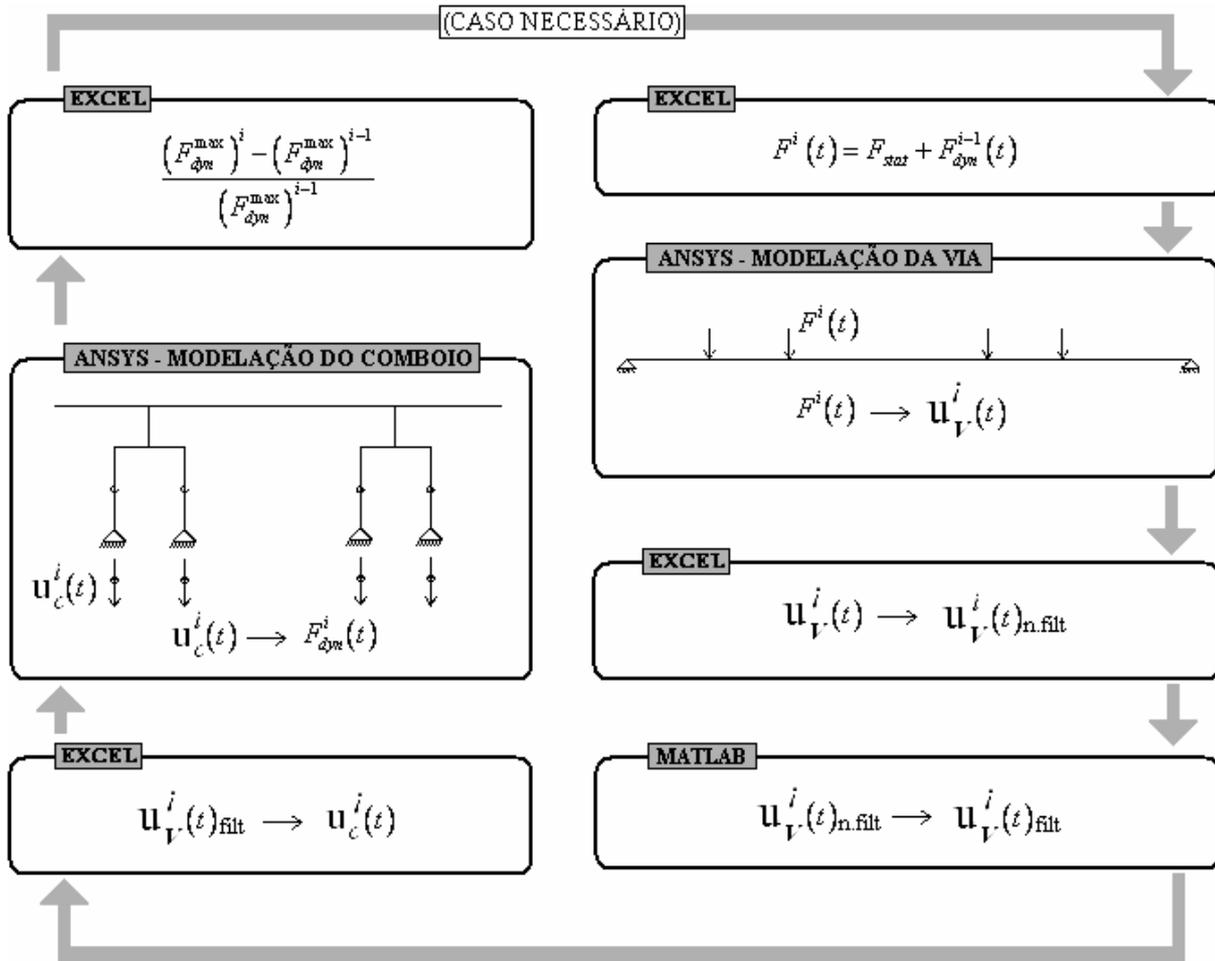


Figura 5.25 – Diagrama do processo iterativo proposto modificado

O processo iterativo foi estudado para o modelo de comboio simplificado, admitindo as mesmas condições consideradas em 5.2.3.5. Por esse motivo, os resultados obtidos na primeira iteração em termos de deslocamentos sob o eixo e em termos de componente dinâmica da força de interação são os apresentados na Figura 5.20 e na Figura 5.21, respectivamente.

Na Figura 5.26 estão apresentados os deslocamentos verticais sob o eixo, obtidos nas quatro primeiras iterações.

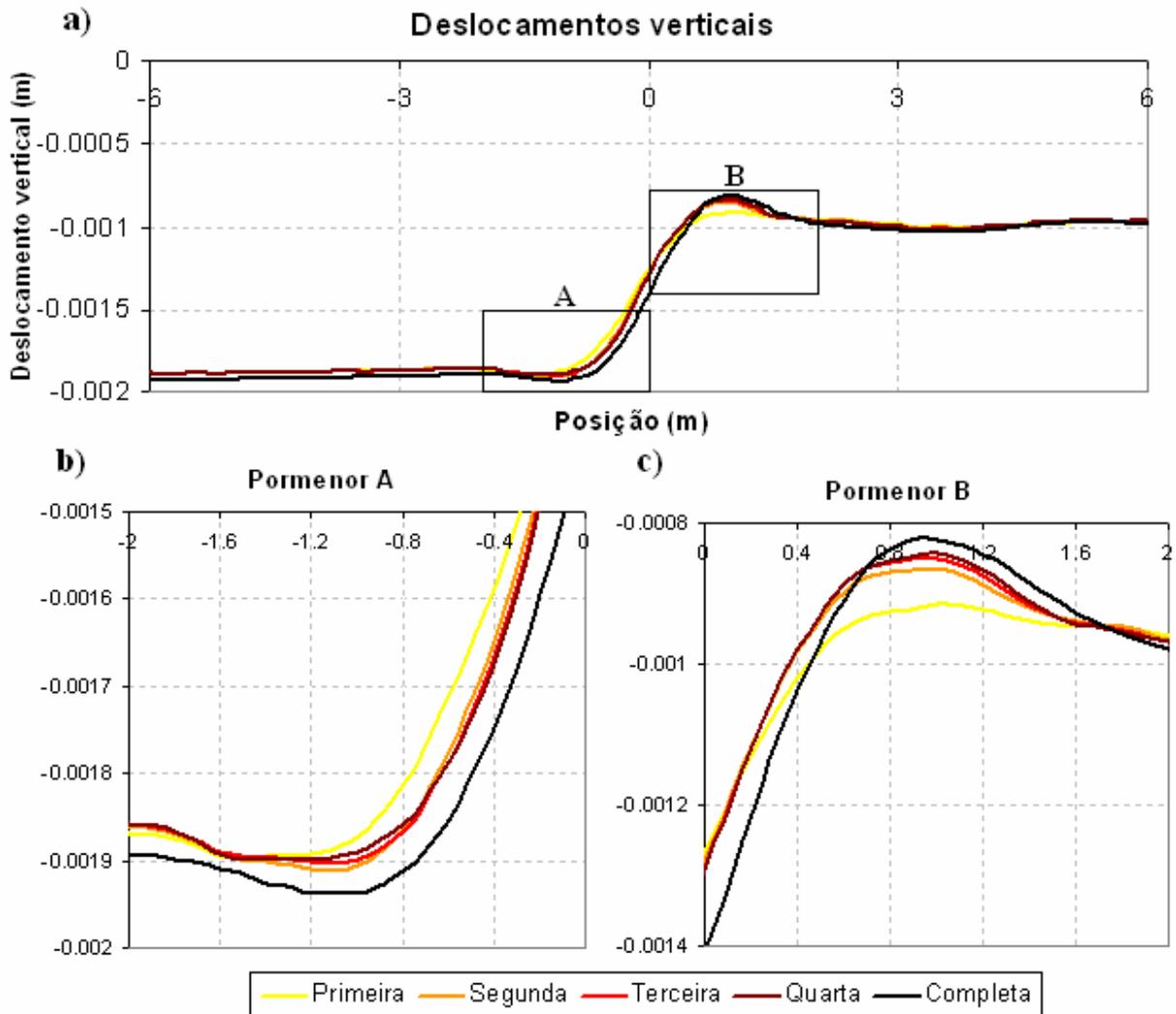


Figura 5.26 – Deslocamentos verticais obtidos nas quatro primeiras iterações: a) Zona de transição; b) Pormenor A; c) Pormenor B

Nos resultados apresentados na Figura 5.26 observa-se que, com o processo iterativo, a forma das funções de deslocamentos sob o eixo tendem a aproximar-se da forma da curva relativa à análise dinâmica com interacção completa, apesar de se manter uma ligeira translação. Logo na segunda iteração é conseguido o pico máximo na curva dos deslocamentos (ver pormenor B) e denota-se um aumento da concavidade da curva imediatamente antes da zona de transição, tal como sucede na metodologia completa (ver pormenor A).

Na Figura 5.27 estão apresentadas as componentes dinâmicas das forças de interacção obtidas nas quatro primeiras iterações.

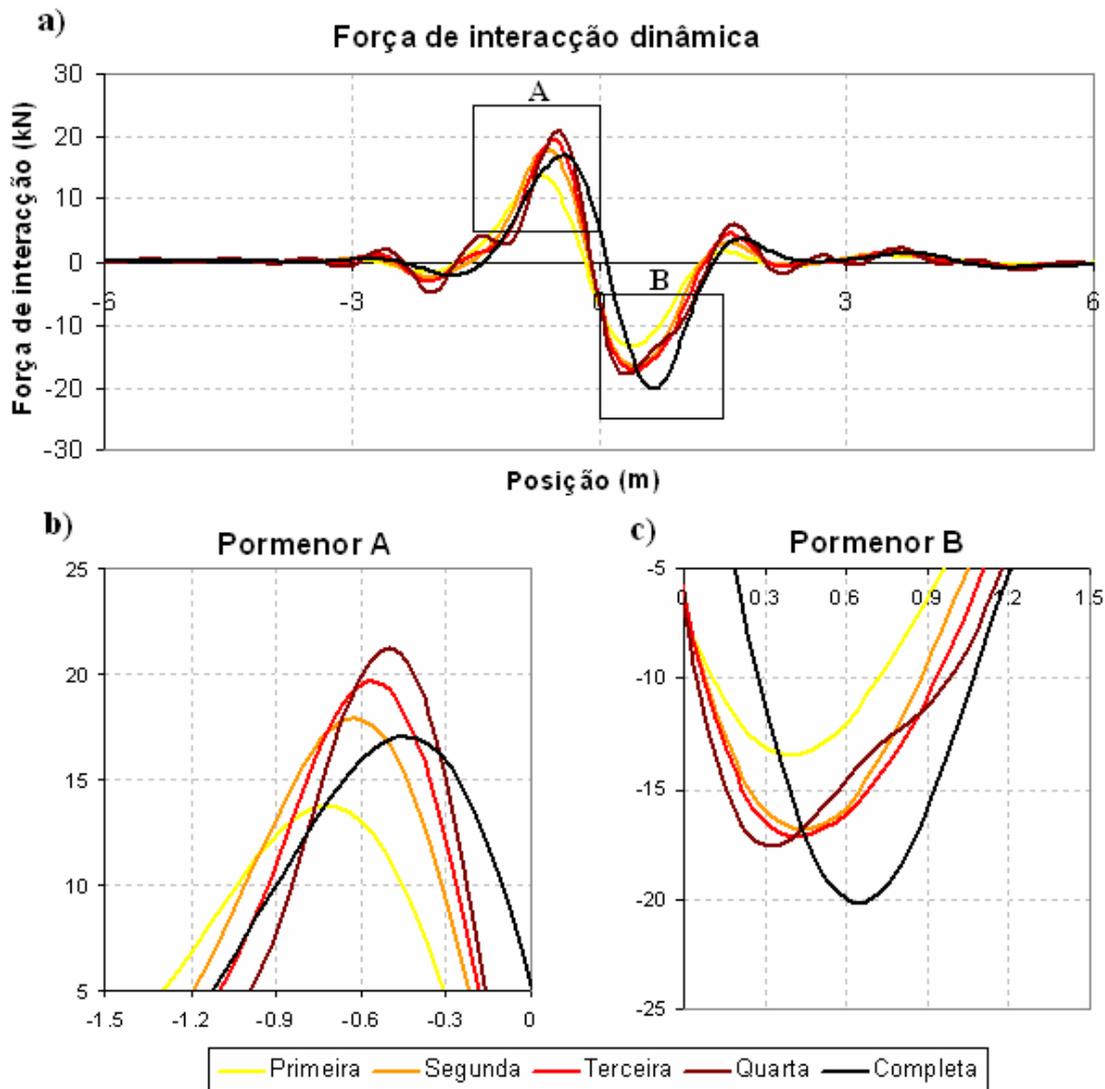


Figura 5.27 – Componente dinâmica da forças de interacção obtidas nas quatro primeiras iterações: a) Zona de transição; b) Pormenor A; c) Pormenor B

Analisando a Figura 5.27 a), observa-se que, com o processo iterativo, a forma das funções de forças obtidas pela metodologia simplificada se aproximaram da obtida pela metodologia completa, exceptuando a curva relativa à quarta iteração. Nesta última iteração a função apresenta oscilações totalmente distintas das obtidas nas iterações anteriores e na metodologia completa. Tal como foi anteriormente observado na Figura 5.26, a maior aproximação é observada da primeira para a segunda iteração, tanto em termos de valor extremo máximo (pormenor A), como em termos de valor extremo mínimo (pormenor B).

No entanto, analisando o pormenor A, não é detectada convergência entre as funções e, por isso, o valor extremo máximo supera o obtido pela metodologia completa. Relativamente à posição do valor extremo máximo, esta foi-se sempre aproximando do ponto de transição (posição 0,0 m).

O processo iterativo também foi estudado para o modelo de comboio completo, admitindo as mesmas condições consideradas em 5.2.3.5. Tal como para a análise com modelo de comboio simplificado, para esta análise os resultados obtidos na primeira iteração em termos de deslocamentos sob o eixo 2 e em termos de componente dinâmica das forças de interação são os apresentados na Figura 5.22 e na Figura 5.23, respectivamente.

Na Figura 5.28 estão apresentados os deslocamentos verticais sob o eixo 2, obtidos nas quatro primeiras iterações.

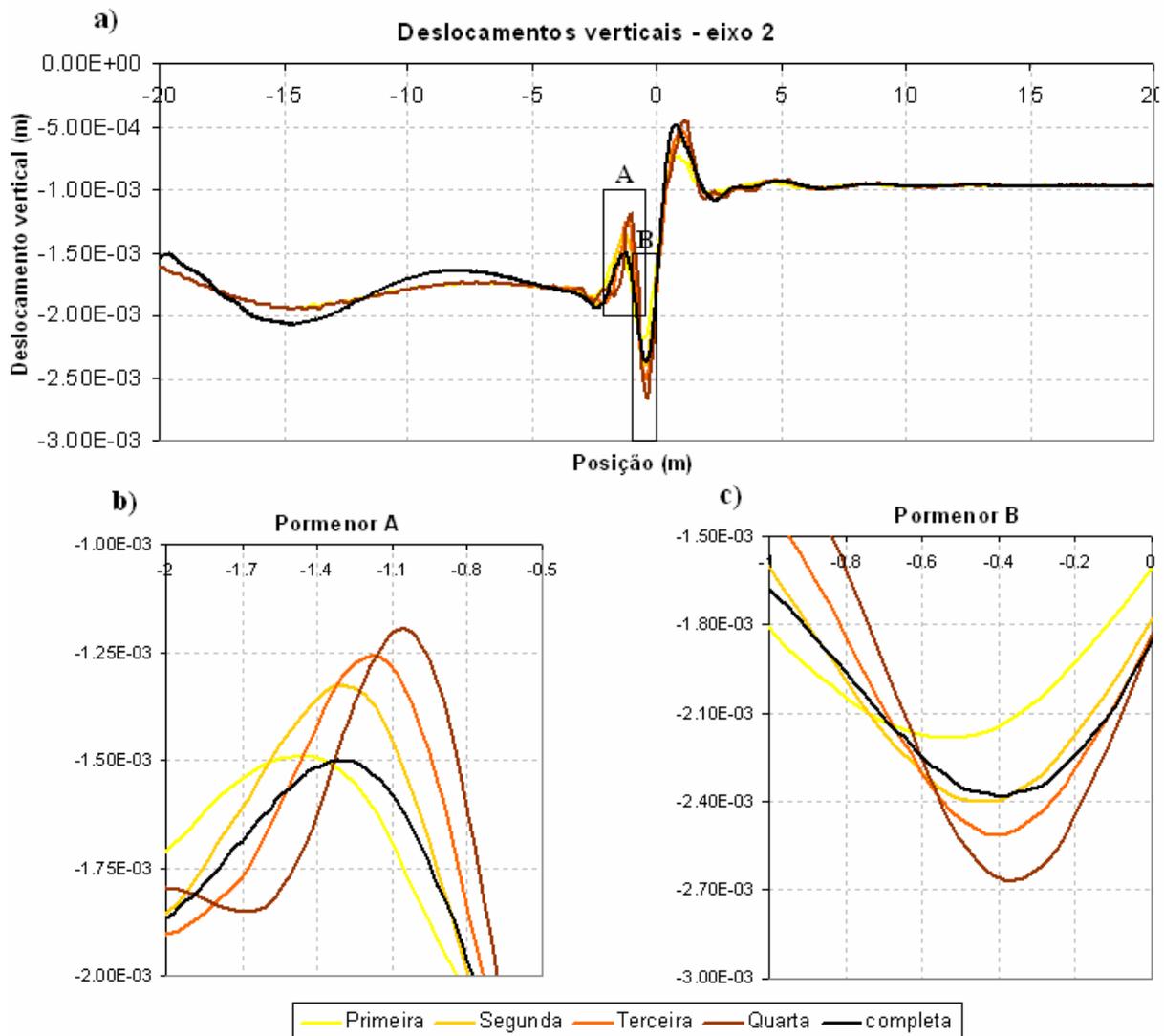


Figura 5.28 – Deslocamentos verticais sob o eixo 2 obtidos nas quatro primeiras iterações: a) Zona de transição; b) Pormenor A; c) Pormenor B

Analisando as curvas de deslocamentos verticais sob o eixo 2, apresentadas na Figura 5.28, observa-se que, com o processo iterativo, não é conseguida nenhuma convergência. Analisando os pormenores A e B (apresentados na Figura 5.28 a) e na Figura 5.28 b)), observa-se que os valores de pico dos deslocamentos verticais aumentam sempre, para valores muito superiores aos obtidos pela metodologia completa. A concavidade das funções de deslocamento também tende a aumentar com o

processo iterativo nas zonas de pico. Outra particularidade observada, especialmente no pormenor A, é a ocorrência de uma translação dos picos da curva com o processo iterativo, aumentando sempre a sua posição (na primeira iteração o pico máximo representado no referido pormenor localiza-se próximo da posição -1,5 m, enquanto que na quarta iteração este se localiza próximo da posição -1,1 m).

No Quadro 5.6 estão apresentados os valores de pico dos deslocamentos obtidos em três posições da zona de transição: o valor de pico máximo localizado próximo da posição -1,3 m (designado como s_{m1}), o valor extremo mínimo localizado próximo da posição -0,4 m (designado como s_m) e o valor de pico máximo localizado próximo da posição 1,0 m (s_{m2}). Também estão apresentadas as distorções angulares máximas descendentes (entre uma posição próxima de -1.3 m e uma posição próxima de -0,4 m), designadas como a_{M1-m} , e ascendentes (entre uma posição próxima de -0,4 m e uma posição próxima de 1,0 m), designadas como a_{m-M2} .

Quadro 5.6 – Distorções angulares na geometria vertical da via na zona de transição

Iteração / metodologia	s_{M1} (mm)	s_m (mm)	s_{M2} (mm)	a_{M1-m} (rad)	a_{m-M2} (rad)
Primeira (simplificada)	-1,49	-2,18	-0,76	-1/1449	1/936
Segunda (simplificada)	-1,33	-2,40	-0,62	-1/779	1/884
Terceira (simplificada)	-1,26	-2,51	-0,53	-1/667	1/716
Quarta (simplificada)	-1,08	-2,66	-0,46	-1/421	1/586
Completa	-1,50	-2,38	-0,52	-1/996	1/637

De acordo com os valores apresentados no Quadro 5.6, as distorções angulares máximas, tanto a ascendente como a descendente, tendem a aumentar com o processo iterativo. Relativamente à distorção angular máxima descendente obtida através da metodologia completa, a sua grandeza foi ultrapassada logo na segunda iteração. Relativamente à distorção angular máxima ascendente, a sua grandeza foi ultrapassada na quarta iteração.

Na Figura 5.29 estão apresentadas as componentes dinâmicas da força de interacção no contacto entre o eixo 2 da locomotiva do ICE2 e o carril, obtidas através da metodologia completa e através das quatro primeiras iterações da metodologia simplificada.

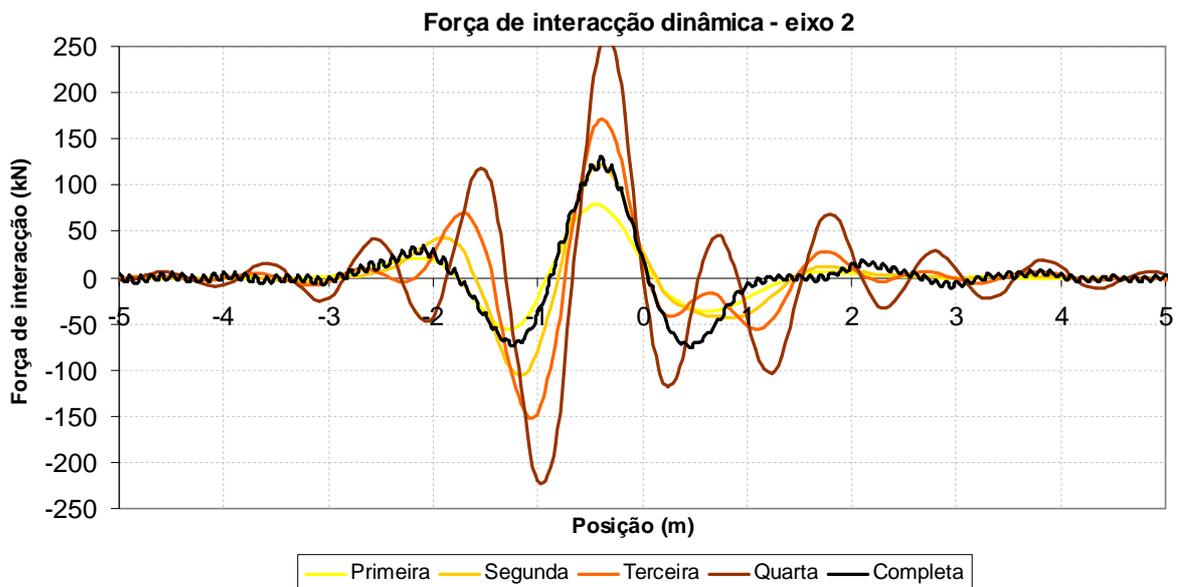


Figura 5.29 - Componente dinâmica das forças de interação no eixo 2 obtidas nas quatro primeiras iterações

Observando a componente dinâmica das forças de interação, confirma-se que não foi conseguida qualquer convergência com o processo iterativo proposto. Vejam-se, por exemplo, as formas das curvas entre as posições -3,0 e -1,0 m: nesta zona a curva relativa à primeira iteração foi a que mais se aproximou da curva obtida através da metodologia completa. Isto significa que o processo iterativo apenas vai divergir ainda mais os resultados, em vez de os convergir, tal como era desejado.

Tal como nas curvas de deslocamentos (apresentadas na Figura 5.28), também se verifica que os valores extremos sofrem uma translação e um aumento, em termos de grandeza, descabido de realismo. Veja-se o valor extremo mínimo obtido na quarta iteração: este valor é de tal forma diferente do obtido pela metodologia completa, que a componente dinâmica chega a anular a componente estática (o que corresponde ao descarrilamento do comboio). No Quadro 5.7 estão apresentados os valores extremos mínimos obtidos (próximo da posição -1,0 m) e os valores extremos máximos obtidos (próximo da posição -0,5 m).

Quadro 5.7 – Forças dinâmicas máximas e mínimas obtidas no processo iterativo

Iteração / metodologia	F_M (kN)	Erro de F_M (%)	Erro de F_{total} (%)	F_m (kN)	Erro de F_m (%)	Erro de F_{total} (%)
Primeira (simplificada)	78,5	38,5	15,2	-55,8	24,0	14,5
Segunda (simplificada)	122,8	3,7	1,5	-105,6	43,9	26,5
Terceira (simplificada)	170,3	33,5	13,2	-152,6	107,9	65,1
Quarta (simplificada)	261,0	104,5	41,3	-220,1	199,9	120,6
Completa	127,6	-	-	-73,4	-	-

Analisando os erros apresentados no Quadro 5.7, os erros obtidos nos valores extremos das forças apenas concretizam à ineficácia do processo iterativo proposto. Relativamente ao valor extremo máximo, a segunda iteração foi a que mais se aproximou da metodologia completa. Relativamente ao valor mínimo, a primeira iteração foi a que mais se aproximou.

A alteração profunda na forma das curvas de força de interação dinâmica, anteriormente referida (observada na Figura 5.29), pode ajudar a compreender a não convergência do processo iterativo. Comparando-se, por exemplo, as curvas relativas à quarta iteração e à obtida pela metodologia completa nas proximidades da posição 2,0 m. Nessa posição, pela metodologia completa a componente dinâmica da força de interação é positiva e a curva tem concavidade negativa, enquanto que na quarta iteração a componente dinâmica é negativa e a curva tem concavidade positiva. Esta total disparidade dos resultados demonstra a necessidade de realizar o processo de compatibilização da via e do comboio em cada instante da análise, tal como sucede nas metodologias de análise dinâmica com interação completa.

Assim, neste ponto concluiu-se que o processo iterativo proposto não pode ser aplicado nas condições sugeridas e apresentadas no ponto 4.4.2. Além de não ter sido conseguida a convergência desejada, verificou-se uma translação dos valores extremos.

5.3. CONDIÇÕES DO TERRENO E DE CIRCULAÇÃO DO COMBOIO

5.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Tal como referido no Capítulo 2, diversos autores (como Esveld (2001)) concluíram que a interação entre a via-férrea e o comboio é influenciada por diversos aspectos relacionados com a via (como as condições da deformabilidade da estrutura de fundação) e por aspectos relacionados com as condições de circulação dos veículos (especialmente pela velocidade a que estes circulam).

Neste ponto do trabalho o alvo de análise é a influência dos referidos aspectos, que foram aproximados por linhas de tendência. As linhas de tendência foram obtidas através da aproximação de um número muito reduzido de casos de estudo. Por este motivo, as aproximações feitas carecem de rigor.

Na realização das análises dinâmicas foi utilizado o modelo de via com elementos de viga e o modelo de veículo completo.

5.3.2. CONDIÇÕES DO TERRENO

5.3.2.1. Considerações Gerais

Neste ponto do trabalho são apresentados os resultados obtidos, mediante diferentes condições de rigidez dos terrenos que englobam a zona de transição, isto é, alterando os valores dos módulos de deformabilidade dos terrenos 1 e 2, apresentados no Quadro 5.1 e no Quadro 5.2.

Em quase todas as análises dinâmicas apresentadas neste ponto foi considerado o modelo de locomotiva do *ICE2*, a circular a uma velocidade de 300 km/h.

5.3.2.2. Inversão das Condições de Transição

Com o intuito de compreender as diferenças entre o efeito de transição na entrada e na saída de uma zona obra-de-arte, foi realizado um estudo em que se invertem as condições de transição apresentadas no Quadro 5.1. Assim, foram considerados módulos de deformabilidade de 375 MPa, para o terreno 1, e de 75 MPa, para o terreno 2.

Na Figura 5.30 estão apresentados as curvas de deslocamento vertical sob os eixos 1 e 2 relativas à passagem do veículo para uma zona mais rígida (já apresentadas, por exemplo, em 5.2.2.2). Na Figura 5.31 estão apresentadas as curvas de deslocamento vertical sob os mesmos eixos, mas relativas à passagem para uma zona mais flexível.

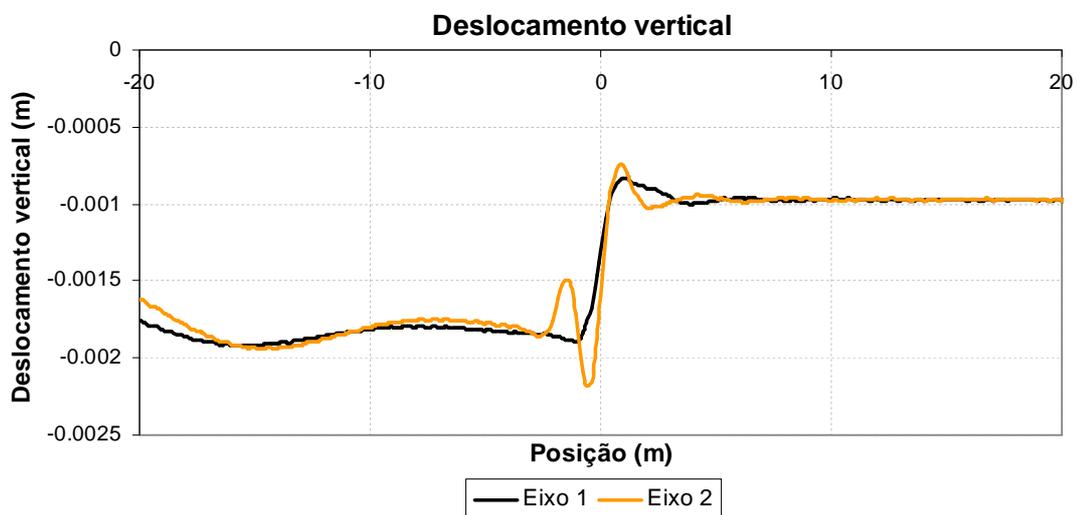


Figura 5.30 – Deslocamentos verticais (passagem para zona mais rígida)

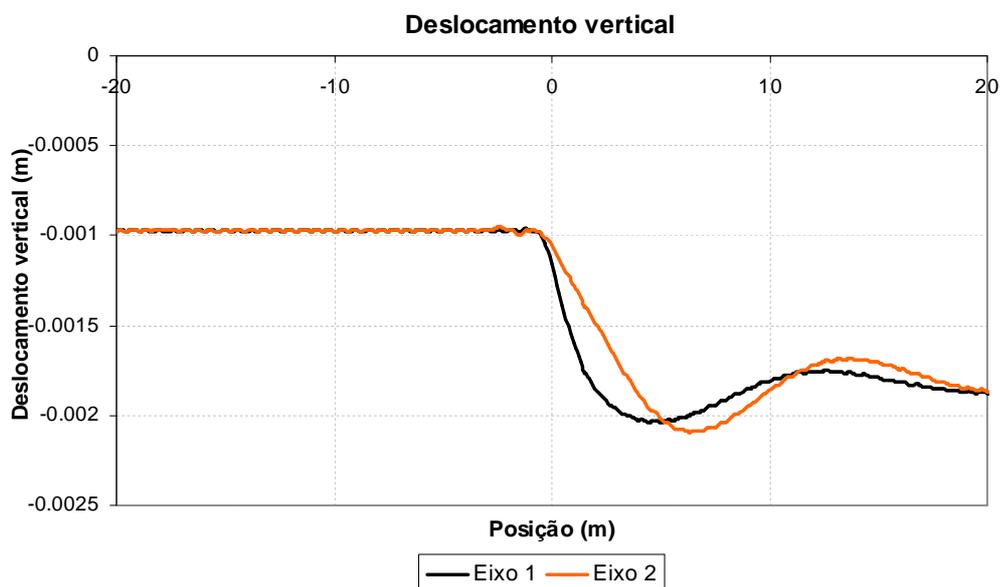


Figura 5.31 – Deslocamentos verticais (passagem para zona menos rígida)

Comparando os resultados apresentados na Figura 5.30 com os apresentados na Figura 5.31, são notórias diferenças na forma das curvas, especialmente no eixo 2. No referido eixo, a passagem para uma zona mais rígida origina deformações extremas junto ao ponto de transição, originando uma distorção angular máxima de $1/936$ (Figura 5.30). A passagem para uma zona mais flexível origina no eixo 2 uma distorção angular máximas muito mais reduzida, de valor $1/6306$, que é inclusivamente inferior à distorção angular máxima obtida no eixo 1 (que é de $1/5079$).

Na Figura 5.32 estão apresentadas as componentes dinâmicas da força de interacção nos pontos de contacto da via com os eixos 1 e 2, considerando a transição para o terreno mais flexível.

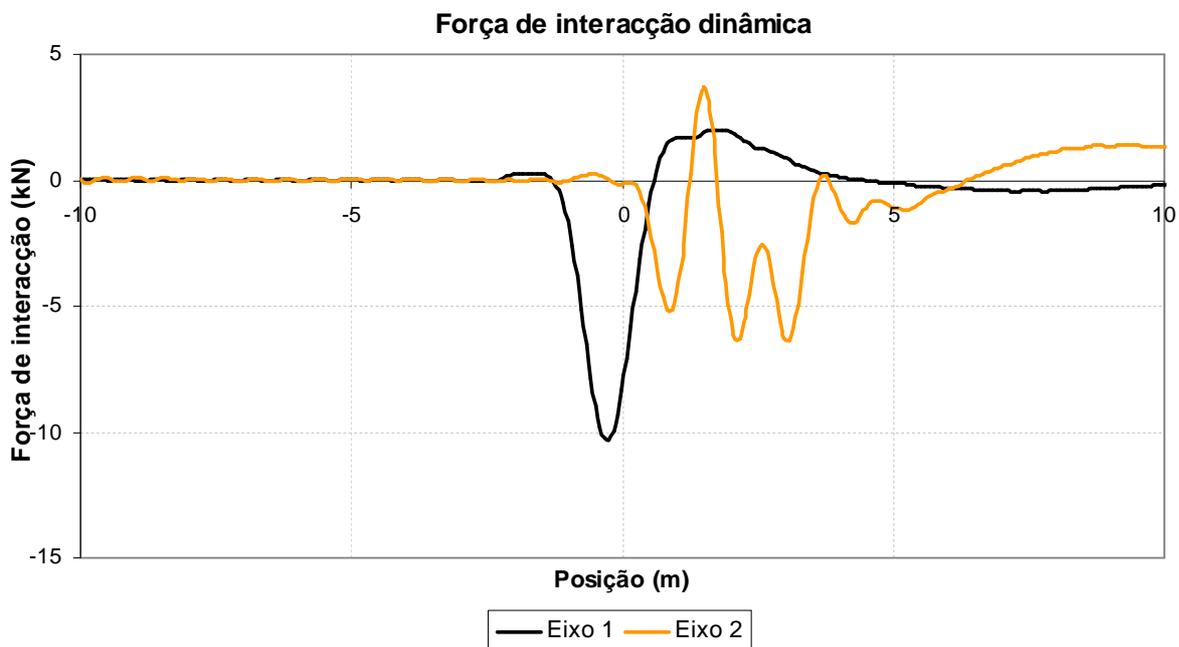


Figura 5.32 – Componente dinâmica das forças de interacção (passagem para zona menos rígida)

Analisando os resultados apresentados na Figura 5.32, o valor extremo mínimo da força de interacção obtido foi de -10,3 kN, obtido no eixo 1, e o valor extremo máximo foi de 3,7 kN, obtido no eixo 2.

Os valores extremos relativos à passagem do veículo para uma zona mais rígida estão apresentados, por exemplo, no Quadro 5.7 (na linha correspondente à primeira iteração). O valor extremo mínimo obtido foi de -55,7 kN (441 % superior ao obtido na passagem para a zona mais flexível) e o valor extremo máximo foi de 78,5 kN (2022 % superior ao obtido na passagem para a zona mais flexível).

Com este estudo confirmou-se que é na transição para uma zona com maior rigidez que os efeitos de transição são mais acentuados, tal como já havia sido estudado por diversos autores (como por exemplo Calçada (1995), de acordo com o apresentado na Figura 2.33 a)).

5.3.2.3. Variação da Razão de Rigidez dos Terrenos

Nos resultados apresentados nos pontos anteriores, a zona de transição foi sempre modelada de acordo com as características apresentadas no Quadro 5.1, onde foi considerada uma razão entre os módulos de deformabilidade dos dois terrenos de 5.

Para avaliar a influência da razão de rigidez nos efeitos de transição, foram realizadas análises dinâmicas considerando razões de 2, 5 e 10. No Quadro 5.8 estão apresentadas as características do terreno de fundação consideradas neste estudo.

Quadro 5.8 – Deformabilidade do terreno considerando diferentes razões de rigidez

$N (E_2 = N \times E_1)$	E_1 (MPa)	E_2 (MPa)
2	75	150
5	75	375
10	75	750

Foi considerada a passagem da locomotiva do *ICE2*, a circular a uma velocidade de 300 km/h. Na Figura 5.33 estão apresentadas as três funções de deslocamento vertical sob o eixo 2 obtidas na zona de transição de rigidez.

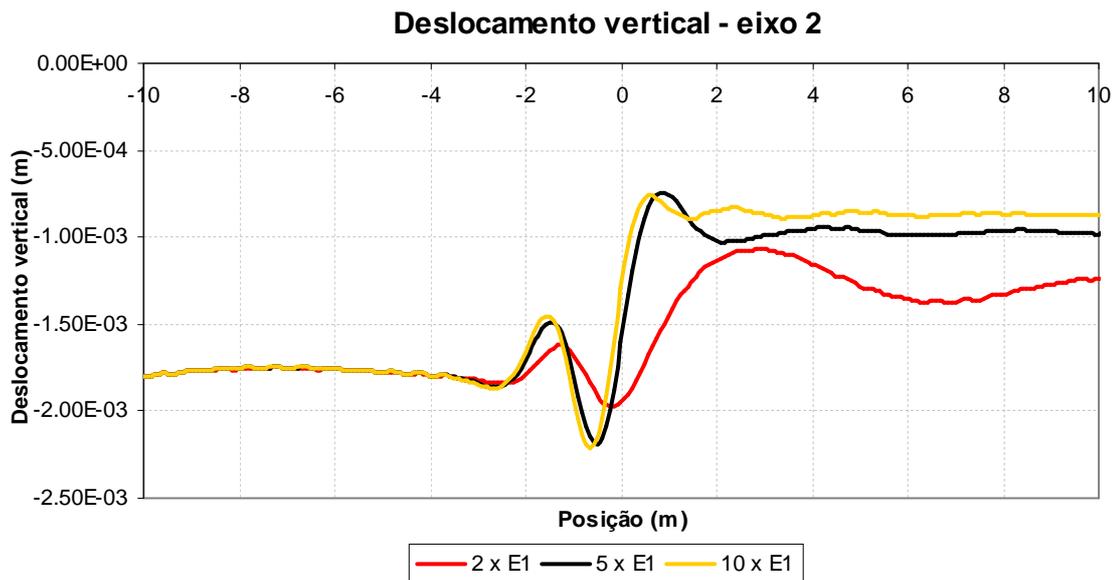


Figura 5.33 – Deslocamentos verticais sob o eixo 2 obtidos com diferentes razões de rigidez

De acordo os resultados apresentados na Figura 5.33, com o aumento da razão de rigidez na zona de transição, os deslocamentos verticais sob o eixo 2 na zona mais rígida tendem a diminuir, tal como seria de esperar. Relativamente aos efeitos de transição, os valores extremos dos deslocamentos

aumentam com a razão de rigidez e as distorções angulares na geometria da via tendem a tornar-se mais abruptas. As distorções angulares ascendentes máximas da geometria da via obtidas foram de 1/2996, 2/936 e 1/856, relativamente aos terrenos com razões de rigidez de 2, 5 e 10, respectivamente. Com o aumento da razão de rigidez, as posições onde se verificam as referidas distorções tendem a aproximar-se da zona mais flexível.

Na Figura 5.34 estão apresentadas as funções de força de interacção dinâmica no eixo 2, obtidas nas condições referidas no Quadro 5.8.

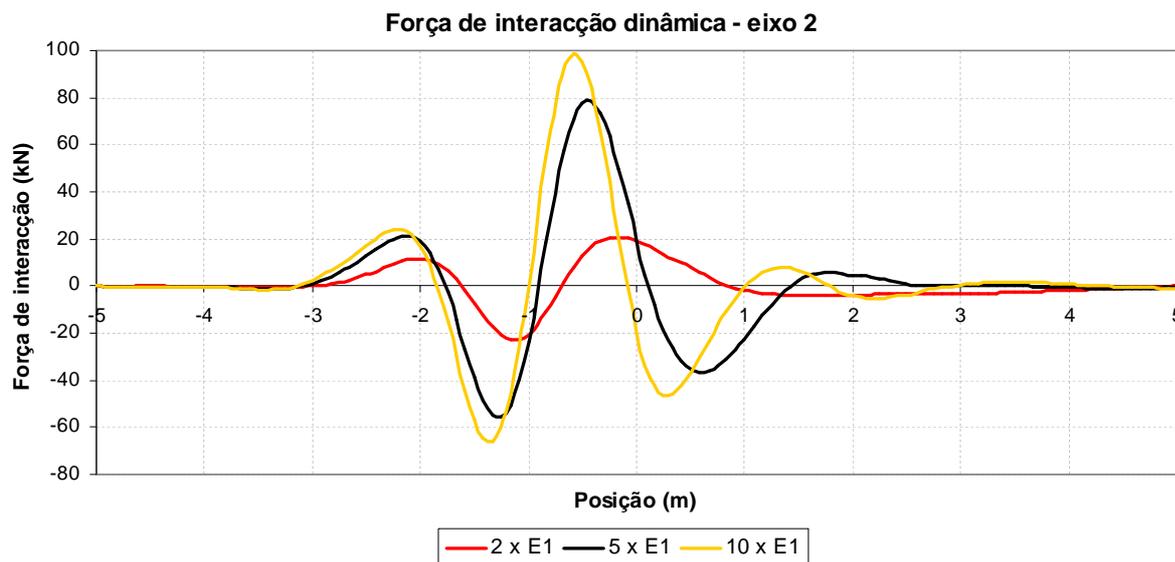


Figura 5.34 – Componente dinâmica das forças de interacção considerando diferentes razões de rigidez

De acordo com as curvas apresentadas na Figura 5.34, os valores extremos da componente dinâmica das forças de interacção do eixo 2 tende para aumentar com a razão de rigidez. Com o aumento da razão, a posição dos valores extremos tende para se afastar do ponto de transição de rigidez (posição 0,0 m). No Quadro 5.9 estão apresentados os referidos valores extremos máximos e mínimos obtidos.

Quadro 5.9 – Valores extremos da componente dinâmica da força de interacção para diferentes razões de rigidez

$N (E_2 = N \times E_1)$	F_m (kN)	F_M (kN)
2	-22,7	20,6
5	-55,7	78,5
10	-65,9	98,4

Os resultados apresentados no Quadro 5.9 confirmam que os valores extremos da força de interacção aumentam com o aumento da razão de rigidez. Para estudar a relação entre os referidos parâmetros, esta foi aproximada através de linhas de tendência, que estão apresentadas na Figura 5.35.

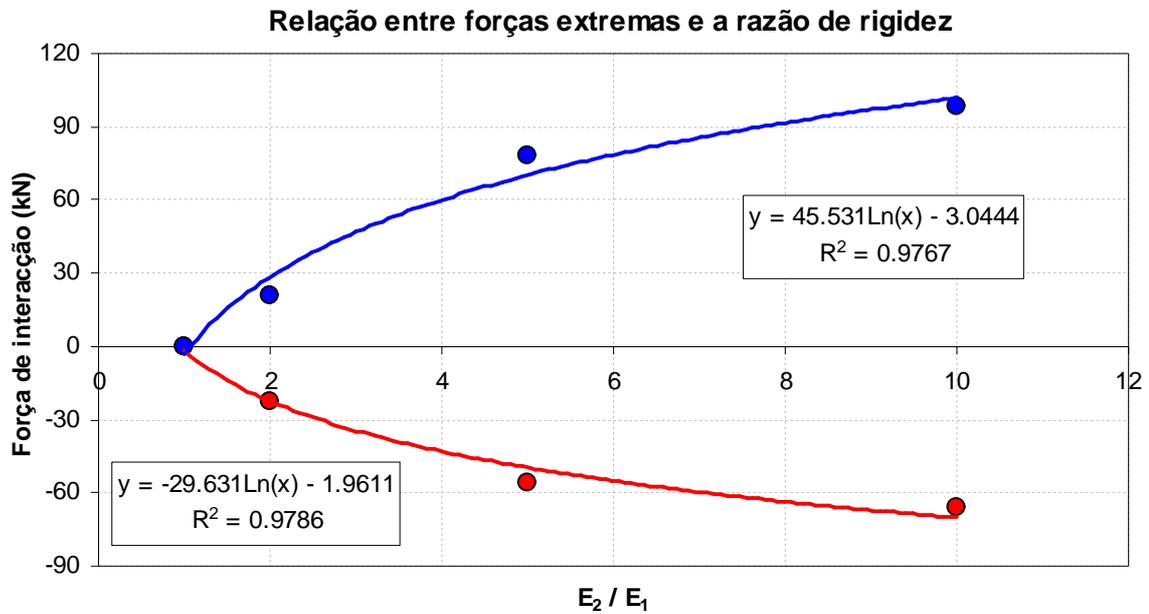


Figura 5.35 – Linhas de tendência das relações entre as forças extremas e a razão de rigidez

As linhas de tendência logarítmicas apresentadas na Figura 5.35 foram as que apresentaram menor grau de dispersão.

Assim, neste ponto concluiu-se que em zonas de transição, com o aumento da razão de rigidez vertical da estrutura de fundação da via, os efeitos de transição também aumentam, podendo ser aproximadas por relações logarítmicas, por exemplo.

5.3.2.4. Variação da Deformabilidade dos Terrenos

Nos resultados apresentados nos pontos anteriores, o módulo de elasticidade considerado para o terreno de fundação na zona mais flexível foi sempre de 75 MPa, tal como referido em 5.1.1.1. Para avaliar a influência da grandeza da rigidez associada à zona de transição foram realizadas análises dinâmicas considerando módulos de elasticidade (do terreno mais flexível) de 37,5, 75 e 150 MPa, considerando sempre uma razão de rigidez de 5. No Quadro 5.10 estão apresentadas as características do terreno de fundação consideradas neste estudo.

Quadro 5.10 – Deformabilidade dos terrenos adoptada

E_1 (MPa)	E_2 (MPa)
37.5	187.5
75	375
150	750

Foi novamente considerada a passagem da locomotiva do ICE2 com uma velocidade de circulação de 300 km/h. Na Figura 5.36 estão apresentadas as três funções de deslocamento vertical sob o eixo 2

obtidas na zona de transição, estando identificadas através do módulo de deformabilidade do terreno da mais flexível.

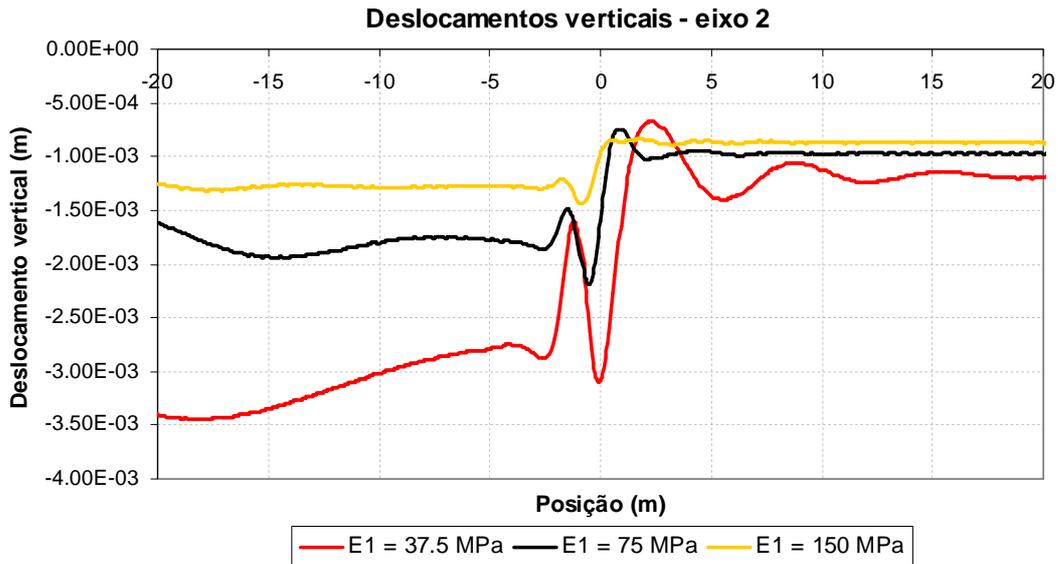


Figura 5.36 – Deslocamentos verticais sob o eixo 2 considerando diferentes grandezas de rigidez

Analisando os resultados apresentados na Figura 5.36, com o aumento da grandeza dos módulos de deformabilidade, os deslocamentos verticais diminuem, tal como seria de esperar. Quanto aos efeitos de transição, os valores extremos dos deslocamentos também diminuem com a grandeza de rigidez, tal como sucede com as distorções angulares na geometria da via. As distorções angulares máximas ascendentes obtidas nas análises foram de 1/869, 1/936 e 1/2996, relativamente aos modelos com módulos de elasticidade do terreno 1 de 37,5, 75 e 150 MPa. Com o aumento da grandeza da rigidez, as posições onde se verificam as distorções angulares máximas ascendentes tendem a deslocar-se para a zona mais flexível (a posição diminui, de acordo com o referencial adoptado).

Na Figura 5.37 estão apresentadas as três funções de força de interação dinâmica no eixo 2, obtidas nas condições referidas no Quadro 5.10.

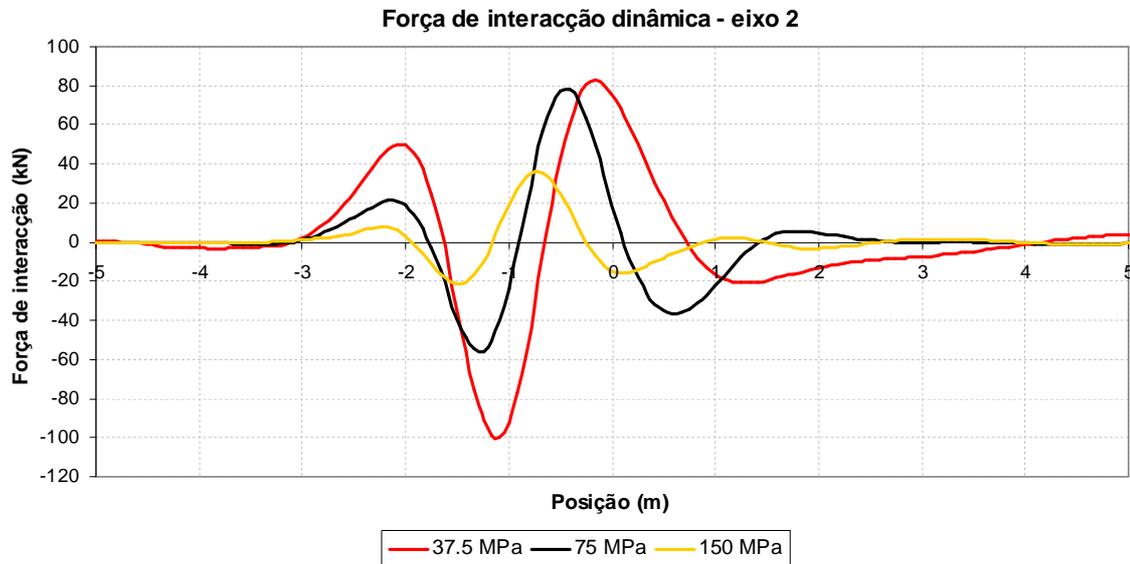


Figura 5.37 – Componente dinâmica das forças de interação considerando diferentes grandezas de rigidez

Analisando os resultados apresentados na Figura 5.37, os valores extremos da componente dinâmica da força de interação tendem a diminuir com a grandeza da rigidez dos terrenos de fundação da via. Com o aumento da referida grandeza a posição dos valores extremos da força dinâmica tende para se afastar do ponto de transição de rigidez (posição 0,0 m), para posições inferiores, de acordo com o referencial admitido. No Quadro 5.11 estão apresentados os valores extremos obtidos.

Quadro 5.11 – Valores extremos da força de interação dinâmica considerando diferentes grandezas de rigidez

E_1 (E_2) (MPa)	F_m (kN)	F_M (kN)
37,5 (187,5)	-99,7	82,6
75 (375)	-55,7	78,5
150 (750)	-21,6	36,9

Os valores apresentados no Quadro 5.11 confirmam que os valores extremos da força de interação diminuem com a grandeza da rigidez do terreno de fundação da zona de transição. As relações entre os efeitos de transição e a rigidez foram aproximadas através de linhas de tendência, que estão apresentadas na Figura 5.35.

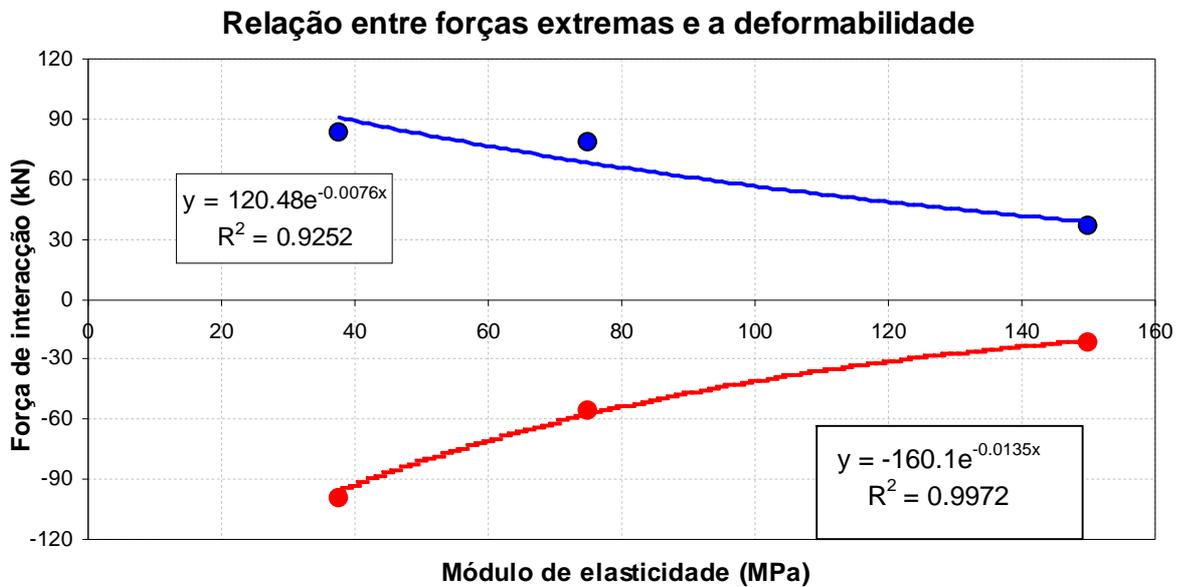


Figura 5.38 – Linhas de tendência das relações entre as forças extremas e a deformabilidade do terreno 1

As linhas de tendência apresentadas na Figura 5.35 foram as que apresentaram menor grau de dispersão. A relação entre as forças de interação dinâmica máximas e o módulo de deformabilidade do terreno 1 foi aproximada de forma exponencial. A relação entre as forças mínimas e o referido módulo de deformabilidade foi aproximada por uma relação exponencial.

Assim, neste ponto concluiu-se que, em zonas de transição, o aumento das características de rigidez do terreno de fundação diminui os efeitos de transição associados, podendo esta relação ser aproximada por funções exponenciais.

5.3.3. CONDIÇÕES DE CIRCULAÇÃO DO COMBOIO

Neste ponto do trabalho são apresentados os resultados obtidos mediante diferentes velocidades de circulação da locomotiva do comboio *ICE2*. As características da zona de transição consideradas neste estudo foram as apresentadas no Quadro 5.1 (que foram adaptadas a partir das apresentadas no Quadro 5.2).

Na Figura 5.39 estão apresentadas as curvas de deslocamento vertical sob o eixo 2, obtidas mediante velocidades de circulação de 200, 250, 300 e 350 km/h.

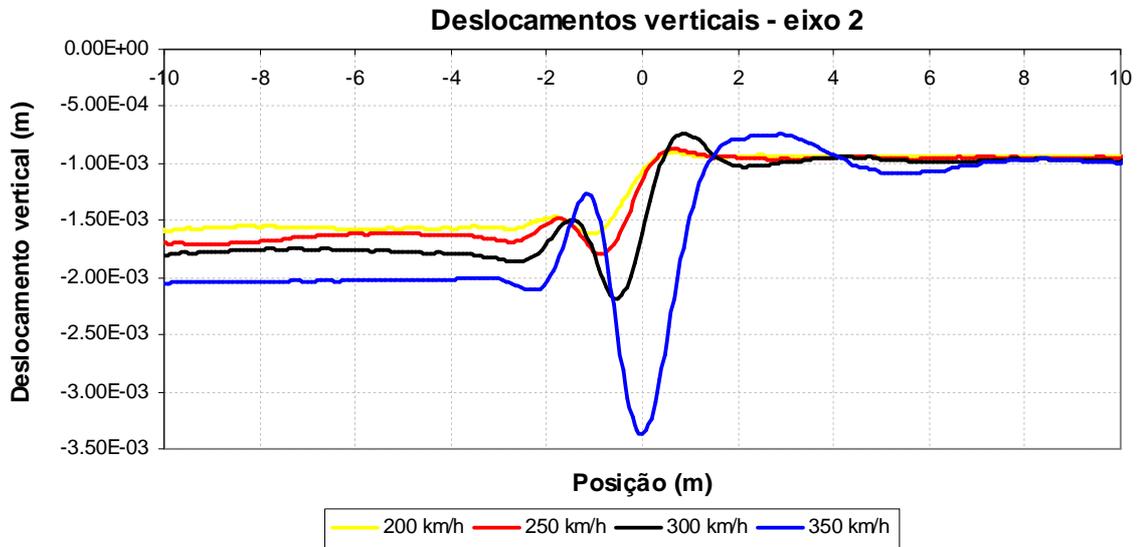


Figura 5.39 – Deslocamentos verticais sob o eixo 2 considerando diferentes velocidades de circulação

Analisando as curvas da Figura 5.39, com o aumento da velocidade de circulação os deslocamentos verticais sob o eixo 2 aumentam. Quanto aos efeitos de transição na geometria da via, os valores extremos dos deslocamentos também aumentam com velocidade de circulação do comboio, tal como sucede com as distorções angulares. As distorções angulares máximas ascendentes obtidas nas análises foram de 1/1983, 1/1435, 1/936 e 1/627, relativamente a velocidades de circulação de 200, 250, 300 e 350 km/h, respectivamente. Com o aumento da velocidade de circulação, a localização do ponto onde ocorre o valor extremo mínimo tende para se aproximar da posição 0,0 m.

Na Figura 5.40 estão representadas as funções de força de interacção dinâmica obtidas para as velocidades de circulação de 200, 250, 300 e 350 km/h.

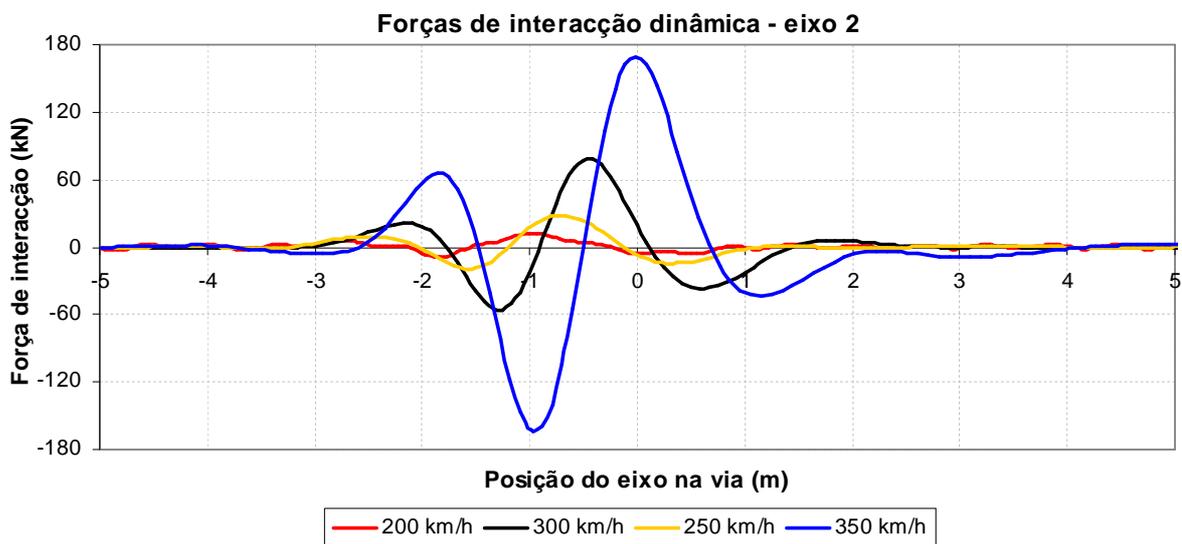


Figura 5.40 – Componente dinâmica das forças de interacção considerando diferentes velocidades de circulação

De acordo com os resultados apresentados na Figura 5.40, os valores extremos das curvas de forças de interação dinâmica aumentam com a velocidade de circulação. Com o aumento da velocidade, a posição dos valores extremos tende para se aproximar do ponto de transição (o valor extremo máximo obtido através da análise com velocidade de 350 km/h está mesmo localizado na posição 0,0 m). No Quadro 5.12 estão apresentados os valores extremos obtidos.

Quadro 5.12 – Valores extremos da componente dinâmica da força de interação para diferentes velocidades

V (km/h)	F _m (kN)	F _M (kN)
200	-8,9	12,4
250	-19,1	27,8
300	-55,7	78,5
350	-162,1	169,3

Os valores presentes no Quadro 5.12 confirmam que os efeitos de transição, em termos de valores extremos da componente dinâmica da força de interação, aumentam com a velocidade de circulação do veículo. As relações entre os efeitos de transição e a velocidade de circulação do comboio foram aproximadas através de linhas de tendência, que estão apresentadas na Figura 5.41.

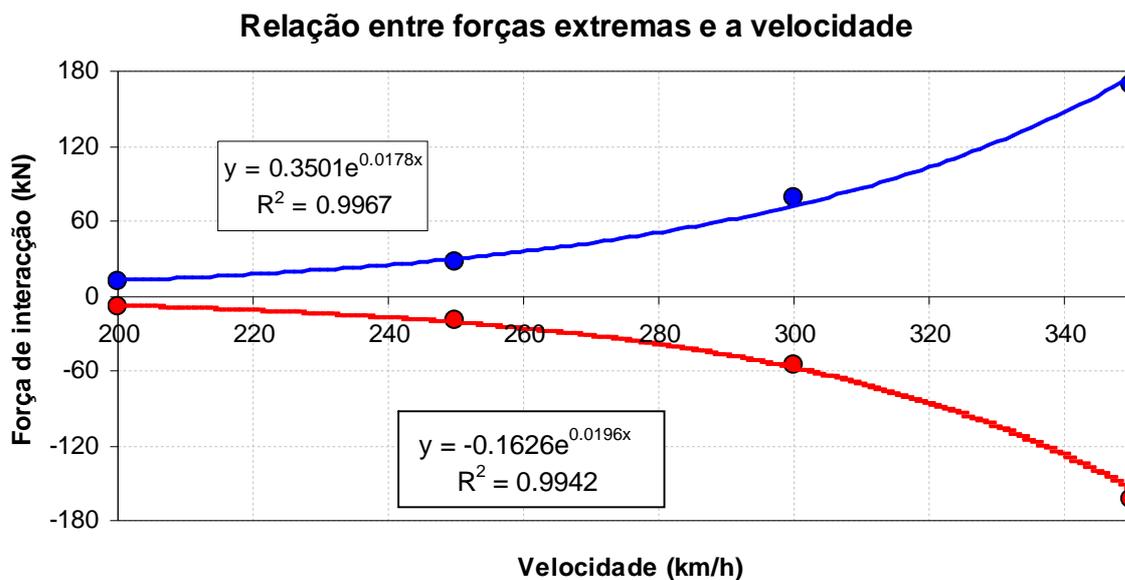


Figura 5.41 – Linhas de tendência das relações entre as forças extremas e a velocidade de circulação

As linhas de tendência apresentadas na Figura 5.41 foram as que mais se ajustaram aos pontos. As relações entre as forças de interação dinâmica extremas e a velocidade de circulação da locomotiva do ICE2 foram aproximadas de forma exponencial.

Neste ponto concluiu-se que o aumento da velocidade de circulação aumenta de forma exponencial os efeitos de transição associados.

5.3.4. CORRELAÇÕES PARA ESTIMATIVA DAS FORÇAS EXTREMAS

Neste ponto do trabalho é apresentada uma sugestão alternativa para estimar, de forma muito simplificada, as forças de interacção dinâmica extremas existentes numa zona de transição qualquer, submetida a uma dada velocidade de circulação do comboio, com base em resultados conhecidos. A abordagem sugerida passa pela aplicação de correlações, em função das condições da zona de transição e da velocidade de circulação dos veículos.

O estudo das correlações teve como base os resultados apresentados em 5.3.2.3, 5.3.2.4 e 5.3.3, mais concretamente, os resultados apresentados no Quadro 5.9, no Quadro 5.11 e no Quadro 5.12, relativos às forças dinâmicas extremas no eixo 2 da locomotiva do ICE2. Um modelo foi considerado nos três pontos referidos, cujas características são as seguintes:

- Velocidade de circulação de 300 km/h;
- Razão de rigidez de 5;
- Módulo de deformabilidade do terreno mais flexível de 75 MPa.

Este modelo foi utilizado como caso de referência na correlação sugerida. A correlação tem como base o cálculo de uma força de interacção dinâmica extrema, considerando a afectação de três factores, de acordo com a equação (5.8).

$$F_{dyn} = f_V \cdot f_{E_1} \cdot f_N \cdot F_{dyn.ref} \quad (5.8)$$

Na equação (5.8) F_{dyn} é a força dinâmica a obter, $F_{dyn.ref}$ é a força dinâmica de referência, f_V é o factor de afectação da velocidade de circulação, f_{E_1} é o factor de afectação do módulo de elasticidade do terreno mais flexível (terreno 1) e f_N é o factor de afectação da razão de rigidez existente na zona de transição, sendo N o quociente entre os módulos de deformabilidade dos terrenos 2 e 1 ($E_2 = N \cdot E_1$).

As forças dinâmicas consideradas como referência foram 78,5 e -55,7 kN, para as forças dinâmica máxima e mínima, respectivamente.

Os factores de afectação da velocidade foram definidos através linhas de tendência exponenciais, considerando os pontos de abcissa V/V_{ref} e ordenada $F_{dyn}/F_{dyn.ref}$, definidos no Quadro 5.13.

Quadro 5.13 – Valores considerados na obtenção de f_V

V (km/h)	V/V_{ref}	F_m (kN)	$F_m/F_{m.ref}$	F_M (kN)	$F_M/F_{M.ref}$
200	2/3	-8,9	0,1598	12,4	0,1580
250	5/6	-19,1	0,3429	27,8	0,3541
300	1	-55,7	1	78,5	1
350	7/6	-162,1	2,910	169,3	2,1567

Os factores de afectação da velocidade estão apresentados na Figura 5.42 (para obtenção do valor máximo) e na Figura 5.43 (para obtenção do valor mínimo).

Os factores de afectação do módulo de deformabilidade do terreno mais flexível (terreno 1) também foram obtidos através de linhas de tendência exponenciais, considerando os pontos de abcissa $E_1/E_{1.ref}$ e ordenada $F_{dyn}/F_{dyn.ref}$, definidos no Quadro 5.14.

Quadro 5.14 – Valores considerados na obtenção de f_{E1}

E_1 (MPa)	$E_1/E_{1.ref}$	F_m (kN)	$F_m/F_{m.ref}$	F_M (kN)	$F_M/F_{M.ref}$
37,5	1/2	-99,7	1,7899	82,6	1,0522
75	1	-55,7	1	78,5	1
150	2	-21,6	0,3878	36,9	0,4701

Os factores de afectação do módulo de elasticidade do terreno mais flexível (terreno 1) estão apresentados na Figura 5.42 (para obtenção do valor máximo) e na Figura 5.43 (para obtenção do valor mínimo).

Os factores de afectação da razão de rigidez do na zona de transição foram obtidos através de linhas de tendência logarítmicas, considerando os pontos de abcissa N/N_{ref} e ordenada $F_{dyn}/F_{dyn.ref}$, definidos no Quadro 5.15. Para aumentar o número de pontos a considerar na definição da linha de tendência admitiu-se um ponto sem transição de rigidez, isto é, com um parâmetro N de 1.

Quadro 5.15 – Valores considerados na obtenção de f_N

N	N/N_{ref}	F_m (kN)	$F_m/F_{m.ref}$	F_M (kN)	$F_M/F_{M.ref}$
1	1/5	0	0	0	0
2	2/5	-22,7	0,4075	20,6	0,2624
5	1	-55,7	1	78,5	1
10	2	-65,9	1,1831	98,4	1,2535

Os factores de afectação da razão de rigidez estão apresentados na Figura 5.42 (para obtenção do valor máximo) e na Figura 5.43 (para obtenção do valor mínimo).

Na Figura 5.42 estão apresentados as linhas de tendência e respectivas funções (factores de afectação) obtidos para calcular a força máxima no eixo 2.

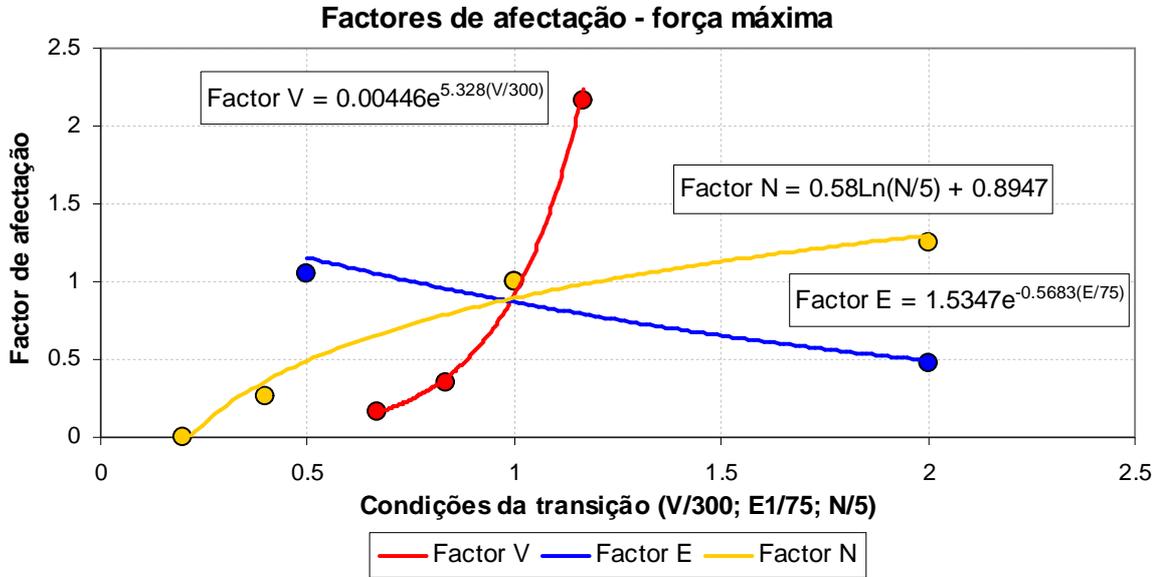


Figura 5.42 – Factores de afectação para obtenção da força máxima do eixo 2

Na Figura 5.43 estão apresentados as linhas de tendência e respectivas funções (factores de afectação) obtidos para calcular a força mínima no eixo 2.

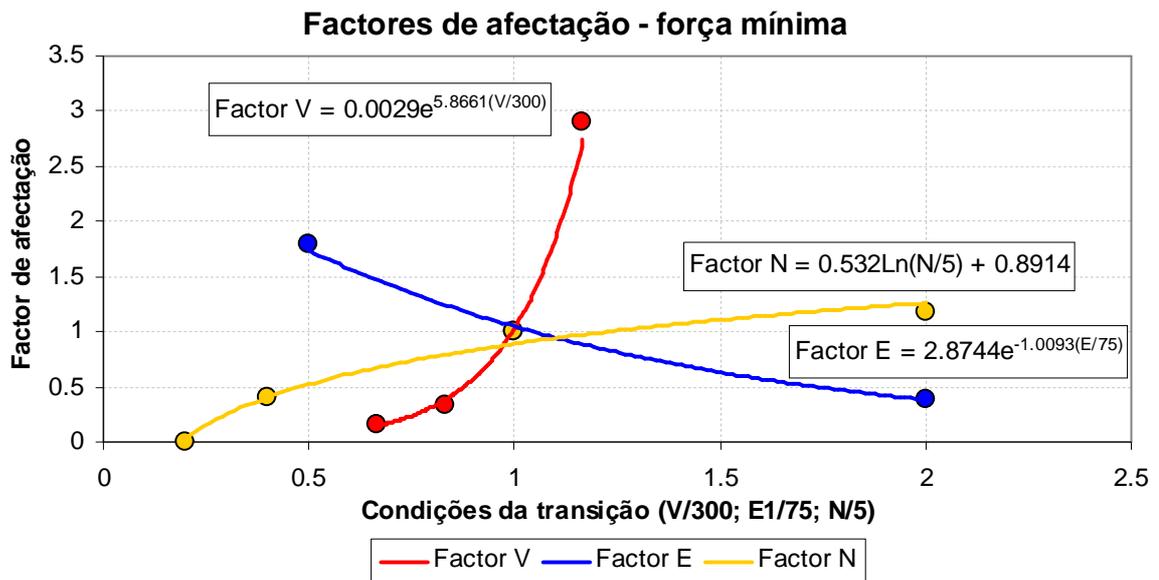


Figura 5.43 – Factores de afectação para obtenção da força mínima do eixo 2

Os factores de afectação da velocidade, módulo de elasticidade do terreno mais flexível e razão de rigidez a considerar na obtenção das forças extremas máximas estão apresentados nas equações (5.9), (5.10) e (5.11), respectivamente.

$$f_v^M = 0,00446 \cdot e^{5,328 \cdot (V/300)} \quad , \quad V [km/h] \quad (5.9)$$

$$f_{E_1}^M = 1,5347 \cdot e^{-0,5683 \cdot (E_1/75)} \quad , \quad E_1 [MPa] \quad (5.10)$$

$$f_N^M = 0,58 \cdot \ln\left(\frac{N}{5}\right) + 0,8947 \quad (5.11)$$

Os factores de afectação da velocidade, módulo de elasticidade do terreno mais flexível e razão de rigidez a considerar na obtenção das forças extremas mínimas estão apresentados nas equações (5.12), (5.13) e (5.14), respectivamente.

$$f_v^m = 0,00292 \cdot e^{5,8661 \cdot (V/300)} \quad , \quad V [km/h] \quad (5.12)$$

$$f_{E_1}^m = 2,8744 \cdot e^{-1,0093 \cdot (E_1/75)} \quad , \quad E_1 [MPa] \quad (5.13)$$

$$f_N^m = 0,532 \cdot \ln\left(\frac{N}{5}\right) + 0,8914 \quad (5.14)$$

Para obter as forças extremas máximas, com base na equação (5.8), é necessário considerar a força dinâmica máxima obtida no caso de referência, que é de 78,5 kN. Com base nos factores de afectação apresentados nas equações (5.9), (5.10) e (5.11) são obtidas a força dinâmica máxima (equação (5.15)) e a carga máxima no eixo 2 (equação (5.16)).

$$F_{dyn}^M = f_v \cdot f_{E_1} \cdot f_N \cdot 78,5 \quad , \quad [kN] \quad (5.15)$$

$$F^M = 195 + f_v \cdot f_{E_1} \cdot f_N \cdot 78,5 \quad , \quad [kN] \quad (5.16)$$

Para obter as forças extremas mínimas, com base na equação (5.8), é necessário considerar a força dinâmica mínima obtida no caso de referência, que é de -55,7 kN. Com base nos factores de afectação apresentados nas equações (5.12), (5.13) e (5.14) são obtidas a força dinâmica mínima (equação (5.17)) e a carga mínima no eixo 2 (equação (5.18)).

$$F_{dyn}^m = -f_v \cdot f_{E_1} \cdot f_N \cdot 55,7 \quad , \quad [kN] \quad (5.17)$$

$$F^m = 195 - f_v \cdot f_{E_1} \cdot f_N \cdot 55,7 \quad , \quad [kN] \quad (5.18)$$

Para avaliar as correlações propostas foi modelado um caso não estudado nos pontos 5.3.2.3, 5.3.2.4 e 5.3.3, admitindo as seguintes características:

- Velocidade de circulação de 350 km/h;
- Módulo de elasticidade do terreno 1 de 150 MPa;
- Razão de rigidez de 10.

Na Figura 5.44 estão apresentadas as forças de interação dinâmicas obtidas para este caso, considerando uma análise dinâmica com interacção simplificada.

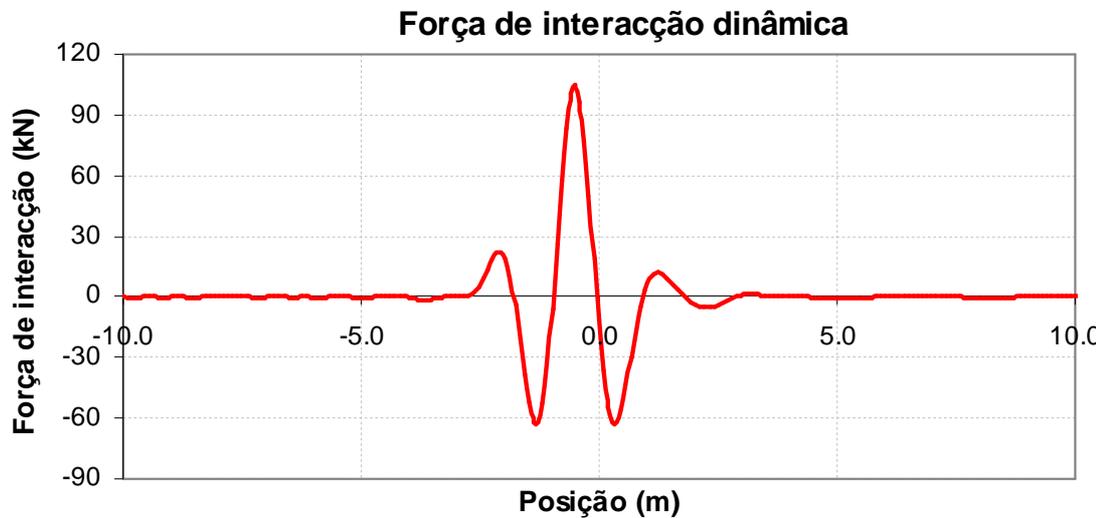


Figura 5.44 – Força de interacção dinâmica do eixo 2 para o exemplo em estudo

De acordo com os resultados apresentados na Figura 5.44, a força de interacção dinâmica máxima obtida foi de 104,8 kN e a força de interacção dinâmica mínima foi de -62,3 kN.

Para estimar a força de interacção dinâmica máxima com base na correlação, os factores de afectação da velocidade (equação (5.9)), módulo de elasticidade do terreno 1 (equação (5.10)) e razão de rigidez (equação (5.11)) são obtidos por (5.19), (5.20) e (5.21), respectivamente.

$$f_v^M = 0,00446 \cdot e^{5,328 \cdot (350/300)} = 2,233 \quad (5.19)$$

$$f_{E_1}^M = 1,5347 \cdot e^{-0,5683 \cdot (150/75)} = 0,492 \quad (5.20)$$

$$f_N^M = 0,58 \cdot \ln\left(\frac{10}{5}\right) + 0,8947 = 1,297 \quad (5.21)$$

A força de interacção dinâmica máxima é estimada com os factores de afectação obtidos em (5.19), (5.20) e (5.21), considerando a equação (5.15), de acordo com (5.22).

$$F_{dyn}^M = 2,233 \cdot 0,492 \cdot 1,297 \cdot 78,5 = 111,8 \text{ kN} \quad (5.22)$$

Para estimar a força de interacção dinâmica mínima com base na correlação, os factores de afectação da velocidade (equação (5.12)), módulo de elasticidade do terreno 1 (equação (5.13)) e razão de rigidez (equação (5.14)) são obtidos por (5.23), (5.24) e (5.25), respectivamente.

$$f_V^m = 0,00292 \cdot e^{5,8661 \cdot \left(\frac{350}{300}\right)} = 2,739 \quad (5.23)$$

$$f_{E_1}^m = 2,8744 \cdot e^{-1,0093 \cdot \left(\frac{150}{75}\right)} = 0,382 \quad (5.24)$$

$$f_N^m = 0,532 \cdot \ln\left(\frac{10}{5}\right) + 0,8914 = 1,260 \quad (5.25)$$

A força de interacção dinâmica máxima é estimada com os factores de afectação obtidos em (5.23), (5.24) e (5.25), considerando a equação (5.17), de acordo com (5.26).

$$F_{dyn}^m = -2,739 \cdot 0,382 \cdot 1,260 \cdot 55,7 = -73,4 \text{ kN} \quad (5.26)$$

A força de interacção dinâmica máxima estimada foi de 111,8 kN, enquanto que a força máxima obtida através de métodos numéricos foi de 104,8 kN. Isto representa erros de 6,7 % em termos de força de interacção dinâmica, e de 2,3 % em termos de força de interacção total.

A força de interacção dinâmica mínima estimada foi de -73,4 kN, enquanto que a força mínima obtida através de métodos numéricos foi de -62,3 kN. Isto representa erros de 17,8 %, em termos de força de interacção dinâmica, e de 8,4 %, em termos de componente total da carga máxima no eixo 2.

Os factores de afectação a aplicar nas correlações foram determinados com um número reduzido de valores calculados (os factores de velocidade e de razão de rigidez foram obtidos com base em 4 casos calculados e os factores de elasticidade do terreno 1 com base em 3), tendo por isso graus de dispersão

consideráveis. Apesar disso, com este estudo concluiu-se que correlações como as propostas podem ser úteis para estimar as forças de interação extremas numa zona de transição cujas condições do terreno são conhecidas, com base numa velocidade de circulação do veículo nessa zona.

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

Este trabalho permitiu tirar diversas conclusões acerca dos efeitos dinâmicos em zonas de transição em vias ferroviárias de alta velocidade.

A primeira conclusão retirada é a importância de realizar uma análise dinâmica desta zona crítica. Os deslocamentos verticais obtidos através de análises estáticas são muito inferiores aos deslocamentos verticais obtidos através de análises dinâmicas. A componente dinâmica das forças de interacção entre o sistema eixo-rodas e o carril é demasiado elevada para ser desprezada, especialmente nos segundos eixos de cada bogie.

Também se concluiu que na análise dinâmica de uma via sobre apoios elásticos, submetida a cargas móveis a circular a velocidades elevadas, é insuficiente considerar os primeiros modos de vibração da estrutura. Por outras palavras, os deslocamentos verticais em modelos de via sobre apoios elásticos são muito influenciados por elevadas frequências de vibração, ao contrário do que sucede em pontes ferroviárias.

Relativamente à metodologia de cálculo estudada, este trabalho permitiu concluir que os resultados provenientes de uma análise dinâmica com interacção simplificada têm alguma imprecisão, quando comparados com os resultados obtidos considerando interacção completa, em termos de deslocamentos verticais diferenciais e de forças de interacção. Apesar de não terem a precisão mais adequada, os resultados obtidos através de uma análise dinâmica com interacção simplificada demonstraram que podem fornecer um indicador razoável do comportamento da interacção ao nível do contacto entre a via e o comboio. No entanto a análise perde simplicidade, uma vez que é necessário aplicar filtros às funções de deslocamento vertical sob os eixos, antes de as aplicar no modelo de comboio.

Quanto ao processo iterativo proposto, concluiu-se que este não pode ser aplicado nas condições sugeridas, uma vez que os resultados não se apresentam convergentes.

Os resultados provenientes da análise dinâmica de uma zona de transição para uma zona mais deformável (como sucede na saída de um comboio de uma obra-de-arte) permitiram concluir que os efeitos de transição são substancialmente maiores na transição para uma zona mais rígida (como sucede na entrada de um comboio numa obra-de-arte).

O estudo da influência da razão de rigidez existente na zona de transição permitiu concluir que os efeitos de transição aumentam com a razão de rigidez. Esta relação pode ser aproximada através de uma função logarítmica.

O estudo da influência da deformabilidade dos terrenos permitiu concluir que os efeitos de transição diminuem com o aumento do módulo de elasticidade do terreno, isto é, aumentam com a sua deformabilidade. A relação entre a deformabilidade e as forças extremas pode ser aproximada a uma função exponencial.

O estudo da influência da velocidade de circulação permitiu concluir que os efeitos de transição aumentam com a velocidade de circulação de forma exponencial.

Relativamente às correlações propostas, concluiu-se que estas podem ser ferramentas úteis para estimar as forças extremas numa zona de transição, com base em condições do terreno conhecidas e em função de uma dada velocidade de circulação.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Com base nos estudos realizados e nos resultados obtidos neste trabalho apresentam-se neste ponto algumas sugestões para desenvolvimento em investigações futuras.

Relativamente às plataformas ferroviárias, as suas características de deformabilidade após a execução dos trabalhos de compactação devem ser controladas com o máximo rigor possível. Por isso recomenda-se a adopção de normas mais restritivas no que diz respeito ao controlo dos trabalhos de terraplanagens.

Os resultados obtidos a partir da análise dinâmica com interacção simplificada não apresentaram um grau de precisão muito elevado em zonas de transição. Como tal sugere-se o estudo de abordagens alternativas para aumentar a precisão destes resultados nestas zonas críticas, sem recorrer a metodologias de interacção demasiado complexas.

Uma outra questão que seria interessante desenvolver em investigações futuras é o aperfeiçoamento de modelos numéricos que recorram a algoritmos mais complexos, em função de resultados provenientes de campanhas experimentais. Desta forma os resultados tornam-se mais precisos, tendo em conta o comportamento real deste tipo de estruturas.

O conceito de transporte ferroviário de alta velocidade é relativamente recente e é sempre associado ao progresso tecnológico. Nesse sentido é natural que as velocidades de circulação aumentem de forma gradual, acompanhando o progresso. Como neste trabalho se concluiu que os efeitos dinâmicos ao nível da interacção aumentam exponencialmente com a velocidade de circulação do comboio, seria extremamente interessante estudar a interacção dinâmica entre do sistema via-comboio considerando velocidades ainda mais elevadas, não só em zonas de transição de rigidez, como também em zonas em aterro com irregularidades na geometria vertical da via.

Neste trabalho foram apresentadas correlações para estimar as forças dinâmicas extremas numa zona de transição de rigidez, com base na aplicação de factores de afectação a um caso de referência. Os resultados obtidos não tiveram um grau de precisão muito elevado, contudo dão um bom indicador das forças extremas expectáveis numa zona de transição. O estudo apresentado neste trabalho apresenta muitas limitações, que poderão eventualmente ser minoradas de diversas formas. Nos pontos seguintes são apresentadas diversas limitações associadas a estas correlações, e trabalhos a desenvolver no futuro para as minorar:

1. Os valores considerados na formulação das correlações foram obtidos através de métodos numéricos com interacção simplificada entre o veículo e a via, sem qualquer

comparação com resultados experimentais. Para suprimir esta limitação e aumentar a precisão dos resultados, sugere-se que as correlações tenham como base valores obtidos por métodos numéricos mais precisos e devidamente calibrados com resultados experimentais.

2. Os factores de afectação a considerar nas correlações tiveram como base um número reduzido de casos de estudo. Vejam-se, por exemplo, os factores de afectação da velocidade: apenas foram consideradas quatro velocidades (200, 250, 300 e 350 km/h) e, por isso, a precisão dos factores de afectação não é a mais adequada. Para suprimir esta limitação, sugere-se o estudo dos factores de afectação com base em mais resultados e com intervalos mais reduzidos (no exemplo referido, as curvas de afectação poderiam ser calculadas com velocidades de 200, 225, 250, 275, 300, 325 e 350 km/h, por exemplo).
3. A deformabilidade do terreno de fundação de vias ferroviárias é normalmente avaliada com base em ensaios geotécnicos “in situ”, como os ensaios SASW, SPT, CPT ou Cross-Hole, e/ou ensaios laboratoriais. Como trabalhos de desenvolvimentos futuros sugere-se que os factores de afectação da deformabilidade do terreno sejam obtidos através de resultados provenientes de ensaios geotécnicos, atribuindo à correlação um carácter semi-empírico.
4. Neste estudo foi considerada a via submetida à passagem da locomotiva do comboio *ICE2*, cujo valor característico da carga por eixo é de 195 kN, considerando constantes diversas características da via, como por exemplo a rigidez das camadas de balastro e subbalastro. Em desenvolvimentos futuros sugere-se a adopção de novos factores de afectação, em função do comboio que circula sobre a zona de transição (como por exemplo um factor de afectação da carga por eixo de outros veículos, considerando a carga de 195 kN da locomotiva do *ICE2* como valor de referência) e em função das características de rigidez de outras componentes da via (como as camadas de balastro e subbalastro).

Caso as correlações apresentadas sofram desenvolvimentos futuros e se venham a comprovar como instrumentos eficazes para estimar as cargas extremas por eixo numa zona de transição, os valores obtidos a partir das correlações poderão, por exemplo, ser utilizados na definição da solução mais adequada para uma cunha de transição.

BIBLIOGRAFIA

ANSYS® - *Dynamics. Training Manual*. ANSYS®, Inc., 2004.

ANSYS® - *Release 10.0 Documentation for ANSYS®*, ANSYS®, Inc. (2005).

Azevedo, A. - *Método dos Elementos Finitos*. 1ª edição. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2003.

Bowe, C., Mullarkey, T. - *Wheel-Rail Contact Elements Incorporating Irregularities*. *Advances in Engineering Software*. 36:(2003). p. 827-837.

Calçada, R. - *Efeitos Dinâmicos em Pontes Resultantes do Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade. Tese de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.

CER - *High Speed Trains Around the World*. Community of European Railway and Infrastructure Companies, Belgium, 2002.

Chopra, A. - *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall International, 1995.

Clough, R., Penzien, J. - *Dynamics of Structures*. McGraw-Hill, 1975.

Delgado, R., Santos, S. - *Modelling of Railway Bridge-Vehicle Interaction on High Speed Tracks*. *Computers and Structures*, 63: (1997). p. 511-523. 1997.

Duijvestijn, B., Meinhart, G., Schulz, G. - *A Convenient Journey From Embankment Bridge*. Antwerp, Belgium: 2003.

EN1991-2 - *Actions on Structures. Part 2: General Actions: Traffic Loads on Bridges*. 2003.

ERRI-D230.1 - *Bridge ends. Embankment Structure Transition. RP3, State of Art Report*. Utrecht, Netherlands: 1999.

Esveld, C. - *Modern Railway Track*. Technische Universiteit Delft, 2001.

Fernandes, M. - *Mecânica dos Solos - II Volume*. Porto: FEUP, 1995.

Figueiredo, H. - *Dinâmica de Pontes Mistas Aço-Betão em Linhas de Alta Velocidade - Tese de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2007.

Fryba, L. - *Vibration of Solids and Structures Under Moving Loads*. Groningen, Netherlands: 1972.

Hunt, H. - *Track Settlement Adjacent to Bridge Abutments*. San Diego: 1996.

Keymuelen, R., Winand, A. - *Modélisation Mathématique simplifiée de L'Interaction Véhicule Ferroviaire-Pont et Vérifications Expérimentales*. Annales des Travaux Publics de Belgique, 1987.

Knothe, K., Grassie, L. - *Modelling of Railway Track and Vehicle/Track Interaction at High Frequencies*. *Vehicle System Dynamics*. 22: (1993). p. 3-4.

Lei, X., Mao, L. - *Dynamic Response Analyses of Vehicle and Track Coupled System on Track Transition of Conventional High Speed Railway*. Journal of Sound and Vibration. 271:(2003). p. 1133-1146.

Li, D., Davis, D. - *Transition of Railroad Bridge Approaches*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 131:(2005). p. 1392-1398.

Majka, M., Hartnett, M. - *Effects of Speed, Load and Damping on the Dynamic Response of Railway Bridges and Vehicles*. Computers & Structures. (2005).

Mauer, L. - *An Interactive Track-Train Dynamic Model for Calculation of Track Error Growth, Interaction of Railway Vehicles with the Track and its Sub-Structure*. Supplement to Vehicle System Dynamics. 13:(1995). p. 209-221.

Pinto, J. - *Dinâmica de Pontes em Viga Caixão em Linhas Férreas de Alta Velocidade - Tese de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2007.

RAVE – *Alta Velocidade: Portugal Mais Próximo*. www.rave.pt, Rede Ferroviária de Alta Velocidade S. A.. 2005

Ribeiro, C., Calçada, R., Delgado, R. – *Optimization of High Speed Ballastred Tracks: the Interest of Using a Bituminous Sub-ballast Layer*. Southampton: 2008.

Ribeiro, C., Calçada, R., Delgado, R. - *Efeitos Dinâmicos Induzidos por Variações Bruscas da Rigidez da Plataforma em Vias Férreas de Alta Velocidade*. 2007.

Ribeiro, D. - *Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade - Tese de Mestrado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.

Schooleman, R. - *Overgang Kunstwerk-Aardebaan Voor de Hoge-Snelheidslijn*. MSc Thesis. Technische Universiteit Delft, 1996.

Smekal, A. - *Transition Structures of Railway Bridges*. In: Firenze, 1997, 16-19 Nov. 1997.

SUPERTRACK (Sustained Performance of Railway Tracks) - *Numerical Simulation of Train-Track Dynamics, Final Report*. 2005.

Teixeira, P., Pita, A., Casas, C., Bachiller, A. - *Dynamic Analysis of Transition Zones of High Speed Railway Lines*. 85th TRB Annual Meeting. Washington: 22-26 January 2006.

Terfloth, S. - *An ICE 2 high-speed train on the Nuremberg-Ingolstadt high-speed railway line*. Wikipedia, 2007.

UIC-719R, INTERNATIONAL UNION OF RAILWAYS - *UIC Code 719 R - Ouvrages en Terre et Couches d'Assise Ferroviaires*. 1994.

UIC-776-3, INTERNATIONAL UNION OF RAILWAYS - *UIC-776-3 - Deformation of Bridges*. 1989.

Yang, Y., Yau, J. - *Vehicle-bridge Interaction Element for Dynamic Analysis*. Journal of Structural Engineering. 123:(1997). p. 1512-1518.