

Influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade

Cecília Maria Nogueira Alvarenga Santos do Vale

Dissertação apresentada
à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil

Orientadores:
Professor Doutor Rui Calçada
Professora Doutora Isabel Ribeiro

Porto, Janeiro de 2010.

2

.

«Sou tão enthusiasta pelos caminhos de ferro, que se fosse possível, obrigava todo o paiz a viajar de comboio durante 6 mezes.»

Fontes Pereira de Melo in *Locomotiva*, n.º 1, 15/07/1883

Agradecimentos

A todos aqueles que contribuíram para a realização deste trabalho de investigação, expresso aqui os meus agradecimentos.

- À FEUP, onde foi desenvolvida e apresentada esta dissertação.

- À Fundação para a Ciência e Tecnologia, que financiou este trabalho com a bolsa de investigação SFRH / BD / 25020 / 2005.

- Ao Professor Rui Calçada, a aceitação, no início de 2006, da orientação deste trabalho, o seu exemplo de dinâmica, o que com ele aprendi e os "investimentos" que fez em mim.

- À Professora Isabel Ribeiro, que também orientou este estudo, a co-autoria no desenvolvimento do modelo matemático para planeamento da manutenção em vias ferroviárias e as pertinentes sugestões, na fase de revisão, transmitidas sempre de forma rigorosa e amiga.

- À Secção de Vias de Comunicação, na pessoa do Professor Pires da Costa, a aceitação da minha dispensa de serviço docente.
Ao Professor Sousa Melo, ter-me iniciado nos temas da Engenharia Ferroviária.

- Ao Professor Raimundo Delgado, o apoio prestado no âmbito do projecto de que é responsável, "HSR LIFE: Development of Tools for HSR Lifecycle Cost Estimation for Track Design and Maintenance", financiado pelo programa MIT - Portugal, domínio dos sistemas de transporte, sub-domínio dos sistemas de transporte para alta velocidade.

- Ao Professor Matos Fernandes, a atenção e amizade que me dispensa.

- Aos Professores José María Goicolea e Felipe Gabaldón da Universidade Politécnica de Madrid, a oportunidade proporcionada em colaborar, entre Setembro de 2007 e Agosto de 2008, no projecto "Estudio del Comportamiento a Médio e Largo Plazo de las Estructuras Ferroviárias de Balasto y Placa".

- À REFER, a importante participação no estudo da qualidade geométrica de vias ferroviárias.
Aos Engenheiros Castanho Ribeiro e Carlos Clemente, a franca receptividade à colaboração solicitada.
Aos Engenheiros Marco Baldeira, João Vieira, Paulo Martins e restantes Técnicos da Direcção de Engenharia e Intervenções Especiais Monitorização e Performance da Infraestrutura, a disponibilidade e afável cooperação, na transmissão de conhecimentos e informações úteis para o desenvolvimento do modelo de planeamento da manutenção em vias ferroviárias.

- À RAVE, o protocolo celebrado com a FEUP.

- Ao grupo de Matemática Aplicada do Instituto de Telecomunicações de Coimbra, o acesso concedido às suas facilidades computacionais.

- Ao Roberto Ortega, a generosidade, sempre presente, na partilha, mesmo à distância, dos seus conhecimentos sobre Linux, Gnuplot e Latex.

- Às amigas Laura Carratalá e Daniella Pacheco, companheiras de aventuras e desventuras, no Colegio Mayor de Nuestra Señora de Guadalupe, terem tornado inolvidável a minha estadia em Madrid.

- Ao Pedro Cruz, que sempre me acompanhou com paciência, compreensão e afecto.

- À minha irmã, Maria Leonor, a revisão textual.

... E à minha Mãe...

Resumo

Nesta dissertação analisa-se a influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias para tráfego de alta velocidade.

Os principais objectivos da tese são três: 1) estudar a influência da qualidade do sistema via-veículo no comportamento dinâmico vertical da via ferroviária de alta velocidade; 2) compreender a influência da resposta dinâmica da via na evolução da degradação da sua qualidade geométrica devido ao assentamento permanente das camadas granulares da via balastrada; 3) definir modelos para o planeamento da manutenção preventiva em vias balastradas, por técnicas de optimização global.

Para elaborar este estudo são realizadas várias tarefas: revisão do estado da arte sobre os sistemas de via para alta velocidade, as fontes de excitação e a caracterização da qualidade geométrica; modelação numérica do comportamento dinâmico de dois sistemas de via ferroviária para alta velocidade (via balastrada e via em laje); análise da evolução da degradação da qualidade geométrica de uma via balastrada devido a assentamento permanente das camadas granulares; definição de modelos para o planeamento de acções de manutenção preventiva em vias balastradas; caracterização da qualidade geométrica de uma via ferroviária portuguesa, a Linha do Norte; análise dinâmica de dois troços de via da Linha; aplicação do modelo de manutenção preventiva a dois outros troços de via da mesma Linha.

Quanto à modelação numérica do comportamento dinâmico dos dois tipos de via ferroviária para alta velocidade, os resultados obtidos permitem comparar o comportamento dinâmico da via balastrada com o da via em laje, em diferentes cenários de qualidade. O estudo numérico mostra que: o efeito da não linearidade do contacto roda-carril pode ser desprezado, no caso da excitação gerar uma força de contacto inferior ao dobro da carga considerada na linearização do modelo de Hertz; o aumento da velocidade de circulação do veículo faz aumentar, de forma quase linear, a força dinâmica de contacto entre a roda e o carril, em qualquer tipo de via ferroviária e qualquer cenário de qualidade; a solicitação dinâmica máxima sobre a via em laje, para o mesmo tipo de irregularidade, é superior à obtida em via balastrada. A análise dos resultados, obtidos neste estudo, evidencia ainda a necessidade de definição de limites máximos admissíveis para as irregularidades distribuídas e pontuais de nivelamento longitudinal das vias de linhas ferroviárias, projectadas para velocidades superiores a 300 km/h.

Sobre a evolução da degradação da qualidade geométrica da via, devido a assentamento permanente das suas camadas granulares, a análise efectuada permite constatar que, nas condições consideradas: 1) o perfil longitudinal da via degrada-se lentamente ao longo do tempo, no caso de boa compactação das camadas granulares e do aterro (fundação), ou seja, quando a taxa de assentamento ao longo do tempo é reduzida; 2) a força dinâmica sobre a via aumenta, ao longo do tempo, como consequência da degradação do seu perfil longitudinal; 3) o tipo de comboio tem influência na evolução do perfil longitudinal da via ao longo do tempo.

Relativamente aos modelos desenvolvidos para o planeamento de acções de manutenção preventiva em vias balastradas, eles são definidos em programação linear inteira mista 0 - 1, uma abordagem por optimização global. A função objectivo dos modelos consiste na minimização do número total de acções de manutenção num determinado horizonte temporal. Os modelos consideram ainda diferentes restrições que permitem ter em conta: a evolução da degradação da geometria da via; o efeito positivo da manutenção na recuperação da qualidade geométrica da via; aspectos técnicos relacionados com a execução das acções de manutenção. Apesar dos modelos formulados serem ainda simplificados, pensa-se que, a curto prazo, possam ser desenvolvidos, optimizando-se a manutenção preventiva de vias ferroviárias balastradas, não só em função da evolução da qualidade da via, mas também, considerando os custos de manutenção, a disponibilidade da via, as acções de manutenção não programadas, etc.

No que diz respeito à caracterização da qualidade geométrica da Linha do Norte, o estudo permite afirmar que o número de defeitos de desvio padrão e pontuais de nivelamento

longitudinal nesta Linha tem vindo a diminuir desde 2001, como consequência do efeito positivo das acções de renovação em troços da Linha do Norte, realizadas nos últimos anos. Pela análise efectuada, verifica-se também que, em curva, o número total de defeitos de nivelamento longitudinal é superior, no carril interior, evidenciando que o traçado em planta influencia a evolução da degradação da qualidade geométrica da via. Também foi constatado que os tipos de defeitos de nivelamento longitudinal, mais frequentes na Linha do Norte, são: irregularidades de desvio padrão; defeitos pontuais, com comprimento de onda entre 3 e 25 m, num trecho com irregularidade de desvio padrão. São raros os defeitos pontuais pertencentes à gama D2 (comprimentos de onda entre 25 e 70 m), assim como a simultaneidade de defeitos de desvio padrão com defeitos pontuais de gama D1 e D2.

Sobre a análise dinâmica dos troços de via da Linha do Norte considerados, verifica-se que a força dinâmica máxima e, consequentemente, o deslocamento máximo da via, aumentam, ao longo do tempo, entre a realização de acções de manutenção e reduzem-se, após essas acções, comprovando-se o seu efeito positivo na evolução do comportamento dinâmico das vias ferroviárias. No troço de via com defeito pontual, os resultados numéricos do cálculo mostram que a força máxima no sistema de fixação ocorre, imediatamente, após o pico do defeito.

A aplicação do modelo, desenvolvido para o planeamento da manutenção preventiva, a dois troços da Linha do Norte, evidencia a influência do traçado em planta da via e do horizonte temporal de análise no planeamento da manutenção em vias ferroviárias.

Em suma, esta tese revela a importância da qualidade geométrica das vias ferroviárias, não só no comportamento dinâmico do sistema via-veículo, como também na evolução da degradação dessa qualidade e ainda no planeamento das acções de manutenção preventiva.

Palavras-chave: alta velocidade; comportamento dinâmico; contacto de Hertz; contacto roda- carril; manutenção preventiva; optimização global; qualidade geométrica da via; via balastrada; via em laje.

Abstract

The scope of this dissertation is to study the influence of railway systems quality on dynamic behaviour and on scheduling preventive maintenance for high-speed railway tracks.

The three main objectives of the thesis are: to study the influence of both track and vehicle geometrical quality on the vertical dynamic response of high-speed railway tracks; to understand the influence of the vehicle-track system dynamics on the degradation of a ballasted track's geometrical quality, due to permanent settlement of its granular layers; to define mathematical models for scheduling preventive maintenance on ballasted tracks through global optimization techniques.

Several tasks are performed within the research: review of the state of the art of high-speed railway tracks, sources of excitation and track quality characterization; numerical modelling of the dynamic response of two types of tracks for high-speed railway (a ballasted and a slab track); prediction of a ballasted track's degradation of its geometrical quality, due to permanent settlement of its granular layers; definition of models for scheduling preventive maintenance in ballasted tracks; characterization of the geometrical quality of a Portuguese railway track - the Northern Railway Line; dynamic analysis of two track segments of that Line; implementation of the proposed preventive maintenance model for two track segments of the Northern Railway Line.

Regarding the numerical modelling to evaluate track responses, the results allow comparison of the dynamic behaviour of both ballasted and slab tracks in different quality scenarios. The numerical study shows that the effect of non-linearity of the wheel-rail contact can be neglected when excitation generates a contact force lower than twice the load considered in the linearization of the Hertz model; the interaction force between the wheel and the rail increases, in an almost linear shape, when increasing the vehicle speed for both types of tracks and in any quality scenario; the maximum dynamic load on slab track is higher than the one attained in ballasted track for the same roughness. The results obtained in this numerical study highlight the need to set maximum permissible limits for distributed and isolated track irregularities at the longitudinal level in railway tracks designed for speeds above 300 km/h.

The analysis of the prediction of geometrical quality degradation in a ballasted track, due to permanent settlement of its granular layers, reveals that over time: 1) the longitudinal rough profile of the track develops slowly, if granular layers and foundation are well compacted, i.e. when the rate of track settlement over time is reduced; 2) the dynamic force on the track increases as a consequence of the degradation of its longitudinal profile; 3) the type of trains influences the evolution of the track's longitudinal profile.

The developed models for scheduling preventive maintenance in ballasted tracks are defined using binary and mixed-integer programming, a global optimization approach. The objective function of both models consists in minimizing the total number of maintenance actions for a given time frame. The two models consider different constraints that take into account the degradation of track geometry, the positive effect of maintenance on the recovery of the geometric quality, technical aspects related to maintenance operations. Although these mathematical models are still simple, it is thought that in the short term, they can be developed in order to optimize the preventive maintenance of ballasted railway lines, taking into account not only the evolution of track quality, but also maintenance costs, track availability, unscheduled maintenance actions, etc.

With regard to the characterization of the geometrical quality of the Northern Railway Line, the study shows that the number of defects related to the standard deviation of the longitudinal level has been declining since 2001, as a result of the positive effect of renewal actions carried out in recent years in some track segments of the Northern Railway Line. From the analysis it is reckoned that, in curved tracks, the total number of longitudinal defects is higher at the inner rail, showing that track layout influences the evolution of track degradation. It is also noted that the most frequent types of longitudinal defects in the track of the Northern Railway Line are distributed irregularities and also the

association of isolated defects of D1 range (with a wavelength between 3 and 25 m) in a profile with distributed irregularities. Isolated longitudinal defects belonging to D2 range (wavelengths between 25 and 70 m) and distributed longitudinal defects together with isolated defects of D1 and D2 ranges rarely occur.

The dynamic analysis of the two track segments of the Northern Railway Line, shows that the maximum dynamic load and thus the maximum track displacement, increase over time between maintenance actions and reduce once they take place, demonstrating the positive effect of maintenance actions upon the evolution of the dynamic behaviour of railway lines. The numerical results attained in the dynamic analysis of the track segment with an isolate defective, show that the maximum force in fastening systems occurs immediately after the peak of the defect.

The application of the developed model (for scheduling preventive maintenance), to two track segments of the Northern Railway Line shows the influence of the track's layout and the time frame of analysis on scheduling preventive maintenance actions for railways.

In short, this thesis reveals the importance of railways' geometrical quality, not only in the dynamic behaviour of the vehicle-track system, but also in the evolution of track degradation and in scheduling preventive maintenance actions.

Keywords: ballasted track; dynamic behaviour; geometrical track quality, global optimization; Hertzian contact; high-speed railways; preventive maintenance; slab track; wheel-rail interaction.

Résumé

L'objet de ce mémoire consiste à évaluer l'influence de la qualité des systèmes ferroviaires sur le comportement dynamique et la planification de la maintenance des voies de chemin de fer à grande vitesse.

On s'est fixé trois grands objectifs: 1) analyser l'influence de la qualité du système voie-véhicule sur le comportement dynamique vertical des voies de chemin de fer à grande vitesse ; 2) comprendre l'influence de la sollicitation dynamique de la voie ferrée sur l'évolution de la dégradation de la qualité géométrique, due au tassement des couches granulaires de la voie ballastée ; 3) définir des modèles pour la planification de la maintenance des voies ballastées par des techniques d'optimisation globale.

Plusieurs démarches ont été entreprises pour l'élaboration de cette étude: 1) résumé de l'état de l'art des systèmes de voie ferrée pour des lignes à grande vitesse, des sources d'excitation et de la caractérisation de la qualité géométrique ; 2) analyse du comportement dynamique de deux systèmes ferroviaires à grande vitesse (voie ballastée et voie sur dalle de béton) selon une approche numérique ; 3) analyse de l'évolution de la dégradation de la qualité d'une voie ballastée due au tassement des couches granulaires ; 4) définition de modèles pour la planification de maintenance préventive en voies ballastées; 5) caractérisation de la qualité géométrique d'une voie ferrée portugaise - la Ligne du Nord. 6) analyse dynamique de deux tronçons de la voie de la Ligne ; 7) application du modèle de maintenance préventive à deux tronçons de la voie de la même Ligne ferrée.

Les résultats de la modélisation numérique du comportement dynamique des deux systèmes de voie à grande vitesse ont permis de comparer le comportement dynamique de ces systèmes ferroviaires à différents niveaux de la qualité géométrique des voies. L'analyse numérique révèle que: 1) l'effet de la non-linéarité du contact roue-rail peut être négligé, si l'excitation génère une force de contact inférieure au double de la force prise en compte dans la linéarisation du modèle de Hertz ; 2) l'augmentation de la vitesse du véhicule accroît, de façon presque linéaire, la force dynamique de contact entre la roue et le rail, sur n'importe quel type de voie et ce quelqu'en soit la qualité ; 3) la sollicitation dynamique maximale sur la voie en dalle de béton est, pour le même type d'irrégularité, plus grande que celle obtenue dans la voie ballastée. Les résultats obtenus mettent en évidence la nécessité d'établir des limites maximales admissibles pour les irrégularités distribuées et isolées de nivellement longitudinal des voies de chemins de fer conçues pour des vitesses supérieures à 300 km/h.

Concernant l'évolution de la dégradation de la qualité géométrique de la voie, due aux couches granulaires, l'analyse révèle que : 1) le profil longitudinal de la voie se dégrade lentement au fil du temps, sous réserve de bonne compaction des couches granulaires et de la fondation, c'est-à-dire, quand le taux de tassement est réduit ; 2) la sollicitation dynamique sur la voie augmente suite à la dégradation de son profil longitudinal ; 3) le type de trains influe sur l'évolution du profil longitudinal de la voie.

Les modèles développés pour la planification des actions de maintenance préventive en voie ballastée sont définis en programmation linéaire mixte 0-1, une approche par optimisation globale. La fonction-objectif des modèles est de minimiser le nombre total des actions de maintenance dans un temps limité. Dans les modèles, on considère des contraintes différentes qui permettent de tenir compte de la dégradation de la géométrie de la voie, de la récupération de la qualité géométrique, et d'autres aspects techniques qui concernent la mise en œuvre de la maintenance.
Bien que les modèles proposés soient encore simples, on croit qu'ils pourront bientôt être développés afin d'optimiser la maintenance préventive des voies ferrées ballastées, concernant non seulement l'évolution de la qualité géométrique de la voie, mais aussi les coûts de maintenance, la disponibilité de la ligne ferroviaire, les actions de maintenance non planifiées, etc.

En ce qui concerne la caractérisation de la qualité géométrique de la voie ferrée de la Ligne du Nord, l'analyse indique que le nombre de défauts isolés et de défauts de l'écart type du nivellement longitudinal a diminué dès 2001, bénéficiant de l'effet positif des actions de renouvellement sur quelques tronçons de la Ligne. L'analyse effectuée permet de vérifier

que, en courbe, le nombre total de défauts de nivellement longitudinal est plus élevé dans le rail intérieur, ce qui montre que la géométrie de la voie en plan influe sur la dégradation de la qualité géométrique. On a aussi constaté que les types de défauts de nivellement longitudinal de la Ligne du Nord les plus usuels sont l'écart type et l'association des défauts isolés, d'une longueur d'onde entre 3 et 25 m, dans un tronçon de voie avec des irrégularités de l'écart type. On remarque que les défauts isolés du domaine D2 (longueur d'onde entre 25 et 70 m) ainsi que la simultanéité des défauts de l'écart type avec des défauts isolés D1 (longueur d'onde entre 3 et 25 m) et D2 sont rares.

Dans la continuité de l'analyse dynamique des tronçons de la voie de la Ligne du Nord, on constate que la force dynamique maximale et, par conséquence, le déplacement maximal de la voie augmentent, au fil du temps, entre la réalisation d'actions de maintenance, et diminuent après ces actions-là, prouvant leur effet positif sur l'évolution du comportement dynamique des voies ferrées. Sur le tronçon de la voie à défaut isolé, les résultats numériques du calcul révèlent que la force maximale dans le système de fixation rail-traverse apparaît juste après l'obtention du climax du défaut.

L'application du modèle, développé pour la planification de maintenance préventive, à deux tronçons de la Ligne du Nord met en évidence l'influence du tracé sur le plan de la voie et de l'horizon temporal de l'analyse pour la planification de la maintenance des voies ferrées.

En résumé, cette thèse démontre l'importance de la qualité géométrique des chemins de fer dans le comportement dynamique du système voie-véhicule, dans l'évolution de la dégradation de la qualité de la voie et dans la planification des actions de maintenance préventive.

Mots-clés: comportement dynamique; contact de Hertz; contact roue-carril; maintenance préventive; optimisation globale; qualité géométrique de la voie; voie ballastée; voie sur dalle de béton.

Índice

1 Introdução **1**

1.1 Fundamentação e enquadramento do tema 1

1.2 Problemática, metodologia e estratégias de investigação 4

1.3 Âmbito e objectivos do trabalho 5

1.4 Organização da tese 7

2 A via ferroviária: sistemas, fontes de excitação e caracterização da qualidade geométrica **9**

2.1 Introdução 9

2.2 Sistemas ferroviários 10

2.2.1 Via balastrada 10

2.2.2 Via em laje 23

2.3 Fontes de excitação sobre a via ferroviária 42

2.3.1 Excitação devido à passagem de uma carga móvel sobre carril apoiado em travessas - excitação paramétrica 42

2.3.2 Excitação devido a irregularidades da via e da roda 43

2.4 Caracterização da qualidade geométrica da via 48

2.4.1 Limites de alarme: alerta, intervenção e acção imediata 51

2.5 Conclusões 53

3 O sistema via-veículo: modelos de interacção dinâmica 57

3.1 Introdução 57

3.2 Modelos da via ferroviária 59

3.2.1 Modelo estrutural do carril 64

3.2.2 Modelo estrutural das palmilhas 65

3.2.3 Modelo estrutural das travessas 68

3.2.4 Modelo estrutural do balastro, sub-balastro e fundação 69

3.2.5 Modelo estrutural da laje de betão 70

3.3 Modelos de veículo 71

3.4 Modelos de interacção veículo-via 76

3.4.1 Modelo de contacto elástico não linear 77

3.4.2 Modelo de contacto elástico linear 82

3.4.3 Resolução matemática do problema de contacto 83

3.5 Modelos de irregularidades 84

3.5.1 Irregularidades distribuídas da via 85

3.5.2 Irregularidades pontuais da via 87

3.6 Conclusões 91

4 A qualidade da via e do veículo no comportamento das vias balastrada e em laje contínua 93

4.1 Introdução 93

4.2 Comportamento estrutural da via balastrada 94

4.2.1 Descrição e modelação da via 96

4.2.2 Comportamento estático da via 98

4.2.3 Receptância e frequências próprias 99

4.2.4 Comportamento dinâmico da via perfeita 100

4.2.5 Comportamento dinâmico da via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal 105

4.2.6 Comportamento dinâmico da via com defeito pontual de nivelamento longitudinal 114

4.2.7 Comportamento dinâmico da via com travessas dançantes 127

4.2.8 Comportamento dinâmico da via perfeita excitada por um liso na roda do comboio 137

4.3 Comportamento estrutural da via em laje contínua 142

4.3.1 Descrição e modelação da via 143

4.3.2 Comportamento estático da via 145

4.3.3 Receptância e frequências próprias 146

4.3.4 Comportamento dinâmico da via perfeita 147

4.3.5 Comportamento dinâmico da via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal 152

4.3.6 Comportamento dinâmico da via com defeito pontual de nivelamento longitudinal 160

4.3.7 Comportamento dinâmico da via perfeita excitada por um liso na roda do comboio 170

4.4 Comparação do comportamento estrutural das vias balastrada e em laje . . 177

4.5 Conclusões 180

5 A degradação e a recuperação da qualidade geométrica em vias balastradas 185

5.1 Introdução 185

5.2 Modelos de assentamento permanente da via balastrada 186

5.3 Previsão da evolução do nivelamento longitudinal de uma via ferroviária balastrada devido a assentamento permanente 191

5.3.1 Influência da taxa de assentamento 193

5.3.2 Influência da velocidade de circulação 195

5.3.3 Influência do tipo de comboio 199

5.4 A manutenção em vias ferroviárias como processo de recuperação da qualidade geométrica 201

5.5 Modelos de planeamento de manutenção preventiva baseados em programação linear inteira mista 203

5.5.1 Considerações gerais sobre a programação linear inteira mista . . . 204

5.5.2 Modelo 1 208

5.5.3 Modelo 2 224

5.6 Conclusões 234

6 A Linha do Norte: caracterização, análise dinâmica e aplicação do modelo de planeamento de manutenção 239

6.1 Introdução 239

6.2 Breve caracterização da Linha do Norte 240

6.2.1 Traçado em planta 241

6.2.2 Tráfego 242

6.2.3 Estrutura tipo da secção transversal da via 243

6.3 Avaliação da qualidade geométrica da Linha do Norte 244

6.3.1 Inspecção sistemática da via 244

6.3.2 Indicadores da qualidade geométrica de nivelamento longitudinal . . 245

6.4 Comportamento dinâmico de dois troços de via da Linha do Norte 257

6.4.1 Evolução da irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal ao longo do tempo 257

6.4.2 Defeito pontual de nivelamento longitudinal 266

6.5 Aplicação do modelo de planeamento da manutenção preventiva a troços da Linha do Norte 269

6.5.1 Desvio padrão inicial do nivelamento longitudinal 270

6.5.2 Taxa de degradação do desvio padrão de nivelamento longitudinal . 271

6.5.3 Recuperação do nivelamento longitudinal 272

6.5.4 Geometria em planta 273

6.5.5 Planeamento das acções de manutenção preventiva 274

6.6 Conclusões 282

7 Conclusões e perspectivas de desenvolvimento para investigação futura 285

7.1 Conclusões 285

7.2 Perspectivas de desenvolvimento para investigação futura 292

A Resultados do estudo numérico apresentado no Capítulo 5 295

A.1 Variação da carga dinâmica ao longo de uma via balastrada com taxa de assentamento reduzida devido à circulação do ICE 2 a 300 km/h 295

A.2 Variação da carga dinâmica ao longo de uma via balastrada com taxa de assentamento elevada devido à circulação do ICE 2 a 300 km/h 297

A.3 Variação da carga dinâmica ao longo de uma via balastrada com taxa de assentamento reduzida devido à circulação do ICE 2 a 360 km/h 298

A.4 Variação da carga dinâmica ao longo de uma via balastrada com taxa de assentamento elevada devido à circulação do ICE 2 a 360 km/h 299

A.5 Variação da carga dinâmica ao longo de uma via balastrada com taxa de assentamento elevada devido à circulação do Alfa Pendular a 300 km/h . . 301

Índice de Figuras

1 Introdução **1**

1.1 Enquadramento do tema 3

2 A via ferroviária: sistemas, fontes de excitação e caracterização da qualidade geométrica **9**

2.1 Esquema estrutural da via ferroviária balastrada clássica 11
2.2 Esquema da secção transversal de uma via balastrada apoiada sobre uma camada betuminosa 12
2.3 Via balastrada com travessa-pórtico (Riessberger, 2006) 12
2.4 Via balastrada com travessas apoiadas em palmilhas elásticas 13
2.5 Tipo de travessas de betão 15
2.6 Distribuição de carga tipo nas travessas adjacentes ao ponto de aplicação de carga 16
2.7 Definição da espessura total das camadas de balastro e de sub-balastro (UIC719Rb, 2008) 19
2.8 Elementos absorventes de ruído (Bogl, 2008) 24
2.9 Amortecedores no carril (IPG, 2007) 24
2.10 Via com carril embebido na estrutura - Família 1 26
2.11 Via Sonneville - Família 2 (Sonneville, 2009) 26
2.12 Bloco de betão com dois níveis resilientes, adaptado de UIC (2002) 27
2.13 Esquema da secção transversal da via das Famílias 3 e 4, adaptado de UIC (2002) 28
2.14 Via Rheda 2000 - Família 3 28

2.15 Introdução das travessas na laje por vibração - Família 4 (Zublin, 2006) . . 29
2.16 Secção transversal da via GETRAC em construção 30
2.17 Via GETRAC em construção 30
2.18 Esquemas da secção transversal de vias da Família 5, adaptado de UIC (2002) 31
2.19 Via BTD (Beck, 2007) 31
2.20 Esquema da secção transversal da via STEDEF, pertencente à Família 6 [adaptado de UIC (2002)] 32
2.21 Esquema da secção transversal da via STEDEF para alta velocidade (pormenor) 32
2.22 Via STEDEF em construção 33
2.23 Pormenor da travessa do sistema STEDEF 33
2.24 Sistema Bögl (Bogl, 2008) 34
2.25 Aspectos construtivos do sistema Bögl (Bogl, 2008) 35
2.26 Via Shinkansen (Takai, 2007) 35
2.27 Via AFTRAV 36
2.28 Via öBB-Porr em túnel 37
2.29 Aterro apoiado em colunas 42
2.30 Laje apoiada em colunas 42
2.31 Desgaste ondulatório num carril (Egana *et al.*, 2006) 45
2.32 Roda poligonizada com 3 e 4 períodos 47
2.33 Definição de nivelamento longitudinal, adaptado de EN13848-5 (2008) . . . 49
2.34 Definição de nivelamento transversal, adaptado de EN13848-5 (2008) . . . 49
2.35 Definição de alinhamento, adaptado de EN13848-5 (2008) 50
2.36 Definição de empeno, adaptado de EN13848-5 (2008) 50
2.37 Definição de bitola pontual (EN13848-5, 2008) 51

3 O sistema via-veículo: modelos de interacção dinâmica 57

3.1 Modelos de via sobre meio elástico 60
3.2 Modelo de via com apoios discretos 60
3.3 Modelo de via balastrada com apoios discretos 61
3.4 Modelos para via balastrada com continuidade longitudinal das camadas granulares por elementos de barra (Sun & Dhanasekar, 2002) 62
3.5 Modelos de via com continuidade longitudinal por elementos de estado plano de tensão 63
3.6 Modelo tridimensional de via balastrada (com simetria) 64
3.7 Modelo de balastro e sub-balastro (Sun & Dhanasekar, 2002) 69

3.8 Modelos elementares em 2D de meio eixo do veículo 72
3.9 Modelos que representam uma parte do veículo em 2D 73
3.10 Modelo 3D de veículo ferroviário 73
3.11 Tipologia de veículos ferroviários da rede europeia de alta velocidade . . . 76
3.12 Área de contacto, segundo a teoria de Kalker 81
3.13 Forças de contacto segundo a teoria de Kalker (adaptado de Iwnicki (2006)) 81
3.14 Contacto entre corpos 83
3.15 Esquema de junta soldada 85
3.16 Liso (sem desgaste) da roda 89
3.17 Liso arredondado 90
3.18 Irregularidade no carril equivalente a lisos de roda 91

4 A qualidade da via e do veículo no comportamento das vias balastrada e em laje contínua 93

4.1 Modelo estrutural da via ferroviária balastrada 96
4.2 Resposta dinâmica da via balastrada: regime transitório e reflexão de onda (modelo com 40 m de extensão) 97
4.3 Deslocamento vertical da via balastrada para uma carga estática de $98,1$ kN aplicada sobre uma travessa da via 98
4.4 Receptância da via balastrada em função da frequência 99
4.5 Primeiro modo de vibração vertical da via balastrada, $f = 75$ Hz 100
4.6 Segundo modo de vibração vertical da via balastrada, $f = 230$ Hz 100
4.7 Terceiro modo de vibração vertical da via balastrada, $f = 1035$ Hz 100
4.8 Deslocamento da via balastrada sobre uma travessa, considerando o modelo de contacto linearizado e o modelo de Hertz (V = 360 km/h) 102
4.9 Função densidade espectral de potência 106
4.10 Irregularidade distribuída da via balastrada: $\lambda = [3; 25]$ m, $\sigma_{NL} = 1,25$ mm 106
4.11 Variação da carga dinâmica ao longo da via balastrada com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal D1 para diferentes velocidades de circulação 108
4.12 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da carga dinâmica: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal D1 (via balastrada) 110
4.13 Variação do deslocamento vertical ao longo da via balastrada com irregularidade distribuída para diferentes velocidades de circulação 111

4.14 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação do deslocamento máximo da via: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída (via balastrada) 111
4.15 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da força no sistema de fixação: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída (via balastrada) 113
4.16 Geometria dos cinco tipos de defeitos pontuais da via ($A = 8$ mm, valor de pico; $\overline{k} = 0,45$, parâmetro que se relaciona com a extensão do defeito) . . . 115
4.17 Variação da carga dinâmica ao longo da via balastrada devido a defeito pontual P1 com valor de pico de 8 mm, para diferentes velocidades de circulação 117
4.18 Força dinâmica sobre a via balastrada resultante da circulação de um eixo de veículo a 360 km/h sobre um defeito P1 com diferentes valores de pico . 118
4.19 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da carga dinâmica para diferentes valores de pico do defeito P1 (via balastrada) 120
4.20 Variação da carga dinâmica sobre via balastrada para diferentes formas geométricas de defeitos pontuais (A = 8 mm, V = 360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 121
4.21 Variação do deslocamento vertical ao longo da via balastrada, no caso de esta apresentar defeito pontual P1 com valor de pico de 8 mm 123
4.22 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação do deslocamento máximo da via balastrada: via perfeita *vs.* via com defeito pontual P1 124
4.23 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da força no sistema de fixação: via perfeita *vs.* via com defeito pontual P1 (via balastrada) 126
4.24 Variação da carga dinâmica sobre a via balastrada com travessas dançantes 129
4.25 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da carga dinâmica: via perfeita *vs.* via travessas soltas (via balastrada) . . 131
4.26 Esquema de aplicação de carga estática sobre via balastrada com travessas soltas 132
4.27 Deslocamento da via balastrada com uma e duas travessas dançantes - solicitação estática de 98,1 kN 132
4.28 Evolução do factor de amplificação do deslocamento máximo da via balastrada, em função da velocidade do veículo: via perfeita *vs.* via com travessas dançantes 135

4.29 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da força no sistema de fixação: via perfeita *vs.* via com travessas dançantes 136
4.30 Força no sistema de fixação nas travessas adjacentes a travessas soltas, no caso de circulação do ICE2 a 360 km/h 136
4.31 Variação da carga dinâmica ao longo da via perfeita balastrada devido à circulação, a 300 km/h, de uma roda com liso ($d = 2$ mm) 137
4.32 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da carga dinâmica sobre a via balastrada: roda perfeita *vs.* roda com liso ($d = 2$ mm) 138
4.33 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmico do deslocamento máximo da via balastrada: roda perfeita *vs.* roda com liso ($d = 2$ mm) 141
4.34 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmico da força no sistema de fixação da via balastrada: roda perfeita *vs.* roda com liso ($d = 2$ mm) 142
4.35 Modelo estrutural da via ferroviária em laje contínua de betão 144
4.36 Distribuição espacial da força aplicada sobre as travessas no caso estático . 146
4.37 Receptância da via em laje em função da frequência 147
4.38 Irregularidade distribuída da via em laje: $\lambda = [3; 25]$ m, $\sigma_{NL} = 1,25$ mm . 152
4.39 Variação da carga dinâmica ao longo da via em laje com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal D1 para diferentes velocidades de circulação 153
4.40 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmica da carga: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal (via em laje). 155
4.41 Variação do deslocamento vertical da via em laje com irregularidade distribuída em função da velocidade de circulação 157
4.42 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação do deslocamento máximo da via: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída (via em laje) 159
4.43 Evolução, com a velocidade do veículo, do factor de amplificação da força no sistema de fixação: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída D1 (via em laje) 160
4.44 Variação da carga dinâmica ao longo da via em laje devido a defeito pontual P1 com valor de pico igual a 8 mm, para diferentes velocidades de circulação 162
4.45 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmico da carga, para diferentes valores de pico de defeito P1 (via em laje) 164

4.46 Variação da carga dinâmica sobre via em laje, para diferentes formas geométricas de defeitos pontuais (A = 8 mm, V = 360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)165
4.47 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação do deslocamento máximo da via em laje: via perfeita *vs.* via com defeito pontual P1 167
4.48 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da força no sistema de fixação: via perfeita *vs.* via com defeito pontual P1 (via em laje) 170
4.49 Variação da carga dinâmica ao longo da via em laje devido à circulação, a 300 km/h, de uma roda com liso ($d = 2$ mm) 171
4.50 Variação da carga dinâmica ao longo da via em laje, para diferentes velocidades do comboio, no caso de sobre ela circular uma roda com liso ($d = 2$ mm) 171
4.51 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da carga dinâmica sobre a via em laje: roda perfeita *vs.* roda com liso ($d = 2$ mm) 174
4.52 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmico do deslocamento máximo da via em laje: roda perfeita *vs.* roda com liso ($d = 2$ mm) 176
4.53 Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmico da força no sistema de fixação da via em laje: roda perfeita *vs.* roda com liso (d = 2 mm) 177
4.54 Deslocamento da via balastrada e da via em laje com irregularidades distribuídas no caso de velocidade de 360 km/h. 179

5 A degradação e a recuperação da qualidade geométrica em vias balastradas 185

5.1 Metodologia numérica para a previsão da degradação do nivelamento longitudinal de uma via balastrada considerando a interacção dinâmica entre a via e o veículo 192
5.2 Irregularidade inicial de um troço de via balastrada 192
5.3 Evolução do nivelamento longitudinal de um troço de via balastrada em função do número de toneladas acumuladas sobre a via para diferentes valores de k (ICE2, V = 300 km/h) 193
5.4 Variação da carga dinâmica ao longo da via no caso de $k = 1 \times 10^{-8}$ (ICE 2, V= 300 km/h 194

5.5 Variação da carga dinâmica ao longo da via no caso de $k = 3 \times 10^{-8}$ (ICE 2, V= 300 km/h 194
5.6 Evolução da carga dinâmica máxima e mínima em função das toneladas acumuladas para diferentes taxas de assentamento da via (V= 300 km/h; ICE 2) 195
5.7 Evolução do nivelamento longitudinal de um troço de via balastrada em função do número de toneladas acumuladas sobre a via para diferentes velocidades de circulação (ICE 2, $k = 1 \times 10^{-8}$) 196
5.8 Variação da carga dinâmica ao longo da via devido à circulação do ICE 2 ($k = 1 \times 10^{-8}$ e T= $3,5 \times 10^6$ ton) 196
5.9 Evolução da carga dinâmica máxima e mínima em função das toneladas acumuladas para as velocidades de 300 e 360 km/h (ICE2, $k = 1 \times 10^{-8}$) . 197
5.10 Evolução do nivelamento longitudinal de um troço de via balastrada em função do número de toneladas acumuladas sobre a via para diferentes velocidade de circulação (ICE 2, $k = 3 \times 10^{-8}$) 197
5.11 Variação da carga dinâmica ao longo da via com ICE 2 ($k = 3 \times 10^{-8}$, V = 360 km/h) 198
5.12 Evolução da carga dinâmica máxima e mínima em função das toneladas acumuladas para as velocidades de 300 e 360 km/h ($k = 3 \times 10^{-8}$) 199
5.13 Evolução do nivelamento longitudinal de um troço de via balastrada em função do número de toneladas acumuladas sobre a via para diferentes comboios (V= 300 km/h, $k = 3 \times 10^{-8}$) 199
5.14 Variação da carga dinâmica ao longo da via após a passagem de $T = 3,5 \times 10^6$ ton (V=300 km/h, $k = 3 \times 10^{-8}$) 200
5.15 Evolução da carga dinâmica máxima e mínima em função das toneladas acumuladas para comboios ICE 2 e Alfa Pendular ($k = 3 \times 10^{-8}$, V= 300 km/h) 201
5.16 Soluções de problemas lineares (de maximização) 205
5.17 Método de enumeração implícita 206
5.18 Aspecto do programa Cplex 207
5.19 Desvio padrão inicial do nivelamento longitudinal do troço da via 212
5.20 Número total de acções de manutenção em função da taxa de degradação do desvio padrão de NL e da sua recuperação após ataque 215
5.21 Número de acções de manutenção preventiva em função da velocidade e do volume de tráfego do comboio ICE2 216
5.22 Número de acções de manutenção por ano em função da velocidade de circulação do comboio 218

5.23 Durabilidade geométrica da via em função do volume de tráfego 220
5.24 Distribuição das acções de manutenções ao longo do tempo, em função do volume de tráfego (V = 220 km/h) 221
5.25 Tempo mínimo entre acções de manutenções sucessivas: número de ocorrências222
5.26 Traçado em planta dos trechos do troço de via 230
5.27 Evolução do desvio padrão de NL de três trechos (Modelo 2) 233
5.28 Interacção entre a solicitação dinâmica sobre a via e a degradação do NL . 235

6 A Linha do Norte: caracterização, análise dinâmica e aplicação do modelo de planeamento de manutenção 239

6.1 Veículos que circulam na rede ferroviária nacional, incluindo a Linha do Norte 242
6.2 Estrutura tipo da secção transversal dos troços renovados da Linha do Norte243
6.3 Veículo de inspecção geométrica da via 244
6.4 Variação espacial do desvio padrão do nivelamento longitudinal, em trechos de 200 m, na via ascendente da Linha do Norte (Janeiro de 2009) 247
6.5 Evolução ao longo do tempo do desvio padrão do nivelamento longitudinal de alguns trechos da Linha do Norte 248
6.6 Número de defeitos de desvio padrão de NL por km de via 250
6.7 Número de trechos da via ascendente da Linha do Norte com defeito 253
6.8 Forma geométrica de defeitos pontuais identificados na campanha de inspecção de Janeiro de 2009 255
6.9 Evolução temporal da geometria de um defeito pontual em alinhamento recto da Linha do Norte 256
6.10 Perfis de irregularidade de nivelamento longitudinal de um troço de via da Linha do Norte desde Março de 2002 a Janeiro de 2009 259
6.11 Evolução do desvio padrão do NL de um troço de via da Linha do Norte entre Março de 2002 e Janeiro de 2009 259
6.12 Variação da força dinâmica ao longo do troço de via da Linha do Norte (Alfa Pendular, V = 220 km/h) 260
6.13 Variação do deslocamento vertical da via e do ponto de contacto da roda, ao longo do troço de via da Linha do Norte (Alfa Pendular, V = 220 km/h) 262
6.14 Variação temporal do deslocamento vertical no ponto da via, correspondente à travessa 82 do modelo, onde ocorre o deslocamento vertical máximo (Janeiro de 2009) 263
6.15 Deslocamento vertical da via no instante em que ocorre o seu valor máximo (Janeiro de 2009) 264

6.16 Força nos sistemas de fixação ao longo do troço de via da Linha do Norte (Alfa Pendular, V = 220 km/h) . . . 265
6.17 Geometria de um defeito pontual na via ascendente da Linha do Norte (Novembro de 2008) . . . 266
6.18 Força dinâmica sobre via devido à circulação do Alfa Pendular sobre um defeito pontual da Linha do Norte . . . 267
6.19 Deslocamento vertical do ponto de contacto ao longo do troço de via (V = 220 km/h) . . . 267
6.20 Variação, ao longo do tempo, do deslocamento vertical no ponto da via correspondente ao pico do defeito pontual (V = 220 km/h) . . . 268
6.21 Força nos sistemas de fixação da via devido à circulação do Alfa Pendular sobre um defeito pontual da Linha do Norte . . . 268
6.22 Desvio padrão inicial do nivelamento longitudinal dos trechos dos dois troços da Linha do Norte (Janeiro de 2009) . . . 271
6.23 Taxa de degradação do nivelamento longitudinal nos troços A e B da Linha do Norte . . . 272
6.24 Recuperação do desvio padrão do nivelamento longitudinal em função do desvio padrão do nivelamento longitudinal no momento da manutenção (Linha do Norte) . . . 273
6.25 Influência do traçado em planta no planeamento da MP . . . 273
6.26 Traçado em planta dos trechos dos troços A e B . . . 274
6.27 Previsão da evolução do desvio padrão dos trechos 102 a 107 do troço A ao longo do tempo (cenários C4 e C6) . . . 277
6.28 Previsão da evolução do desvio padrão do trecho 129 a 131 do troço A ao longo do tempo (cenários C4 e C6) . . . 279
6.29 Distribuição temporal das acções de manutenção considerando um horizonte temporal de 2 anos (cenário C4) . . . 280
6.30 Número de acções de manutenção em função do desvio padrão do nivelamento longitudinal inicial (Troço A) . . . 281

Índice de Quadros

2 A via ferroviária: sistemas, fontes de excitação e caracterização da qualidade geométrica **9**

2.1 Categoria de palmilhas em função da rigidez dinâmica vertical, segundo a NP-EN134581-2 (2009) 18

2.2 Determinação da espessura de balastro e de sub-balastro segundo a (UIC719Rb, 2008) 20

2.3 Valores correntes de espessuras da camada de balastro (UIC, 2008) 20

2.4 Características mecânicas do balastro, (UIC719Rb, 2008) 21

2.5 Características mecânicas do sub-balastro, (UIC719Rb, 2008) 22

2.6 Irregularidades da via e do carril 43

2.7 Irregularidades da via e do carril e as suas consequências 44

2.8 Limite do desvio padrão do nivelamento longitudinal (mm), a medir em trechos de 200 m de via, segundo EN13848-5 (2008) 52

2.9 Limite do desvio padrão do nivelamento longitudinal (mm), a medir em trechos de 200 m de via, segundo ETI (2008) 52

2.10 Valor máximo de pico, em relação à média, do nivelamento longitudinal (mm), segundo EN13848-5 (2008). 53

2.11 Valor máximo de pico, em relação à média, do nivelamento longitudinal (mm), segundo ETI (2008). 53

3 O sistema via-veículo: modelos de interacção dinâmica **57**

3.1 Modelos de Kelvin e de Poynting-Thomson para palmilhas 67

3.2 Parâmetros mecânicos e geométricos do comboio ICE2 (ERRI-D214/RP9, 2001) 74

3.3 Parâmetros mecânicos e geométricos do comboio Alfa Pendular (Pendolino) 74
3.4 Parâmetros mecânicos e geométricos do comboio ICE3 75
3.5 Parâmetros mecânicos e geométricos do comboio TGV (Lei & Mao, 2004) . 75
3.6 Quadro-resumo da teoria de contacto de Hertz (Johnson, 1985) 79
3.7 Possíveis estados de contacto entre roda-carril 80
3.8 Funções densidade espectral de potência para definição de irregularidades de nivelamento longitudinal da via, (Fryba, 1996; Claus & Schiehlen, 1998; Garg & Dukkipati, 1984) 86
3.9 Expressões analíticas para definir irregularidades pontuais da via (Garg & Dukkipati, 1984; Fryba, 1996; Sun & Dhanasekar, 2002) 88
3.10 Metodologia para definição das irregularidades da via e da roda 92

4 A qualidade da via e do veículo no comportamento das vias balastrada e em laje contínua 93
4.1 Frequências próprias do modelo de veículo do ICE 2 95
4.2 Características geométricas e mecânicas dos elementos da via balastrada . 97
4.3 Resposta estática da via balastrada nos casos de carga aplicada sobre e entre travessas (valores máximos) 99
4.4 Resposta estrutural da via balastrada perfeita em função do modelo de contacto entre roda e carril (V=360 km/h) 101
4.5 Força dinâmica sobre a via perfeita balastrada ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m) . . 103
4.6 Resposta estrutural da via balastrada perfeita, para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e da travessa e força no sistema de fixação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m) 104
4.7 Resposta estrutural da via balastrada com irregularidade distribuída, em função do modelo de contacto entre roda e carril (V=360 km/h) 107
4.8 Força dinâmica sobre a via balastrada com irregularidade distribuída D1: $3 \leq \lambda \leq 25$ m e $\sigma_{NL} = 1,25$ mm ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m) 109
4.9 Resposta estrutural da via balastrada, perfeita e com irregularidade distribuída, para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e da travessa e força no sistema de fixação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m) 112
4.10 Força dinâmica sobre a via balastrada, em função do modelo de contacto, para diferentes formas geométricas do defeito pontual (A = 8 mm e V = 360 km/h) 116
4.11 Força dinâmica sobre a via balastrada com defeito pontual do tipo P1, para diferentes velocidades e valores de pico ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 119

4.12 Força dinâmica sobre a via balastrada em função da forma geométrica do defeito pontual (V=360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 122
4.13 Resposta estrutural da via balastrada, perfeita e com defeito pontual P1, para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e força no sistema de fixação ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 125
4.14 Deslocamento vertical máximo da via balastrada, em função da forma geométrica do defeito pontual (A= 8 mm, V= 360 km/h, $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 126
4.15 Força máxima no sistema de fixação da via balastrada, em função da forma geométrica do defeito pontual (A = 8 mm, V=360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 127
4.16 Força dinâmica sobre a via balastrada com travessas dançantes, para diferentes velocidades de circulação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m) 130
4.17 Resposta estática (valores máximos) da via balastrada com uma ou duas travessas dançantes ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m) 133
4.18 Resposta estrutural da via balastrada, perfeita e com travessas soltas, para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e força no sistema de fixação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m) 134
4.19 Força dinâmica resultante da circulação de uma roda com liso sobre a via balastrada perfeita ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 139
4.20 Força dinâmica sobre a via balastrada, em função da profundidade do liso da roda (V=360 km/h, $l = 0,1625$ m e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 140
4.21 Deslocamento vertical máximo da via balastrada perfeita nos casos de circulação de uma roda perfeita e de uma roda com liso ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 140
4.22 Força máxima no sistema de fixação da via balastrada perfeita nos casos de circulação de uma roda perfeita e de uma roda com liso ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 142
4.23 Características geométricas e mecânicas dos elementos da via em laje . . . 145
4.24 Resposta estática da via laje no caso de carga aplicada sobre um apoio (valores máximos) 145
4.25 Resposta estrutural da via em laje perfeita, em função do modelo de contacto entre roda e carril (V=360 km/h) 148
4.26 Força dinâmica sobre a via em laje perfeita ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m) 149
4.27 Resposta estrutural da via em laje perfeita para diferentes velocidades (valores máximos): deslocamentos verticais da via e da travessa e força no sistema de fixação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m) 150

4.28 Resposta estrutural da via em laje perfeita para diferentes velocidades: tensões vertical e longitudinal na laje e na camada de betão pobre 151
4.29 Resposta estrutural da via em laje com irregularidade distribuída, em função do modelo de contacto entre roda e carril (V=360 km/h) 152
4.30 Força dinâmica sobre a via em laje com irregularidade distribuída D1: $3 \leq \lambda \leq 25$ m e $\sigma_{NL} = 1,25$ mm ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m) 154
4.31 Carga dinâmica sobre a via em laje: comparação das metodologias empírica *vs.* numérica 156
4.32 Resposta estrutural da via em laje perfeita e com irregularidade distribuída, para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e da travessa e força no sistema de fixação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m) 158
4.33 Força dinâmica sobre a via em laje, em função do modelo de contacto, para diferentes formas geométricas do defeito pontual (A = 8 mm e V = 360 km/h) 161
4.34 Força dinâmica sobre a via em laje com defeito pontual do tipo P1 para diferentes velocidades e valores de pico ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 163
4.35 Força dinâmica sobre a via em laje, em função da forma geométrica do defeito pontual (A = 8 mm, V = 360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) . 166
4.36 Resposta estrutural da via em laje, perfeita e com defeito pontual P1 para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e força no sistema de fixação ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 168
4.37 Deslocamento vertical máximo da via em laje em função da forma geométrica do defeito pontual (A = 8 mm, V= 360 km/h, $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) . 169
4.38 Força máxima no sistema de fixação da via em laje, em função da forma geométrica do defeito pontual (A=8 mm, V=360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 170
4.39 Força dinâmica resultante da circulação de uma roda com liso sobre a via em laje perfeita ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 173
4.40 Força dinâmica sobre via em laje em função da profundidade do liso da roda (V=360 km/h, $l = 0,1625$ m e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 175
4.41 Deslocamento vertical máximo da via em laje nos casos de circulação de uma roda perfeita e de uma roda com liso ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) . . 175
4.42 Força máxima no sistema de fixação da via em laje perfeita nos casos de circulação de uma roda perfeita e de uma roda com liso ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$) 177
4.43 Deslocamento do carril nas vias balastrada e na laje (via perfeita) 178

5 A degradação e a recuperação da qualidade geométrica em vias balastradas 185

5.1 Acções de manutenção em elementos da via ferroviária convencional (Lichtberger, 2005) 202
5.2 Cenários de análise 213
5.3 Resultados obtidos com Modelo 2 231
5.4 Resultados obtidos com Modelo 2: influência do valor da recuperação do desvio padrão de NL 234

6 A Linha do Norte: caracterização, análise dinâmica e aplicação do modelo de planeamento de manutenção 239

6.1 Eventos na via ascendente da Linha do Norte (Janeiro de 2009) 241
6.2 Extensão de via da Linha do Norte em função da velocidade máxima de circulação do veículo (Janeiro 2009) 243
6.3 Número de defeitos de desvio padrão do NL nos carris direito (D) e esquerdo (E) da via ascendente, segundo os limites inferior e superior da manutenção preventiva 249
6.4 Número de defeitos de desvio padrão de NL nos carris direito (D) e esquerdo (E) das vias ascendente e descendente, segundo os limites inferior e superior do nível de alerta (manutenção preventiva) 251
6.5 Número de trechos com defeito, segundo os limites inferior e superior do nível de alerta (manutenção preventiva) 252
6.6 Número de defeitos pontuais, segundo o limite superior dos níveis de alerta (manutenção preventiva), de intervenção (manutenção correctiva) e de acção imediata 254
6.7 Características mecânicas dos elementos constituintes do troço de via da Linha do Norte 258
6.8 Resposta dinâmica do troço de via da LN (valores máximos) 261
6.9 Resposta dinâmica da via devido à circulação do Alfa Pendular a 220 km/h sobre um defeito pontual real 269
6.10 Número total de acções de manutenção a realizar nos troços A e B da Linha do Norte 276
6.11 Tempo entre acções de manutenção, no troço A 281
6.12 Tempo entre acções de manutenção, no troço B 281

Simbologia

Para fluência de leitura, apresentam-se as notações gregas e latinas, por capítulo e ordem alfabética. Note-se que um mesmo símbolo pode ser usado com significados diferentes em diversos capítulos. Mas, no mesmo capítulo, teve-se o cuidado de evitar a sua utilização para conceitos diferentes; na sua primeira ocorrência, é feita a descodificação.
Quanto às siglas, dado o seu convencionalismo, não requerem o mesmo tipo de apresentação.

Siglas

AD	-	Aparelho de dilatação
AFTRAV	-	*Asociación Nacional de Fabricantes de Traviesas para Ferrocarriles*
AI	-	Acção Imediata
AMV	-	Aparelho de Mudança de Via
BLS	-	Barra Longa Soldada
EB	-	Euler-Bernoulli
ETI	-	Especificação Técnica de Interoperabilidade
FEAP	-	*Finite Element Analysis Program*
FIB	-	*Fédération International du Béton*
FRA	-	*Federal Railway Admnistration*
GPS	-	*Global Positioning System*, Sistema de Posicionamento Global

HSLM	-	*High Speed Load Model*
LI	-	Limite Inferior
LN	-	Linha do Norte
LS	-	Limite Superior
LVT	-	*Low Vibration Track*
MC	-	Manutenção Correctiva
MOPTC	-	Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações
MP	-	Manutenção Preventiva
NL	-	Nivelamento Longitudinal
ORE	-	*Office for Research and Experiments of the International Union of Railways*
PL	-	Problema Linear
PLIM-M1	-	Problema Linear Inteiro Misto, Modelo 1
PLIMR-M2	-	Problema Linear Inteiro Misto Reformulado, Modelo 2
PLR	-	Problema Linear Relaxado
PN	-	Passagem de Nível
PNLIM-M2	-	Problema Não Linear Inteiro Misto, Modelo 2
RBI	-	*Risk-based Inspection*
RCM	-	*Reliability Centred Maintenance*
REFER	-	Rede Ferroviária Nacional
RMS	-	*Root Mean Square*
RT	-	Rayleigh-Timoshenko
SNCF	-	*Société Nationale des Chemins de Fer*
UIC	-	*Union International de Chemin de fer*
VA	-	Via Ascendente
VD	-	Via Descendente

Notações gregas

Capítulo 2

α	-	Coeficiente para atender ao tipo de veículo
λ	-	Comprimento de onda
ν	-	Coeficiente de Poisson
γ	-	Peso volúmico
φ	-	Ângulo de atrito

Capítulo 3

α	-	Parâmetro (Modelo de Poynting-Thomson)
β_1	-	Coeficiente de pré-carga (Modelo de Poynting-Thomson)
β_2	-	Coeficiente de pré-carga (Modelo de Poynting-Thomson)
β_3	-	Coeficiente de pré-carga (Modelo de Poynting-Thomson)
δ	-	Separação entre corpos
$\Delta(\omega)$	-	Intervalo de frequências angulares
η	-	Tempo de relaxação
θ_b	-	Ângulo de atrito do balastro
θ_{sb}	-	Ângulo de atrito do sub-balastro
ν_1	-	Coeficiente de Poisson do corpo 1 em contacto com corpo 2
ν_2	-	Coeficiente de Poisson do corpo 2 em contacto com corpo 1
ρ_b	-	Massa volúmica do balastro
ρ_{sb}	-	Massa volúmica do sub-balastro
σ_N	-	Tensão normal
σ_r	-	Tensão máxima de tracção
τ	-	Tensão tangencial
τ_1	-	Tensão máxima de corte
ϕ	-	Componente normal (ao eixo geométrico da via) da velocidade angular da roda

ϕ^1 - Deslocamento do corpo 1 em contacto com o corpo 2
ϕ^2 - Deslocamento do corpo 2 em contacto com o corpo 1
ϕ_n - Ângulo de fase aleatório
Π - Energia total nos pontos de contacto
μ - Atrito entre corpos
λ - Comprimento de onda
ω - Velocidade angular da roda
ω_0 - Frequência inicial de amostragem
ω_f - Frequência final de amostragem
ω_c - Parâmetro (função densidade espectral de potência)
ω_r - Parâmetro (função densidade espectral de potência)
ω_1 - Parâmetro (função densidade espectral de potência de FRA)
ω_2 - Parâmetro (função densidade espectral de potência de FRA)

Capítulo 4

$\Delta(\omega)$ - Intervalo de frequências angulares
ΔF_{din} - Componente dinâmica da carga sobre a via
δ_{carril} - Deslocamento vertical ao nível do carril
δ_{via} - Deslocamento vertical da via
δ_{trav} - Deslocamento vertical ao nível da travessa
μ - Valor médio
ϕ_n - Ângulo de fase
λ - Comprimento de onda
ν - Coeficiente de Poisson
ρ - Massa volúmica
σ - Desvio padrão
σ_{NL} - Desvio padrão do nivelamento longitudinal
ω - Frequência angular
ω_c - Parâmetro (função densidade espectral de potência)
ω_r - Parâmetro (função densidade espectral de potência)

Capítulo 5

α	-	Parâmetro (Modelos de Sato e do ORE)
β	-	Parâmetro (Modelos de Sato e do ORE)
γ	-	Parâmetro (Modelo de Sato)
σ_{ij}	-	Desvio padrão de NL no trecho i da via no período de tempo j
σ_{i0}	-	Desvio padrão de NL no trecho i da via na situação inicial
σ_{lim}	-	Desvio padrão máximo admissível do nivelamento longitudinal da via

Capítulo 6

$\delta_{\text{ponto de contacto}}$	-	Deslocamento vertical do ponto de contacto entre a roda e o carril
δ_{via}	-	Deslocamento vertical da via
ν	-	Coeficiente de Poisson
ρ	-	Massa volúmica
σ_{ij}	-	Desvio padrão de NL no trecho i da via no período de tempo j
σ_{NL}	-	Desvio padrão do nivelamento longitudinal da via
σ_{NLD}	-	Desvio padrão do nivelamento longitudinal da via no carril direito
σ_{NLE}	-	Desvio padrão do nivelamento longitudinal da via no carril esquerdo

Notações latinas

Capítulo 2

A	-	Área do carril
c	-	Coesão
$D1$	-	Gama de comprimentos de onda entre 3 e 25 m
$D2$	-	Gama de comprimentos de onda entre 25 e 70 m
E	-	Módulo de elasticidade
e	-	Espaçamento entre travessas
f	-	Frequência

$f_{\text{excitação}}$	-	Frequência de excitação
i	-	Número de lisos
k_V	-	Rigidez dinâmica vertical das palmilhas
L	-	Comprimento da travessa
P	-	Carga estática por eixo
P_i	-	Classes de plataforma da fundação (P_1, P_2 e P_3)
P_{roda}	-	Perímetro da roda do veículo
Q	-	Força vertical sobre a via
Q_i	-	Classes de solo da fundação
$QN1$	-	Nível de qualidade 1
$QN2$	-	Nível de qualidade 2
$QN3$	-	Nível de qualidade 3
R	-	Raio da curva
V	-	Velocidade do veículo
Y_P	-	Desvio de alinhamento da via
Z_P	-	Distância ao plano de rolamento do carril à qual se mede a bitola pontual

Capítulo 3

A	-	Parâmetro de qualidade da via
A'	-	Amplitude da junta soldada
A_n	-	Amplitude da irregularidade periódica n
a	-	Semi-eixo da elípse de contacto
$\overline{a}$	-	Parâmetro
B_s	-	Largura da área de suporte
b	-	Semi-eixo da elípse de contacto
C	-	Parâmetro do modelo de Kelvin
C_f	-	Módulo de fundação
C_H	-	Rigidez do contacto hertziano
C^1	-	Corpo 1
C^2	-	Corpo 2
C_2	-	Parâmetro (Modelo de Poynting-Thomson)
C_{11}	-	Coeficiente de Kalker
C_{22}	-	Coeficiente de Kalker
C_{23}	-	Coeficiente de Kalker

C_{33} - Coeficiente de Kalker

c - Raio equivalente ao da circunferência de contacto

c_b - Amortecimento do balastro

c'_b - Amortecimento do balastro na direcção longitudinal (elementos de barra)

c_f - Amortecimento da fundação

c_p - Amortecimento da palmilha

c_{sb} - Amortecimento do sub-balastro

c'_{sb} - Amortecimento do sub-balastro na direcção longitudinal (elementos de barra)

c_1 - Amortecimento da suspensão primária do veículo

c_2 - Amortecimento da suspensão secundária do veículo

D - Comprimento do veículo

d - Profundidade do liso da roda

d_{BA} - Comprimento do bogie

d_{bogie} - Distância entre bogies

E^* - Módulo de elasticidade equivalente

E_b - Módulo de elasticidade do balastro

E_f - Módulo de elasticidade da fundação

E_{sb} - Módulo de elasticidade do sub-balastro

E_1 - Módulo de elasticidade do corpo 1 em contacto com corpo 2

E_2 - Módulo de elasticidade do corpo 2 em contacto com corpo 1

e - Espaçamento entre apoios ou travessas

e_x - Excentricidade

F - Força de contacto

f_p - Carga sobre a palmilha

G - Módulo de elasticidade transversal

g_N - Separação entre corpos na direcção normal

H_b - Espessura da camada de balastro

h_1 - Espessura da laje de betão

h_2 - Espessura da camada de betão pobre

I_b - Inércia do bogie do veículo

I_c - Inércia da caixa do veículo

K - Parâmetro do modelo de Kelvin

K_c - Rigidez contínua do apoio

$K(e)$ - Integral elíptico completo de 1º grau
K_1 - Parâmetro (Modelo de Poynting-Thomson)
K_2 - Parâmetro (Modelo de Poynting-Thomson)
k - Rigidez discreta do apoio
$\overline{k}$ - Parâmetro (caracteriza a extensão do defeito pontual)
k_{b} - Rigidez do balastro na direcção vertical
k'_{b} - Rigidez do balastro na direcção longitudinal (elementos de barras)
k_{f} - Rigidez da fundação
k_H - Rigidez linearizada de contacto entre a roda e o carril
k_p - Rigidez da palmilha
k_{sb} - Rigidez do sub-balastro na direcção vertical
k'_{sb} - Rigidez do sub-balastro na direcção longitudinal (elementos de barras)
k_0 - Rigidez da palmilha sem carga
k_1 - Rigidez da suspensão primária do veículo
k_2 - Rigidez da suspensão secundária do veículo
L - Distância entre juntas
L_s - Comprimento da área de suporte
l - Comprimento do liso
M_b - Massa do bogie do veículo
M_{bal} - Massa do bloco de balastro
M_c - Massa da caixa do veículo
M_{oz} - Momento de eixo vertical no contacto roda-carril (Modelo de Kalker)
Mr - Massa do conjunto eixo-roda
M_{sb} - Massa do bloco de sub-balastro
m - Massa da travessa
N - Número de veículos intermédios
N - Número de sub-intervalos
n - Parâmetro (Modelo de Poynting-Thomson)
$\overrightarrow{n}$ - Direcção da separação entre corpos
P - Carga por eixo
P - Pré-carga
P_0 - Pré-carga de referência
p - Distribuição de tensão normal
p_m - Tensão normal média de contacto

p_0	-	Tensão normal máxima de contacto
R	-	Raio de curvatura relativo
R_e	-	Raio de curvatura equivalente
R_1	-	Raio de curvatura do corpo 1 em contacto com corpo 2
R_2	-	Raio de curvatura do corpo 2 em contacto com corpo 1
r	-	Raio da roda
$\overline{r}$	-	Ordenada do perfil de irregularidades do carril
r'	-	Raio da circunferência de contacto
$S(\omega)$	-	Função densidade espectral de potência
T_x	-	Componente na direcção x do esforço tangencial de contacto roda-carril (Modelo de Kalker)
T_y	-	Componente na direcção y do esforço tangencial de contacto roda-carril (Modelo de Kalker)
t	-	Taxa de crescimento
V	-	Velocidade do veículo
v_x	-	Deslizamento na direcção x
v_y	-	Deslizamento na direcção y
X^1	-	Pontos de contacto no corpo 1
X^2	-	Pontos de contacto no corpo 2
x	-	Deslocamento da roda
x_p	-	Deslocamento da palmilha (em compressão)
y	-	Deslocamento do carril
$\overline{z}$	-	Parâmetro (Modelo de Poynting-Thomson)
z	-	Perfil de irregularidades da via

Capítulo 4

A	-	Parâmetro da função densidade espectral de potência
A	-	Valor de pico do defeito pontual
A_n	-	Amplitude da irregularidade periódica n
A_t	-	Área da secção transversal do carril
C_H	-	Constante do modelo de contacto de Hertz
c_f	-	Amortecimento da fundação
c_p	-	Amortecimento da palmilha

$D1$	-	Gama de comprimentos de onda entre 3 e 25 m
d	-	Profundidade do liso da roda
E	-	Módulo de elasticidade
e	-	Espaçamento entre travessas
F	-	Carga dinâmica sobre a via
F_{fix}	-	Força no sistema de fixação carril-travessa
f	-	Frequência
H_b	-	Espessura da camada de balastro
H_{sb}	-	Espessura da camada de sub-balastro
h_1	-	Espessura da laje
h_2	-	Espessura da camada de betão pobre
$\overline{k}$	-	Parâmetro (caracteriza a extensão do defeito pontual)
k_f	-	Rigidez da fundação
k_H	-	Rigidez linearizada de contacto entre a roda e o carril
k_p	-	Rigidez da palmilha
$k_{p,din}$	-	Rigidez da palmilha em situação dinâmica
$k_{p,est}$	-	Rigidez da palmilha em situação estática
I	-	Inércia do carril
I_1	-	Primeira carga de impacto
I_2	-	Segunda carga de impacto
l	-	Comprimento do liso da roda
m	-	Massa da travessa
Máx	-	Valor máximo
Mín	-	Valor mínimo
N	-	Número de sub-intervalos
P	-	Carga estática por eixo
R	-	Receptância
S	-	Desvio padrão da irregularidade distribuída (Modelo de ORE)
$S(\omega)$	-	Função densidade espectral de potência
V	-	Velocidade de circulação
z	-	Perfil de irregularidade do carril

Capítulo 5

a	-	Parâmetro real
b	-	Parâmetro real
d_i	-	Taxa de degradação do desvio padrão de NL no trecho i
$d(T)$	-	Taxa de degradação de NL em função do número de toneladas acumuladas
$d(t)$	-	Taxa de degradação de NL em função do tempo
$E(T)$	-	Assentamento permanente da via após a passagem de T toneladas acumuladas (Modelo ORE)
E_0	-	Perfil inicial da via (Modelo ORE)
e	-	Vector de componentes unitárias
F_{din}	-	Carga dinâmica (Modelos de Fröhling e do ORE)
g	-	Aceleração da gravidade
$I(k)$	-	Conjunto dos índices i dos trechos consecutivos de via em curva composta, ao qual pertence o trecho k
K_s	-	Parâmetro (Modelo de Shenton)
k	-	Parâmetro (Modelo do ORE)
k_1	-	Parâmetro (Modelo de Shenton)
k_2	-	Parâmetro (Modelo de Shenton)
L	-	Parâmetro (Modelo de Sato)
L_z	-	Elevação da via após ataque sobre balastro (Modelo de Shenton)
M	-	Parâmetro (Modelo de Sato)
m_{ij}	-	Manutenção (variável binária)
N	-	Número de passagens de carga (Modelos de Shenton e de TU München)
n_p	-	Número total de períodos de tempo
n_t	-	Número total de trechos
P	-	Parâmetro (Modelo de Sato)
P	-	Carga
P_b	-	Tensão vertical na camada de balastro (Modelo de Sato)
p	-	Tensão vertical na camada de balastro para o eixo de veículo em análise (Modelo de TU München)
r	-	Recuperação do desvio padrão de NL (valor constante)

r_{ij} - Recuperação do desvio padrão de NL no trecho i e momento j

r_{max} - Recuperação máxima do desvio padrão de NL após ataque sobre o balastro

S - Assentamento da via (Modelo de Sato)

S_i - Coeficiente de impacto (Modelo de Sato)

S_{med} - Assentamento da via, nível médio (Modelo de Universidade Técnica de Munique)

S_{opt} - Assentamento da via, nível optimista (Modelo da Universidade Técnica de Munique)

S_{pess} - Assentamento da via, nível pessimista (Modelo da Universidade Técnica de Munique)

T - Número de toneladas acumuladas (Modelo do ORE)

V - Velocidade de circulação

V_{traf} - Volume de tráfego

w_{ij} - Recuperação do desvio padrão de NL no trecho i e momento j, caso haja manutenção

x - Número de toneladas acumuladas sobre a via

y - Assentamento da via (Modelos de Sato e de Shenton)

y_z - Aceleração do carril (Modelo de Sato)

Capítulo 6

A_t - Área da secção transversal do carril

b - Espessura da camada de balastro

c - Espessura da camada de coroamento de aterro

c_f - Amortecimento da fundação

c_p - Amortecimento da palmilha

$D1$ - Gama de comprimentos de onda entre 3 e 25 m

$D2$ - Gama de comprimentos de onda entre 25 e 70 m

dp - Desvio padrão

E - Módulo de elasticidade

E_{V2} - Módulo de deformabilidade medido no segundo ciclo do ensaio em placa

e - Espaçamento entre travessas

F - Força dinâmica

F_{fix} - Força no sistema de fixação

I	-	Inércia do carril
k_p	-	Rigidez da palmilha
m	-	Massa da travessa
m_{ij}	-	Variável binária
sb	-	Espessura da camada de sub-balastro
V	-	Velocidade de circulação
z	-	Perfil de nivelamento longitudinal

Capítulo 1

Introdução

1.1 Fundamentação e enquadramento do tema

A circulação ferroviária a alta velocidade surgiu nas últimas quatro décadas do século XX. Ela permite agilizar o transporte de mercadorias e de passageiros entre centros urbanos, contribuindo para a diminuição de assimetrias territoriais a níveis económico, cultural, etc. O Japão, em 1964, é o primeiro país a ligar, por ferrovia, as cidades Tóquio e Osaca, à velocidade de 210 km/h, com o *Tokkaido*. Na Alemanha, em 1965, circula-se a 200 km/h entre Munique e Augsburgo. À mesma velocidade, em 1969, o *Capitole* liga Paris a Toulouse. Em 1970, Itália constrói a linha Roma-Florença para circulação do *Direttissima*, a 250 km/h. A esta velocidade, em 1992, Espanha inaugura a sua primeira linha de alta velocidade entre Madrid e Sevilha. Em Portugal, a partir de 2001, e após renovação das linhas do Norte e do Sul, é possível aumentar, em alguns dos seus troços, a velocidade de circulação de 180 para 220 km/h.

Em Novembro de 2003, na XIX Cimeira Luso-Espanhola, realizada na Figueira da Foz, no seu «Memorando de Entendimento», o MOPTC (2003) considera de «excepcional importância para os dois países uma rede ferroviária de alta velocidade ibérica, que integrada nas Redes Transeuropeias, permita o máximo desenvolvimento das várias regiões abrangidas». Dado o grande interesse nas linhas ferroviárias interoperáveis de alta velocidade, torna-se então pertinente o conhecimento, nas vertentes estruturais e funcionais, dos sistemas ferroviários de alta velocidade, os quais apresentam especificidades próprias.

Na Europa, distinguem-se três tipos de linhas ferroviárias de alta velocidade: a) linhas especialmente construídas para velocidades iguais ou superiores a 250 km/h; b) linhas

renovadas para velocidades da ordem dos 200 km/h; c) linhas novas ou renovadas com características específicas, devido a condicionalismos técnicos. Estas linhas são classificadas, respectivamente, em categorias I, II e III (ETI, 2002).

Na actualidade, o comportamento estrutural das vias de linhas ferroviárias, sujeitas a tráfego, a velocidades até 250 km/h, é bastante conhecido, nas vertentes estruturais, geométricas e funcionais. Todavia, para velocidades superiores a 300 km/h, é ainda diminuto esse conhecimento, nomeadamente, no que diz respeito à influência da qualidade da via no comportamento dinâmico do sistema via-veículo, na geração de ruído e vibração na envolvente da via, nos mecanismos de degradação dos seus elementos constituintes, etc. Note-se que a circulação ferroviária, a velocidades superiores a 300 km/h, origina certos problemas (inexistentes a velocidade inferior), que devem ser analisados e resolvidos, tais como: a existência de forças dinâmicas de elevada magnitude sobre a via, no caso desta apresentar irregularidades, ainda que reduzidas; a exigência de reduzida periodicidade das acções de manutenção sobre a via; o levantamento ou voo de partículas de balastro; a influência de ventos laterais na estabilidade do comboio; a existência de ondas de pressão elevada em túneis; a possível inviabilidade de utilização de comboios com bitola variável. Por estes motivos, surge a necessidade de complementar o conhecimento actual sobre vias ferroviárias de alta velocidade através de investigação.

Deve mencionar-se que existem diferentes sistemas estruturais de via ferroviária de alta velocidade, como a via balastrada clássica, a via balastrada sobre camada betuminosa, a via em laje contínua de betão, a via pré-fabricada de betão, etc. Em fase de projecto, a escolha do tipo de via, balastrada ou em betão, deve ser baseada numa análise multicritério, tendo-se em conta as vantagens e desvantagens de cada solução, a rapidez e a disponibilidade ou não de balastro, o custo no ciclo de vida de cada tipo; os aspectos ambientais (ruído e vibrações), o tipo e custo de manutenção e reparações previstas, ...
Em Portugal, subsistem dúvidas quanto ao tipo de via ferroviária (balastrada ou em laje) mais adequado à realidade nacional. Optou-se, neste estudo, por analisar o comportamento estrutural dos dois sistemas mais usuais: via balastrada clássica e via em laje contínua de betão, em diferentes cenários de qualidade geométrica da via e das rodas dos comboios.

Há várias diferenças, a níveis estrutural e funcional, entre as vias balastrada e em laje, sendo uma delas a exigência de maior número de acções de manutenção preventiva, naquele tipo de via do que nos sistemas de via em laje. A degradação da geometria da via balastrada é mais rápida do que a da via em laje e depende bastante do assentamento das camadas granulares. Como a degradação tem forte influência na alteração da qualidade

geométrica da via, parece ser relevante tanto o estudo da influência da qualidade da via balastrada e da via em laje, no comportamento dinâmico do sistema via-veículo e no planeamento das acções de manutenção, quanto o da influência da solicitação dinâmica na evolução do nivelamento longitudinal de uma via balastrada.

Dado que, em linhas ferroviárias de alta velocidade, é ainda recente a utilização de sistemas de via em laje, são escassos os conhecimentos não só dos mecanismos de degradação dos seus elementos constituintes (em função do número de ciclos ou de passagens de eixos de veículo), como também os da recuperação da geometria após realização de trabalhos de manutenção, o que levaria a um outro tipo de investigação que não é objecto de estudo nesta tese.

Em síntese, apresentam-se então os temas analisados neste trabalho doutoral (cf. Figura 1.1):

1. comportamento dinâmico de dois sistemas de via (balastrada e em laje contínua de betão), para tráfego a alta velocidade, em diferentes cenários de qualidade da via e das rodas dos comboios;

2. evolução do assentamento permanente das camadas granulares das vias balastradas, através de uma abordagem numérica que considera a interacção dinâmica entre via e veículo;

3. planeamento de acções de manutenção preventiva em vias balastradas em função da evolução da sua qualidade geométrica.

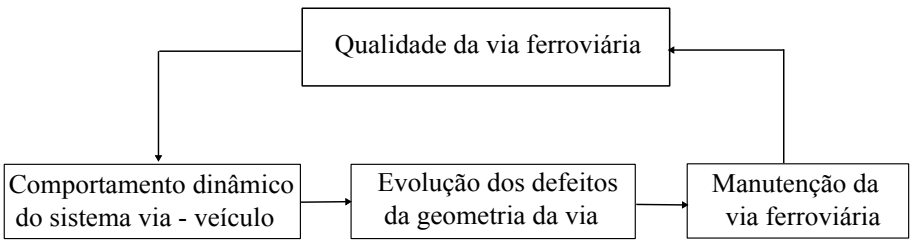


Figura 1.1: Enquadramento do tema

1.2 Problemática, metodologia e estratégias de investigação

Esta investigação doutoral pretende dar resposta a três **problemas**.

- Problema 1
  - De que modo a qualidade geométrica da via ferroviária influencia o comportamento dinâmico das vias para alta velocidade?
- Problema 2
  - De que modo a resposta dinâmica do sistema via-veículo influencia a evolução do nivelamento longitudinal da via balastrada?
- Problema 3
  - Como pode definir-se o planeamento da manutenção preventiva em vias ferroviárias de modo a garantir a sua qualidade geométrica durante o período de exploração?

As hipóteses, que se querem provar, para a resolução de cada um dos problemas, são apresentadas de seguida.

- Hipótese 1
  - A qualidade geométrica da via ferroviária e da roda do veículo influencia, significativamente, o comportamento dinâmico quer da via balastrada, quer da via em laje. Os limites indicados em ETI (2008), UIC518 (2005) e EN13848-5 (2008), relativamente ao valor máximo admissível para os defeitos distribuídos e pontuais da geometria da via ferroviária, garantem que a solicitação dinâmica sobre os elementos constituintes da via ferroviária cumpre os limites exigidos também na ETI (2008).
- Hipótese 2
  - A qualidade geométrica da via, balastrada ou em laje, é caracterizada por vários parâmetros, tais como, os nivelamentos longitudinal e transversal, o alinhamento, a bitola e o empeno. O assentamento permanente das camadas

granulares da via, que depende da solicitação dinâmica sobre ela, contribui significativamente para a evolução do nivelamento longitudinal das vias balastradas.

- Hipótese 3
  - O planeamento das acções de manutenção, em vias ferroviárias, pode ser definido por modelos matemáticos de optimização global.

Na **metodologia de investigação**, utilizam-se os métodos dedutivo e indutivo. O primeiro, a partir da revisão bibliográfica (capítulos 2, 3 e 5), definindo-se as hipóteses para as problemáticas propostas (capítulo 1) e para as estratégias de investigação. O segundo operacionaliza-se pela interpretação dos resultados obtidos (capítulos 4 a 6), para retirar conclusões gerais sobre o comportamento dinâmico do sistema via-veículo e a evolução da qualidade geométrica da via (capítulo 7).

As **estratégias** adoptadas, ao longo da investigação, consistem em revisão bibliográfica (capítulos 2, 3 e 5); cálculo numérico (capítulos 4 a 6); interpretação de resultados (capítulos 4 a 6); tratamento de dados recolhidos por técnicas de *data mining*[1] (capítulo 6).

A **recolha de informação** quantitativa e qualitativa foi realizada por consultas bibliográficas, por registos de medições da geometria de uma linha ferroviária, por visitas de estudo e ainda pela análise de casos reais.

1.3 Âmbito e objectivos do trabalho

O trabalho desta tese insere-se no âmbito da engenharia da infra-estrutura ferroviária, com enfoque na circulação a alta velocidade.

Os objectivos gerais da investigação são três: 1) estudar a influência da qualidade do sistema via-veículo no comportamento dinâmico vertical de vias ferroviárias de alta velocidade; 2) compreender a influência da resposta dinâmica da via na evolução da degradação da sua qualidade geométrica, devido ao assentamento permanente das camadas granulares da via balastrada; 3) definir modelos para o planeamento de manutenção preventiva por técnicas de optimização global.

[1] Considera-se *data mining* a aplicação de métodos e técnicas, em grandes bases de dados, de modo a avaliar tendências ou padrões de dados.

Os objectivos específicos deste trabalho são:

- sintetizar os conhecimentos actuais sobre:
  - os sistemas de via ferroviária para alta velocidade;
  - as fontes de excitação das vias ferroviárias;
  - a caracterização da qualidade geométrica de vias ferroviárias;
  - a modelação da via, do comboio, da interacção de contacto roda-carril, para cálculo dinâmico do sistema via-veículo;
  - os tipos de irregularidade do carril e das rodas do veículo;
  - os modelos de assentamento permanente das camadas granulares de vias ferroviárias;
- estudar a influência da qualidade da via e das rodas dos comboios, no comportamento dinâmico vertical de dois sistemas de via ferroviária (balastrada e em laje), através de uma abordagem numérica;
- analisar numericamente a evolução da degradação da qualidade geométrica de uma via balastrada, considerando a interacção dinâmica entre a via e o comboio;
- definir modelos de planeamento de manutenção preventiva, por técnicas de optimização global;
- analisar a influência da velocidade de circulação, da taxa de degradação do nivelamento longitudinal e do volume de tráfego, no número e na frequência das acções de manutenção preventiva de uma via balastrada;
- caracterizar a qualidade geométrica de uma via ferroviária portuguesa, sujeita a tráfego misto - a Linha do Norte;
- analisar numericamente o comportamento dinâmico de dois troços de via da Linha do Norte;
- aplicar o modelo proposto, para o planeamento das acções de manutenção preventiva, a dois troços ferroviários da Linha do Norte;
- apresentar as conclusões do trabalho.

1.4 Organização da tese

Esta tese está organizada em sete capítulos.
No presente capítulo, «Introdução», fundamenta-se o assunto da investigação, indica-se a sua problemática, a metodologia e as estratégias de investigação; refere-se o âmbito e os objectivos do trabalho; por fim, apresenta-se a organização da tese.

No Capítulo 2, «A via ferroviária: sistemas, fontes de excitação e caracterização da qualidade geométrica», faz-se uma descrição dos sistemas de via balastrada e em laje, referindo-se as características geométricas e mecânicas dos elementos constituintes da via. Descrevem-se também as fontes de excitação das vias ferroviárias e apresentam-se ainda os limites de alarme que permitem caracterizar a qualidade geométrica de vias ferroviárias.

No Capítulo 3, «O sistema via-veículo: modelos de interacção dinâmica», indicam-se os modelos de via, de comboios e de interacção roda-carril, para o cálculo dinâmico vertical do sistema via-veículo, no domínio do tempo. Faz-se também referência à definição geométrica das irregularidades distribuídas e pontuais do carril e da roda.

No Capítulo 4, «A qualidade da via e do veículo no comportamento das vias balastrada e em laje contínua», avalia-se, para dois sistemas de via ferroviária, balastrada e em laje contínua de betão, o comportamento dinâmico do sistema via-veículo na direcção vertical. O estudo realizado permite, para os casos analisados, reflectir sobre a influência das irregularidades no comportamento do sistema via-veículo; identificar factores de amplificação dinâmicos; comparar, em termos de resposta dinâmica, o comportamento estrutural da via balastrada com o da via em laje.

O Capítulo 5, «A degradação e a recuperação da qualidade geométrica em vias balastradas», inicia-se com a apresentação de alguns modelos de assentamento permanente das camadas granulares das vias. Em seguida, apresenta-se uma previsão, através de uma abordagem numérica, da evolução do nivelamento longitudinal de uma via balastrada, devido a assentamentos verticais permanentes das camadas granulares. Neste capítulo, indicam-se também as acções de manutenção preventiva, em vias ferroviárias, como processos de recuperação da sua qualidade geométrica. Propõem-se ainda dois modelos matemáticos para o planeamento de acções de manutenção preventiva, com base na evolução da qualidade geométrica dos sistemas ferroviários.

No Capítulo 6, «A Linha do Norte: caracterização, análise dinâmica e aplicação do modelo de planeamento de manutenção», apresenta-se um trabalho sobre a evolução da qualidade geométrica da Linha do Norte desde 2001 a 2009, considerando-se o nivelamento longitudinal. Inicia-se este capítulo com a caracterização da Linha, em termos de geometria em planta e de tráfego. Avalia-se depois a evolução do comportamento dinâmico de troços desta Linha, em função da evolução do nivelamento longitudinal ao longo do tempo. Faz-se ainda a aplicação, a dois troços de via, do modelo proposto de planeamento de manutenção preventiva, desenvolvido no âmbito desta tese. Pretende analisar-se a influência: da geometria da via; do horizonte de análise; do valor do limite de alarme no número total e na distribuição, ao longo do tempo, das acções de manutenção preventiva.

No Capítulo 7, são indicadas as «Conclusões e perspectivas de desenvolvimento para investigação futura».

Na parte final da dissertação, apresenta-se o Anexo: «Resultados do estudo numérico apresentado no Capítulo 5».

Capítulo 2

A via ferroviária: sistemas, fontes de excitação e caracterização da qualidade geométrica

2.1 Introdução

Neste capítulo, caracterizam-se as vias ferroviárias balastrada e não balastrada ou em laje, descrevem-se as fontes de excitação sobre a via ferroviária e apresentam-se os limites de alarme que definem o nível de qualidade geométrica dessas vias, em termos de segurança e de manutenção preventiva e correctiva.

No que diz respeito à estrutura das vias ferroviárias, começa por distinguir-se a superestrutura da subestrutura. Os elementos que constituem a primeira são os carris, as travessas, as palmilhas e o sistema de fixação carril-travessa, no caso de vias balastradas, e ainda a laje, nos sistemas de via não balastrada. São constituintes da segunda o balastro, o sub-balastro e a fundação, na via balastrada, e, na via não balastrada, a camada de suporte da laje, que pode ser constituída por betão pobre ou material betuminoso, e a fundação.

Para escolher-se o tipo de via (balastrada ou em laje) de uma linha convencional ou de alta velocidade, deve realizar-se uma análise multicritério, tendo em conta as vantagens e as desvantagens de cada sistema, a experiência acumulada, a rapidez e a disponibilidade ou não de balastro, o custo de ciclo de vida de cada tipo de via, os aspectos ambientais (o ruído, as vibrações,...), o tipo de manutenção e reparações previstas, etc.

Quanto às fontes de excitação dinâmica das vias ferroviárias, há a considerar a excitação originada pelo movimento da carga móvel do veículo sobre uma via perfeita e a excitação que surge pela existência de irregularidades, quer da via, quer do veículo.

O conhecimento do valor e do comprimento de onda das irregularidades de nivelamentos longitudinal e transversal, alinhamento, bitola e empeno da via, irregularidades que contribuem para a excitação dinâmica das vias ferroviárias, permite caracterizar a qualidade geométrica da via, segundo três níveis de acção de manutenção: alerta, intervenção e acção imediata.

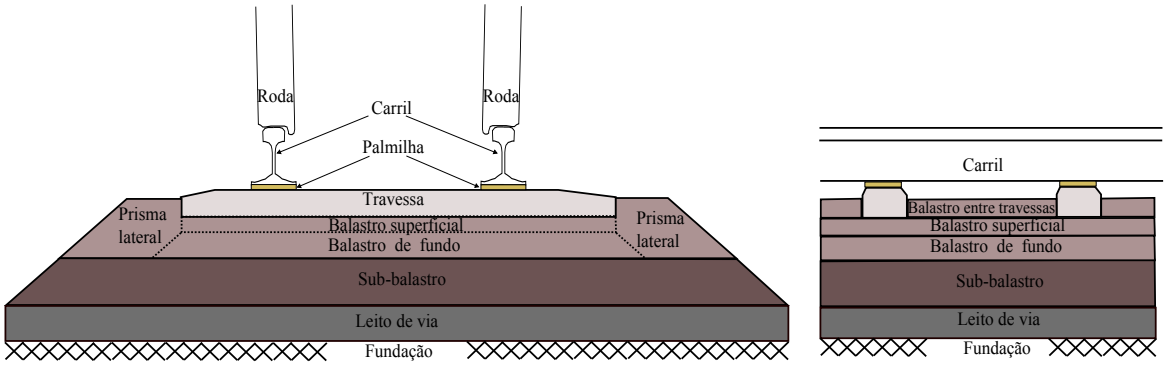
Após esta introdução, na secção 2.2 deste capítulo, caracterizam-se a via balastrada e a via em laje ou não balastrada, apresentando-se as diferenças substanciais entre elas e as funções dos seus elementos constituintes. Depois, na secção 2.3, descrevem-se as fontes de excitação sobre a via ferroviária. De seguida, na secção 2.4, aborda-se a caracterização da qualidade geométrica de vias ferroviárias, apresentando-se os limites de alarme para o nivelamento longitudinal de vias. Por fim, as conclusões deste capítulo são indicadas na secção 2.5.

2.2 Sistemas ferroviários

2.2.1 Via balastrada

Faz-se agora a descrição da via balastrada e dos seus elementos constituintes. Na Figura 2.1, apresenta-se, em corte transversal e longitudinal, o esquema estrutural deste tipo de via, indicando-se os elementos que a constituem, que a seguir se descrevem.

Refiram-se as vantagens da via balastrada em relação à via não balastrada: 1) a maior flexibilidade de construção, reparação e manutenção; 2) o melhor conhecimento dos custos de ciclo de vida e duração; 3) a maior eficiência de atenuação de ruídos e vibrações; 4) a possibilidade de reutilização do balastro, como material secundário, por exemplo, em camadas de forma; 5) a facilidade em modificações do traçado, tais como, cruzamentos, desvios, escala (UIC, 2002).



a) secção transversal b) secção longitudinal

Figura 2.1: Esquema estrutural da via ferroviária balastrada clássica

As desvantagens da via balastrada, em relação à via em laje são: 1) os custos de manutenção mais elevados durante a vida da estrutura; 2) o desgaste do balastro, por abrasão e fragmentação; 3) a existência de maiores volumes de construção, com especial importância em túneis, dado que a via balastrada apresenta geralmente uma secção transversal com maior espessura total do que a via em laje, que obriga à consideração de um maior diâmetro do túnel, logo maiores movimentos de terras; 4) a resistência lateral limitada com consequências na estabilidade da via com carris constituídos por barras longas soldadas (UIC, 2002).

Existem, actualmente, variantes à via clássica balastrada, tais como: a via apoiada sobre uma camada betuminosa ou constituída por betão pobre, também denominada via sobre apoio misto (Figura 2.2); a via com travessa-pórtico (Figura 2.3); a via balastrada com travessas apoiadas em palmilhas elásticas (Figura 2.4); a via balastrada com geossintético sob a camada de sub-balastro.

A consideração de uma camada betuminosa ou de betão pobre, como camada de sub-balastro, tem consequências positivas na: 1) redução dos efeitos das variações abruptas de rigidez vertical da via; 2) protecção, durante a construção da superestrutura, da camada de forma e da fundação às condições climáticas; 3) redução dos custos de manutenção; 4) possibilidade de reduzir os custos de construção, por redução da espessura da camada de sub-balastro, dependendo da distância de transporte do material de sub-balastro e do custo do ligante betuminoso.

Salienta-se que a UIC719Rb (2008) informa que a camada betuminosa, de aproximadamente $0,05$ a $0,15$ m de espessura, deve ser colocada sobre uma camada granular (areia ou gravilha) de $0,3$ a $0,5$ m de espessura. Aquele documento apresenta ainda outros requisitos a cumprir para as camadas betuminosas, não referidos aqui, por não constituírem objecto de estudo desta investigação.

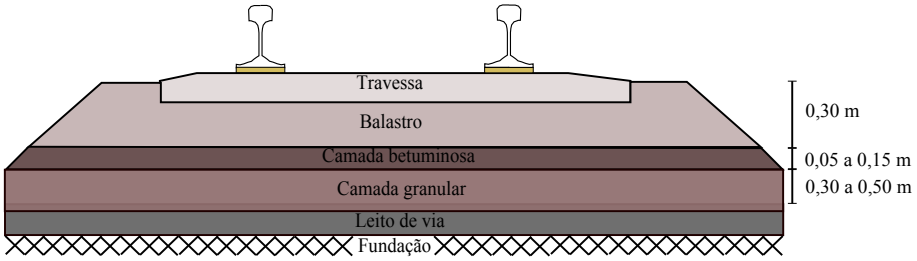


Figura 2.2: Esquema da secção transversal de uma via balastrada apoiada sobre uma camada betuminosa

No que respeita à utilização de travessa-pórtico em vias ferroviárias, convém notar que esta permite: 1) a uniformização das tensões; 2) a redução do valor máximo das tensões sobre o balastro; 3) o aumento da resistência lateral (Riessberger, 2006). Este autor informa ainda que este tipo de travessa pode ser aplicado em qualquer geometria de traçado em planta, incluindo curvas.



Figura 2.3: Via balastrada com travessa-pórtico (Riessberger, 2006)

Relativamente à aplicação, na via balastrada, de travessas apoiadas em palmilha elástica, refere-se que ela permite aumentar a flexibilidade da via, incrementando consequentemente a sua durabilidade e qualidade e reduzindo a propagação de vibrações. No entanto, a redução da rigidez do sistema ferroviário pode incrementar o consumo energético dos comboios (Teixeira, 2003).



Figura 2.4: Via balastrada com travessas apoiadas em palmilhas elásticas

Quanto aos geossintéticos utilizados em vias ferroviárias, estes podem ser geotêxteis, geogrelhas ou geomembranas (UIC719Rb, 2008). A aplicação de geotêxteis, sob a camada de sub-balastro, permite: 1) a separação de camadas com partículas de dimensão diferentes (sub-balastro e fundação); 2) a filtragem e a drenagem de águas; 3) o reforço da capacidade resistente da fundação da via, constituída por solos fracos; 4) a protecção da fundação às acções climáticas durante a construção. As geogrelhas são utilizadas com a função de reforço da capacidade resistente da fundação, que apoia a via ferroviária e as geomembranas adoptam-se no caso de ser necessário impermeabilizar a fundação, por esta ser constituída por materiais sensíveis à água. Por fim, é de referir que as exigências, para a aplicação de geossintéticos na construção ferroviária, estão indicadas em EN13250 (2000) e em EN13250:2000A1 (2005).

Após a apresentação das várias variantes da via balastrada, descrevem-se pormenorizadamente cada um dos elementos constituintes deste tipo de via.

A - Carris

Começa por referir-se as funções principais dos carris: 1) suportar e transferir as cargas concentradas das rodas dos comboios para as travessas, sem causar flexão excessiva; 2) impor a direcção às rodas dos veículos; 3) distribuir as forças resultantes do arranque e da frenagem por aderência.

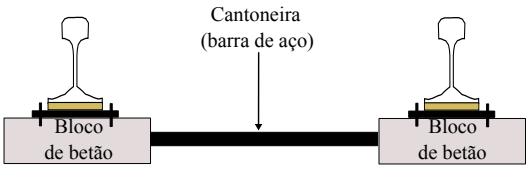
O tipo de aço, a inércia à flexão do carril, as características das juntas (ou a sua ausência), assim como as solicitações, a que os carris estão sujeitos, influenciam o comportamento de todos os elementos da via (Fortunato, 2005). Os carris devem, por isso, apresentar resistência à flexão nas direcções vertical e transversal e resistência à compressão na direcção longitudinal. Quanto ao tipo de aço e à geometria dos carris a aplicar em linhas de alta velocidade europeias, a ETI (2008) indica os requisitos, a cumprir, para os carris do tipo Vignole, os carris de aparelho de via e os contracarris.

Quanto aos carris sem juntas, isto é, carris constituídos por barras longas soldadas (BLS), há a referir que este tipo de carril apresenta vantagens em relação ao carril com juntas, como, por exemplo: 1) menor deterioração dos componentes da via, logo maior intervalo de tempo entre as operações de manutenção e conservação; 2) menor geração de ruído e vibrações; 3) menor oscilação dos comboios (Fortunato, 2005). Como desvantagem, deve indicar-se o facto dos carris constituídos por barras longas soldadas estarem sujeitos a elevados esforços internos provenientes de variações de temperatura.

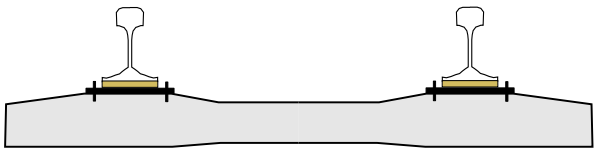
B - Travessas

As travessas são elementos colocados entre os carris e o balastro e têm as funções de: 1) distribuir a solicitação estática e dinâmica do carril para o balastro com níveis de tensão adequados; 2) suportar o sistema de fixação dos carris; 3) impedir movimentos verticais, laterais e longitudinais dos carris; 4) preservar a bitola e a inclinação do carril dentro dos limites definidos; 5) garantir isolamento eléctrico entre os dois carris da via.

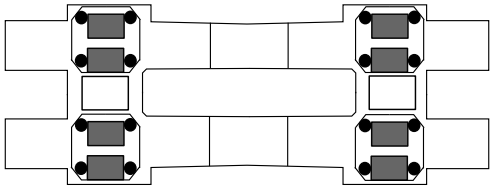
Actualmente as travessas são de betão, podendo ser do tipo bibloco (de betão armado), do tipo monobloco (de betão pré-esforçado) e travessas-pórtico, como se indica na Figura 2.5. No passado, as travessas eram de madeira. A principal vantagem da travessa bibloco, em relação à do tipo monobloco, é aquela permitir atingir maior resistência lateral do balastro, pela existência de um maior número de superfícies de contacto entre a travessa e o balastro, sendo também uma travessa mais leve do que a monobloco. No entanto, as travessas monobloco são menos susceptíveis à fendilhação do que as bibloco, dado serem pré-esforçadas (Esveld, 2001). Refere-se ainda que a forma geométrica das travessas monobloco garante uma melhor drenagem das águas pluviais do que a anterior. Quanto às travessas-pórtico, estas apresentam não só elevada resistência lateral ao movimento das partículas de balastro, como também garantia de maior durabilidade da geometria inicial da via (Esveld, 2001).



a) travessa bibloco



b) travessa monobloco



c) travessa-pórtico

Figura 2.5: Tipo de travessas de betão

Apesar de hoje se preferir as travessas de betão em vias ferroviárias, em detrimento das travessas de madeira, Prud'homme refere que estas conferem à via ferroviária uma resiliência superior do que as travessas em betão (Fortunato, 2005). Como vantagens das travessas de madeira, em relação às de betão, há ainda a acrescentar a menor dificuldade de manuseamento destes elementos, assim como a sua menor fragilidade. Mas a utilização de travessas de betão tem vantagens em relação às de madeira: 1) maior durabilidade a longo prazo; 2) menor conservação da via; 3) maior resistência lateral; 4) menor custo durante a sua vida útil; 5) inexistência da necessidade de tratamento químico, evitando contaminação ambiental; 6) maior facilidade de reciclagem (FIB, 2006). Relativamente a este último ponto, salienta-se que o betão reciclado deste tipo de travessas pode ser aplicado, por exemplo, na construção rodoviária, e o aço pode também ser reaproveitado. É ainda de referir a vantagem no fabrico de travessas de betão por autocompactação, dado que esta técnica, por não exigir vibração do betão, permite reduzir o consumo energético (FIB, 2006). Note-se que a durabilidade do betão das travessas pode ser afectada por fenómenos químicos, tais como, a formação de etringite retardada, a reacção álcalis-sílica ou a carbonatação. Assim, para garantir-se a durabilidade das travessas, é necessário controlar também a sua composição química e a cura do seu betão.

Na Figura 2.6, apresenta-se a distribuição de carga tipo nas travessas adjacentes ao ponto de aplicação de uma carga estática. A travessa localizada sob a carga estática recebe aproximadamente 30% da carga aplicada e as adjacentes, aproximadamente, 20%. Estes valores dependem da flexibilidade da via.

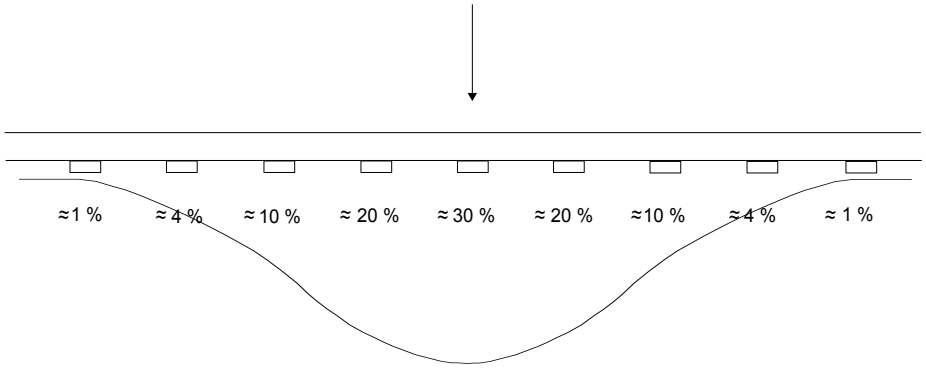


Figura 2.6: Distribuição de carga tipo nas travessas adjacentes ao ponto de aplicação de carga

Relativamente ao espaçamento entre travessas, em plena via, o valor habitual é de $0,60$ m, para via balastrada, e de $0,65$ m, para via em laje. A norma EN13231-1 (2006) indica que, para aceitação de uma via ferroviária, a variação do espaçamento entre travessas não deve exceder 20 mm, em relação ao valor de projecto.

Sobre o desempenho das travessas, note-se que este depende das características da camada de balastro e das camadas a ela subjacente: aumentando a qualidade da fundação, reduz-se a amplitude das vibrações dos modos de vibração de flexão das travessas (Man, 2002).

No que respeita às dimensões das travessas, verifica-se que estas têm vindo a aumentar ao longo do tempo, o que contribui para a redução da tensão aplicada ao balastro e para o aumento da estabilidade lateral da via. A ETI (2008) indica valores mínimos para o comprimento e a massa das travessas, respectivamente, $2,25$ m e 220 kg.

Em termos de dimensionamento, é importante que estes elementos sejam dimensionados para as solicitações estática e dinâmica, considerando uma vida útil superior a 40 anos (FIB, 2006). Deve ainda garantir-se que: 1) as travessas não apresentem fendilhação para a carga de projecto; 2) a abertura das fendas resultantes de cargas excepcionais não ultrapasse um determinado valor limite; 3) o recobrimento das armaduras seja suficiente para garantir-se o máximo de durabilidade (FIB, 2006).

C - Sistema de fixação carril-travessa

O sistema de fixação é constituído pelo conjunto dos elementos de ligação entre o carril e as travessas. Há grande variedade destes sistemas. Para uma determinada via ferroviária, a escolha do sistema de fixação deve ser feita em função do tipo de travessa. Na selecção do tipo de sistema deve ter-se também em conta a possibilidade dos seus elementos serem fácil e rapidamente substituídos. Possibilita-se assim não reduzir ou limitar a vida útil das travessas (FIB, 2006).

São funções deste elemento da via: transmitir as forças aplicadas sobre os carris às travessas; garantir que a bitola da via e a inclinação do carril se mantêm na gama exigida (Esveld, 2001).

Quanto ao tipo, os sistemas de fixação entre o carril e as travessas podem ser directos ou indirectos. São directos quando o carril e a palmilha são fixados directamente sobre a travessa por um único sistema de fixação. Caso exista uma fixação para ligar o carril à palmilha e uma outra na ligação palmilha-travessa, trata-se então de um sistema de fixação indirecto (FIB, 2006).

D - Palmilhas

As palmilhas são os elementos elásticos do sistema de fixação carril-travessa e apresentam as funções de: 1) promover o apoio adequado dos carris; 2) amortecer as vibrações provocadas pelas rodas; 3) reduzir o atrito entre carril e travessa; 4) promover o isolamento eléctrico dos circuitos da via; 5) proteger as travessas de desgaste e de danos por impacto.

O relatório da FIB (2006) refere que as palmilhas aplicadas sobre travessas de betão devem apresentar rigidez vertical estática entre 40 e 450 kN/mm. Neste relatório é ainda referido que, em curva, não é adequado utilizar palmilhas de reduzida rigidez porque originam ruído e desgaste prematuro do sistema de fixação. Relativamente à rigidez vertical dinâmica das palmilhas, a ETI (2008) indica que ela não deve exceder 600 kN/mm para as fixações de travessa em betão, e a norma NP-EN134581-2 (2009) distingue, em função da rigidez dinâmica, as palmilhas em três categorias, como se mostra no Quadro 2.1.

Os valores, apresentados no Quadro, referem-se à rigidez dinâmica das palmilhas, para variações da carga dinâmica entre 20 e 95 kN à frequência de 4 ± 1 Hz.

Quadro 2.1: Categoria de palmilhas em função da rigidez dinâmica vertical, segundo a NP-EN134581-2 (2009)

Categoria da palmilha	Rigidez dinâmica vertical (kN/mm)
flexível	$k_V < 100$
média	$100 \leq k_V < 200$
rígida	$k_V \geq 200$

E - Camada de balastro

Nas vias balastadas, o balastro tem pertinente desempenho na estabilidade. Influencia quer a estabilidade vertical, quer as estabilidades lateral e longitudinal da via, através do atrito entre as partículas de balastro e as superfícies de contacto das travessas e do embricamento entre as partículas de balastro (Fortunato, 2005).

No que diz respeito às funções do balastro, salientam-se várias: 1) constituir apoio às travessas; 2) resistir às acções verticais, laterais e longitudinais aplicadas às travessas; 3) favorecer a atenuação de vibrações; 4) facilitar a realização de acções de correcção de nivelamento e de alinhamento da via, através de operações de ataque e sem substituição de materiais; 5) escoar águas pluviais que caem sobre a via; 6) minimizar a acção nefasta da água e do gelo nas camadas subjacentes; 7) reduzir e uniformizar a tensão transmitida pelas travessas às camadas subjacentes (Meissonnier, 2000; Fortunato, 2005; Dahlberg, 2006).

Veja-se na Figura 2.1, anteriormente apresentada, que na camada de balastro estão diferenciadas quatro zonas: 1) balastro entre travessas; 2) prisma lateral; 3) balastro superficial sujeito às acções mecânicas de conservação; 4) balastro de fundo, ou seja, localizado a profundidade superior (Fortunato, 2005).

A Norma Europeia NP-EN13450 (2005) classifica o balastro consoante a granulometria, a forma de partículas, a resistência à fragmentação, a resistência ao desgaste por atrito (Micro-Deval) e a durabilidade, apresentando ainda indicações relativas à avaliação da sua conformidade e à marcação e etiquetagem dos materiais.

A REFER, por seu lado, distingue este material em: Tipo I, balastros para sistemas ferroviários de alta velocidade e velocidade alta e Tipo II, balastros para rede convencional (Fortunato, 2005).

Quanto ao dimensionamento da espessura do balastro, Esveld (2001) apresenta um procedimento simplificado, que consiste nas seguintes fases :

- cálculo da tensão vertical máxima na base da camada do balastro, a partir do método de Odemark;
- cálculo da tensão vertical máxima admissível na base da camada do balastro, a partir da expressão de Heukelom e Klomp;
- comparação da tensão vertical máxima na base da camada do balastro, com a correspondente tensão vertical admissível.

Menciona-se que este procedimento pode também ser adoptado no dimensionamento da espessura de sub-balastro, tendo-se em conta as alterações necessárias.

Também a UIC719Rb (2008) apresenta uma metodologia simplificada para a definição da espessura total das camadas de balastro e de sub-balastro (Figura 2.7).

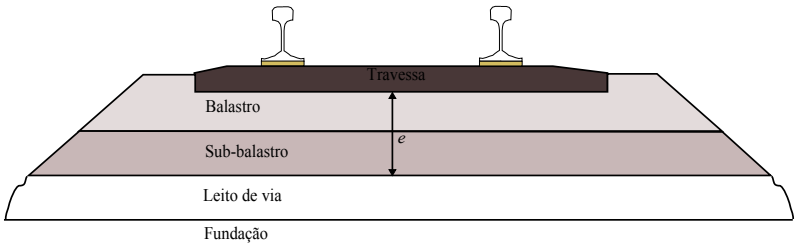


Figura 2.7: Definição da espessura total das camadas de balastro e de sub-balastro (UIC719Rb, 2008)

Segundo este documento, a soma das espessuras dessas camadas é definida pela expressão (2.1),

$$e[\mathrm{m}] = E + a + b + c + d + f \tag{2.1}$$

estando os valores de E, a, b, c, d e f indicados no Quadro 2.2. As classes de plataforma referidas neste Quadro são descritas na p. 22.

A espessura da camada de balastro, habitualmente utilizadas em linhas ferroviárias convencionais e de alta velocidade europeias, apresenta-se no Quadro 2.3.

Quadro 2.2: Determinação da espessura de balastro e de sub-balastro segundo a (UIC719Rb, 2008)

E (m)	$0,70$, plataforma de classe P1 $0,55$, plataforma de classe P2 $0,45$, plataforma de classe P3
a (m)	0 , classe de linha 1 a 4 $-0,10$, classe de linha 5 e 6
b (m)	0 , travessa de madeira com comprimento igual a $2,60$ m $(2,5 - L)/2$, travessa de betão com comprimento L
c (m)	0 , condições de trabalho normais $-0,10$, condições de trabalho difíceis
d (m)	0 , para carga nominal máxima por eixo < 200 kN $+0,05$, para carga nominal máxima por eixo < 225 kN $+0,12$, para carga nominal máxima por eixo < 250 kN
f (m)	espessura de geossintético, se existir

Quadro 2.3: Valores correntes de espessuras da camada de balastro (UIC, 2008)

País	Via convencional		Via de alta velocidade	
	Velocidade (km/h)	Espessura (mm)	Velocidade (km/h)	Espessura (mm)
Alemanha	< 160	300	> 160	350
Áustria	< 160	450-550	> 160	550
Bélgica	< 220	300	> 160	350
Espanha	< 200	250 - 300	> 200	300
França	< 220	250	> 220	350
Grécia	< 200	300	> 160	350
Hungria	< 160	350	-	-
Noruega	< 160	350	$= 210$	350
Portugal	< 220	300	-	-
Reino Unido	< 200	> 300	$= 200$	> 300
Suíça	< 160	300	> 160	300

No que diz respeito às características mecânicas do balastro, no caso de elas serem desconhecidas, podem adoptar-se os valores, sugeridos pela UIC719Rb (2008), e indicados no Quadro 2.4. Neste Quadro e no Quadro 2.5 (p. 22), E é o módulo de deformabilidade; ν, o coeficiente de Poisson; c, a coesão; φ, o ângulo de atrito das partículas; γ, o peso volúmico seco.

Quadro 2.4: Características mecânicas do balastro, (UIC719Rb, 2008)

E (MPa)	ν	c (MPa)	$\varphi(^{o})$	γ (kN/m^3)
130	0,2	0	45	15

Sobre o peso volúmico seco do balastro, há a referir que ele tende a aumentar com a compactação do balastro (que depende da força de impacto, da frequência e do tempo de vibração) e com o aumento da compacidade do material resultante da circulação dos comboios sobre a via. Por esta razão, nos ensaios realizados por Fortunato (2005) em materiais utilizados na Linha do Norte, o valor do peso volúmico seco de balastro granítico limpo variou entre 14,82 e 17,66 kN/m^3; e nos ensaios realizados em balastro contaminado, foi atingido um peso volúmico de cerca de 21 kN/m^3, valores ligeiramente superiores ao sugerido pela UIC719Rb (2008).

F - Camada de sub-balastro

A camada de sub-balastro é um meio de transição entre a camada de balastro, constituída por partículas de boa qualidade, e a fundação, cujo material é de menor qualidade. A camada de sub-balastro tem como funções principais: 1) proteger a plataforma; 2) reduzir o nível de tensão na fundação; 3) separar o balastro da fundação, evitando quer a interpenetração, quer a migração do material fino, quer o desgaste da fundação pela acção mecânica do balastro; 4) funcionar como elemento drenante e filtrante da plataforma (Fortunato, 2005).

Habitualmente, esta camada é constituída por um material granular, mas, em casos especiais, pode ser constituída por uma base de betão pobre. As vantagens do emprego deste material sob a camada de balastro são a protecção da fundação e a melhor distribuição da carga à fundação. No entanto, são várias as desvantagens, que não podem ser ignoradas, tais como: 1) possível fendilhação da camada de betão; 2) existência de fenómenos de bombagem de finos; 3) solução pouco económica (UIC719Rb, 2008).

Tal como sucede no balastro, no caso das características mecânicas do sub-balastro serem desconhecidas, podem considerar-se os valores sugeridos pela (UIC719Rb, 2008), que se indicam no Quadro 2.5.

Quadro 2.5: Características mecânicas do sub-balastro, (UIC719Rb, 2008)

E (MPa)	ν	c (MPa)	$\varphi(^{\circ})$	γ (kN/m^3)
120	0,3	0	35	19

G - Fundação e leito de via

Em vias ferroviárias, normalmente, distinguem-se duas zonas de fundação: 1) a fundação, em geral profunda; 2) o leito de via, mais superficial, como se indicou já na Figura 2.1. É sobre o leito de via que se apoiam as camadas de balastro e de sub-balastro.

No que concerne à fundação, Meissonnier (2000) refere que a causa de ruína da via ferroviária é, muitas vezes, a sua fraca qualidade, que geralmente não é tida em conta na definição de operações de manutenção.

Também Fröhling (1997), ao indicar um trabalho de Li e Selig[1], diz que estes autores mostram que a rigidez da via depende essencialmente do módulo de deformabilidade e da espessura do leito de fundação, sendo o módulo de deformabilidade desta camada o parâmetro com maior variabilidade num sistema ferroviário.

A ficha UIC719Rb (2008) informa que, em linhas de alta velocidade, deve considerar-se uma plataforma de fundação do tipo P3, para garantir-se que o módulo de deformabilidade seja igual ou superior a 80 MPa. Lembra-se que a plataforma da fundação corresponde à superfície entre a fundação (ou leito de fundação, se existir) e o sub-balastro, e é classificada, segundo a UIC719R (1994), em função do módulo de deformabilidade, nas classes P1, P2 e P3. Estas classes correspondem, respectivamente, a plataformas de qualidade fraca, média e boa, consoante as características do solo de fundação e os materiais utilizados na camada de leito. Este documento apresenta, ainda, uma metodologia para definição da espessura do leito de fundação, em função da classificação do solo da fundação (classes QS_i) e da classe de capacidade resistente requerida (P_i).

[1]Li, D. E Selig, E.T (1995) "Wheel/Rail dynamic interaction: Track substructure perspective interaction of railway vehicles with the track and its substructure", edited by Knothe, K., Grassie, S.L. e Elkins, J.A.: Swets & Zeitlinger. *Supplement to Vehicle System Dynamics: International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility*, vol.24.

Salienta-se ainda que deve garantir-se a drenagem da fundação, de modo a evitar-se danos provocados pela acção da água e a melhorar-se a capacidade de suporte da fundação. A melhoria da capacidade de suporte da fundação pode ser conseguida não só através de uma conveniente drenagem, mas também por substituição da parte superior do solo por uma camada de areia ou gravilha. Esta é uma solução frequentemente adoptada no melhoramento de uma linha já existente a ser utilizada para tráfego de alta velocidade (Riessberger, 2006). Sobre a questão da drenagem e no que diz respeito ao nível freático, a UIC719Rb (2008) refere que este deve estar, no mínimo, a uma distância, que pode variar entre $0,80$ a $2,50$ m da posição do carril. O valor de $0,80$ m só deve ser considerado no caso de plataforma P3, sem probabilidade de congelação de água dos solos e com reduzido fluxo de água no solo.

Relativamente ao dimensionamento da fundação e do leito de via, ele é feito em função do tipo de tráfego, da capacidade de suporte da fundação, da configuração de via (espaçamento entre travessas, largura da via, etc), das condições climáticas e hidro-geológicas, considerando-se um período de dimensionamento de 100 anos (UIC719R, 1994).

2.2.2 Via em laje

A via não balastrada ou em laje é habitualmente classificada quanto ao:

- tipo de fixação do carril: pontual ou contínua;
- modo de execução da laje de betão: betão in situ ou laje pré-fabricada;
- número de níveis resilientes: um ou vários;
- natureza e tipo de fundação: betão pobre ou material betuminoso.

Como vantagens da via em laje, em relação à via balastrada, há a indicar: 1) o menor risco de descarrilamento; 2) a facilidade de acesso à via de veículos não ferroviários, em caso de emergência; 3) a maior vida útil da via; 4) a redução da largura das banquetas; 5) a redução da altura/diâmetro dos túneis; 6) a maior facilidade de evacuação de líquidos perigosos, em caso de acidente; 7) o menor consumo energético, pela melhor aerodinâmica do sistema; 8) a economia em material, dado que os materiais escavados podem ser utilizados no fabrico do betão; 9) a menor exigência, em número, de acções de manutenção da via em laje; 10) o aumento de velocidade de tráfego de veículos em zonas de fundação

em solos fracos cuja velocidade crítica é baixa; 11) a elevada resistência lateral da via em laje, que permite aumentar a velocidade de circulação de comboios pendulares (UIC, 2002).

As maiores desvantagens na consideração de sistemas de via em laje em linhas ferroviárias são o seu elevado custo de construção, a geração de um maior nível de ruído, em relação ao das vias balastradas, e a exigência de uma plataforma homogénea e com módulo de deformabilidade superior a 120 MPa. No que diz respeito ao ruído, os sistemas de via em laje originam ruído com mais 2 a 5 dB do que os sistemas de via balastrada, por duas razões. A primeira, porque a rigidez das palmilhas naqueles sistemas é menor do que em vias balastradas. A segunda, porque o balastro, inexistente nos sistemas de via em laje, tem um efeito positivo na absorção do ruído e das vibrações (Thompson, 2008).

A redução do nível de ruído pode ser feita de dois modos: por eliminação das fontes de ruído ou por redução do nível de ruído produzido. Segundo vários autores, deve ser dada prioridade às medidas que permitam eliminar as fontes de ruído, porque são, em geral, economicamente mais eficazes do que a redução do nível de ruído, por exemplo, por barreiras acústicas. As medidas a definir, devem ser feitas nas fases de dimensionamento e de manutenção, quer da via, quer do veículo. Por exemplo, no dimensionamento da via, a consideração de palmilhas com maior rigidez, o uso de amortecedores no carril (Figura 2.8) ou de elementos absorventes (Figura 2.9) permitem reduzir os níveis de ruído entre 2 a 5 dB (IPG, 2006; Asmussen, 2008; Poisson & Gautier, 2008). Também a substituição de certos elementos do sistema de frenagem dos veículos, especialmente nos de mercadoria, contribui para a redução do ruído ferroviário. No que diz respeito à redução do nível de ruído produzido, contribuem para isso o controlo do desgaste ondulatório do carril e a realização de acções de esmerilagem, durante a exploração da via e sempre que necessárias, dado reduzirem a excitação sobre o sistema via-veículo.



Figura 2.8: Elementos absorventes de ruído (Bogl, 2008)



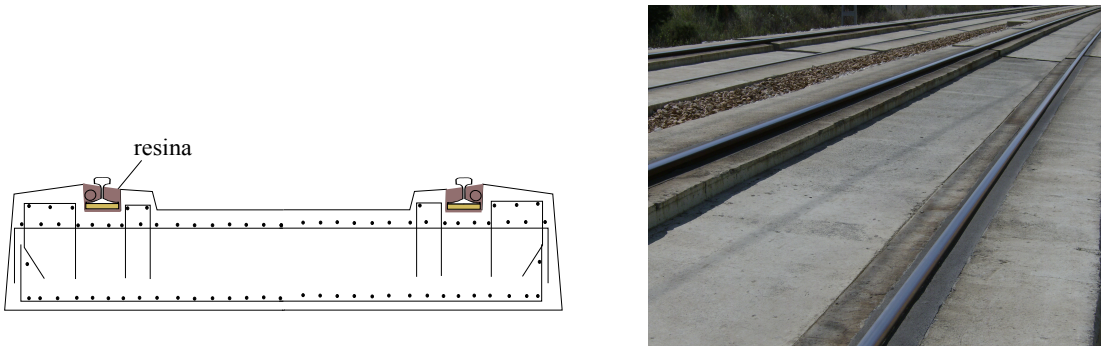
Figura 2.9: Amortecedores no carril (IPG, 2007)

Descrevem-se, a seguir, os sistemas de via em laje. A UIC (2002) distingue esses sistemas em sete famílias distintas:

1. via com fixação contínua do carril;
2. via com fixação pontual do carril sobre a laje ou sobre blocos independentes entre si (via sem travessas);
3. via com fixação pontual do carril sobre travessas incorporadas na laje de betão, após enchimento da laje;
4. via com fixação pontual do carril sobre travessas incorporadas na laje de betão por vibração;
5. via com fixação pontual do carril sobre travessas ancoradas na laje de betão;
6. via com fixação pontual do carril sobre travessas separadas da laje de betão por um elemento resiliente;
7. via com fixação pontual do carril sobre lajes pré-fabricadas.

Relativamente à **via com fixação contínua do carril ou via com carril embebido na estrutura** - Família 1 - interessa referir que a estrutura de suporte é constituída por uma laje de betão armado e que os carris são colocados em cavidades revestidas por uma resina (Figura 2.10).

Este tipo de via utiliza-se, com vantagem, em pontes pouco extensas e em vias para *tramway*. Há algumas reservas quanto à sua aplicação quer em grandes extensões de via, quer em pontes com comprimento entre juntas de expansão superior a 30 m, devido a irregular comportamento deste tipo de via, na direcção longitudinal, e a questões de manutenção. Sobre o primeiro aspecto, salienta-se a inexistência de controlo da temperatura neutra no carril. No que respeita às questões de manutenção, aponta-se a exigência de um período de intervenção longo, devido ao processo de polimerização da resina depender da temperatura, e devido à necessidade de serem considerados equipamentos e técnicas especiais para realizar essas acções (UIC, 2002).



a) esquema da secção transversal b) vista geral da via

Figura 2.10: Via com carril embebido na estrutura - Família 1

Nos sistemas de **via com fixação pontual do carril sobre a laje ou sobre blocos independentes entre si** - Família 2 - os carris apoiam-se directamente sobre a laje, ou sobre um bloco de betão, como se mostra na Figura 2.11. Deste modo, considera-se que os sistemas de via, pertencentes a esta Família, não apresentam travessas ou qualquer outro elemento que ligue, de alguma maneira, os dois carris da via.

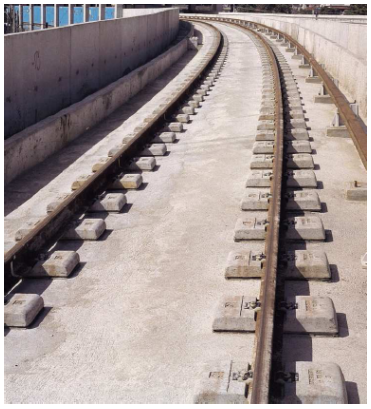


Figura 2.11: Via Sonneville - Família 2 (Sonneville, 2009)

Dado não existir nenhum elemento de conexão entre os dois carris, durante a construção da via, devem ser definidos, de modo correcto, a bitola e a inclinação dos carris. Alguns autores referem que, pelo facto dos dois carris não apresentarem nenhum elemento de ligação entre si, as variações de bitola e de inclinação dos carris podem ser superiores à de outros sistemas ferroviários. No entanto, a não ligação entre os dois carris pode contribuir para um melhor comportamento aerodinâmico da via, para o isolamento eléctrico entre os dois carris e para a desobstrução da parte central da via, permitindo a circulação de pessoas e veículos (Paixão & Fortunato, 2009).

Há ainda a referir que os sistemas de via com fixação pontual do carril sobre a laje ou sobre blocos independentes entre si podem apresentar um ou dois níveis resilientes. Note-se que não são aplicáveis, a linhas de alta velocidade, os sistemas de via constituídos por um único elemento resiliente, devido à sua deficiente rigidez vertical (UIC, 2002).
Nos sistemas com dois elementos resilientes, o primeiro elemento elástico é colocado entre o carril e a placa intermédia ou travessa, e o segundo nível resiliente, entre a placa intermédia e a laje, como se mostra na Figura 2.12.

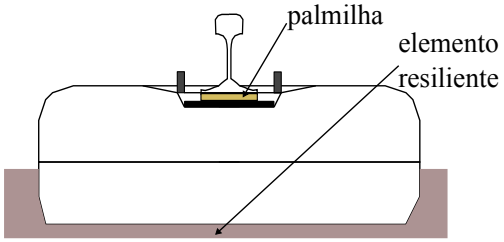


Figura 2.12: Bloco de betão com dois níveis resilientes, adaptado de UIC (2002)

A via Sonneville (Figura 2.11), constituída por dois elementos resilientes, pertence a esta família e é uma das soluções adoptada na via ferroviária do Canal da Mancha, em 1993 (UIC, 2002). Esveld (1999) indica que, neste tipo de via, a existência de dois níveis de elementos resilientes permite reduzir os níveis de ruído e vibrações, designando-se, por isso, este sistema por *LVT Low Vibration Track*. Como se poderá comprovar adiante, este tipo de via é bastante semelhante ao sistema STEDEF. A sua principal diferença reside no facto do sistema Sonneville não apresentar o elemento metálico transversal que une os blocos de apoio dos carris.

A **terceira e quarta Famílias de vias em laje**, com o mesmo esquema de secção transversal, que se apresenta na Figura 2.13, têm travessas de betão armado ou pré-esforçado incorporadas na estrutura de betão, não sendo, por isso, esses elementos substituíveis em operações de reparação e/ou manutenção.

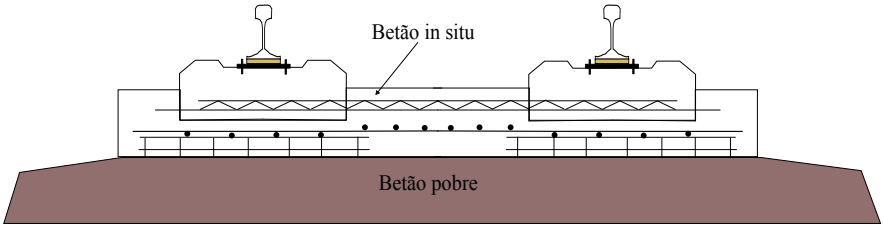


Figura 2.13: Esquema da secção transversal da via das Famílias 3 e 4, adaptado de UIC (2002)

A via do tipo Rheda e suas variantes, incluindo a Rheda 2000 (Figura 2.14), pertencem à terceira família, sendo constituída por uma laje contínua de betão armado, com espessura corrente de $0,24$ m e percentagem de armadura de aproximadamente $0,8$ a $0,9\%$, que se apoia sobre uma camada estabilizada com cimento. A função da armadura da laje é assegurar, por um lado, uma distribuição uniforme da fendilhação e, por outro lado, que a abertura das fendas seja inferior a $0,5$ mm (Freudenstein, 2006).



Figura 2.14: Via Rheda 2000 - Família 3

As terceira e quarta Famílias de via em laje distinguem-se quanto ao modo de incorporação das travessas na estrutura de betão. Nos sistemas de via pertencentes à terceira Família, começa por colocar-se as travessas na sua posição final e só depois é realizada, por enchimento, a laje de betão. Nos outros sistemas, as travessas são introduzidas no betão da laje, ainda fresco, e colocadas na sua posição final, através de equipamentos próprios para o efeito. Estes colocam, por vibração, de uma só vez, dez travessas na laje (Figura 2.15). A secção Züblin é um dos tipos de via pertencente à quarta Família, cujo processo construtivo é descrito por Enoekl & Nübel (2006).



Figura 2.15: Introdução das travessas na laje por vibração - Família 4 (Zublin, 2006)

Nos sistemas de via em laje pertencentes às Famílias 3 e 4, a fendilhação ocorre, geralmente, na zona da laje que apresenta uma redução na secção transversal. A distância entre fendas pode variar entre 0,5 e 4 m, sendo corrente verificar-se valores entre 2 e 2,5 m. As fendas na laje de betão apresentam uma abertura média de 0,5 mm e desenvolvem-se até uma profundidade de 20 a 30 mm (UIC, 2008c). Os factores que condicionam a distância e a abertura das fendas na laje destes sistemas ferroviários são vários, tais como: a temperatura ambiente no momento da construção; a temperatura ambiente durante a exploração; a composição do betão da laje; a percentagem de armadura na laje.

Nas **vias com fixação pontual do carril sobre travessas colocadas e ancoradas na laje de betão** - quinta Família - a resistência das travessas aos esforços transversal e longitudinal é assegurada pela ancoragem destes elementos na estrutura de suporte da laje. Dado que esta ancoragem não é definitiva, podem considerar-se as travessas como elementos substituíveis. Neste tipo de sistema ferroviário, a camada de suporte pode ser constituída por um material betuminoso como, por exemplo, nas vias do tipo GETRAC (Figuras 2.16 e 2.17) e ATD, ou por betão, como na via do tipo BTD.

Sobre a secção GETRAC (Figura 2.18 a)), há a dizer que a ligação entre a travessa e a camada betuminosa se realiza através de um elemento de betão, denominado *stopper*. A parte inferior da travessa apresenta uma abertura cilíndrica, na qual encaixa o elemento de betão envolvido por um anel de neopreno. Este elemento de betão tem como função a transmissão de esforços horizontais da travessa para a camada betuminosa, resultantes do tráfego e das variações térmicas. Para ficar garantida uma boa ligação entre os elementos de betão, a travessa e a camada betuminosa, os elementos cilíndricos de betão ficam confinados em aberturas rectangulares da camada betuminosa, como se observa na Figura 2.17, sendo todo o conjunto solidarizado por uma argamassa de elevada resistência.



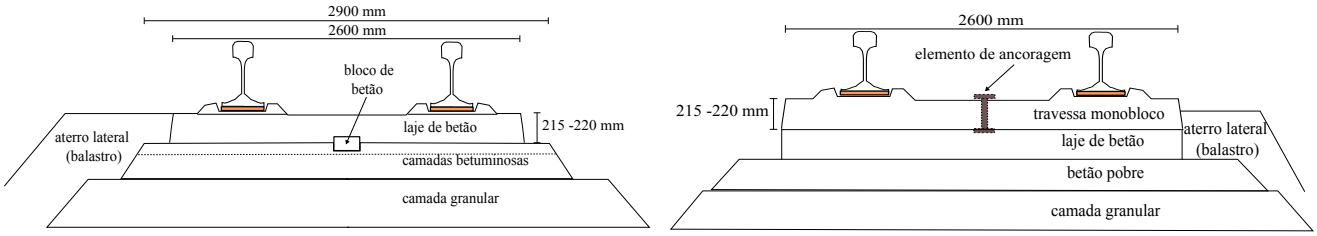
Figura 2.16: Secção transversal da via GETRAC em construção



Figura 2.17: Via GETRAC em construção

Na linha Las Palmas de Castellón-Oropesa del Mar, no Corredor Mediterrânico de Espanha[2], foi construído um trecho teste de 432 m do tipo GETRAC. Esta secção de via era constituída por três camadas betuminosas com espessuras crescentes com a profundidade de 30 + 120 + 120 mm. Neste trecho, foi adoptado o sistema de fixação do tipo Vossloh IOARV 300/1, com rigidez vertical estática de $22,5$ kN/mm. Este sistema de fixação permite realizar ajustamentos verticais de -4 a $+26$ mm e ajustamentos laterais de -5 a $+5$ mm (TIFSA, 2007). As medições realizadas sobre este trecho experimental mostram que, aproximadamente, $66,7\%$ do deslocamento vertical da via ocorre entre o carril e a laje, ou seja, ao nível do sistema de fixação, e os restantes $33,3\%$ devem-se a assentamentos verticais das camadas de suporte da subestrutura.

[2]A construção do trecho experimental Las Palmas de Castellón - Oropesa del Mar (Espanha) teve como objectivo principal a construção de vários tramos de via constituídos pelos sistemas de via em laje mais representativos: sistema com carril embebido Edilon; sistema Rheda Dywidag; sistema Rheda 2000; sistema STEDEF; sistema ATD e sistema GETRAC, para além de um tramo em via balastrada. Note-se que, em quatro desses sistemas de via em laje, este elemento está apoiado sobre uma camada de betão pobre e. nos restantes, numa camada betuminosa (TIFSA, 2007).



a) via GETRAC b) via BTD

Figura 2.18: Esquemas da secção transversal de vias da Família 5, adaptado de UIC (2002)

Na via BTD, cujo esquema da secção transversal se mostra na Figura 2.18 b), as travessas de betão são colocadas sobre a laje e fixadas por chumbadouros, elementos metálicos de ancoragem, que se mostram na Figura 2.19. Neste tipo de solução, dado que as travessas não estão ligadas monoliticamente à laje de suporte, há maior facilidade nas operações de reparação e substituição de elementos da via (Paixão & Fortunato, 2009). Note-se que, na Figura 2.19 b), a via BTD apresenta enchimento de balastro entre as travessas.



a) sem balastro b) com balastro entre as travessas

Figura 2.19: Via BTD (Beck, 2007)

Ainda sobre este sistema de via em laje, há a referir que, no que diz respeito à camada de suporte, podem verificar-se possíveis deformações e distorções lentas a longo prazo, nas vias com camada betuminosa, e possível fendilhação do betão, no caso de vias com camada de suporte em betão.

Nos sistemas de **via com fixação pontual do carril sobre travessas separadas da laje de betão por um elemento resiliente** - Família 6 - existe uma palmilha resiliente na base e nas faces laterais das travessas, o que contribui para a rigidez da via nas direcções vertical e lateral.

Na Figura 2.20, indica-se um esquema da secção da via STEDEF pertencente a esta Família. Este tipo de sistema ferroviário foi definido, inicialmente, para linhas convencionais. No entanto, há já algumas aplicações deste sistema, em vias de alta velocidade. A secção STEDEF, para estas vias, distingue-se da secção corrente pela inclusão de armadura no interior da travessa bibloco, como se mostra na Figura 2.21.

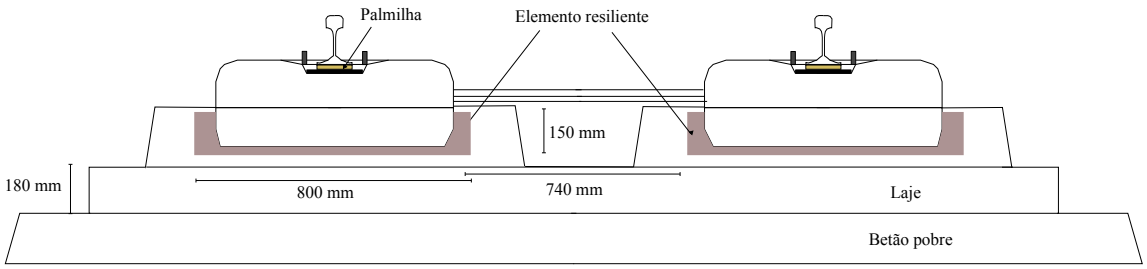


Figura 2.20: Esquema da secção transversal da via STEDEF, pertencente à Família 6 [adaptado de UIC (2002)]

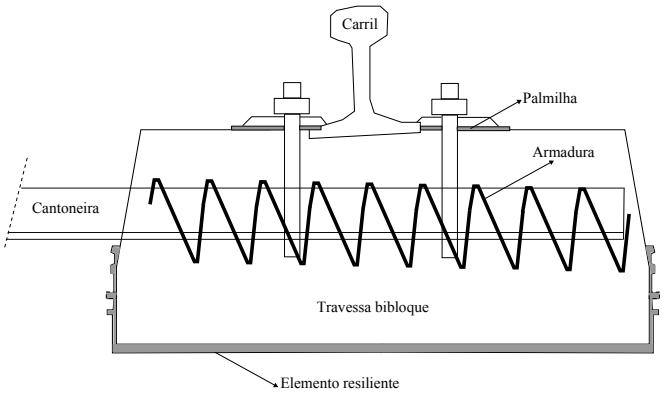


Figura 2.21: Esquema da secção transversal da via STEDEF para alta velocidade (pormenor)

Na Figura 2.22, mostra-se um detalhe construtivo da via STEDEF e, na Figura 2.23, apresenta-se, em pormenor, a travessa e o sistema de fixação deste tipo de via ferroviária.



Figura 2.22: Via STEDEF em construção



Figura 2.23: Pormenor da travessa do sistema STEDEF

Na via do tipo STEDEF, o sistema de fixação não só fixa o carril à travessa como também filtra as vibrações de elevada frequência transmitidas pelo carril à laje, através da palmilha. No que concerne à absorção das vibrações de baixa frequência, ela é feita através do elastómero colocado sob as travessas. Assim, este tipo de via revela-se com interesse na redução selectiva da gama de frequências de excitação.

É ainda indicado que, na linha Las Palmas de Castellón-Oropesa del Mar, acima referida, foi construído um trecho experimental de via do tipo STEDEF com 432 m de extensão (TIFSA, 2007). Neste trecho, os sistemas de fixação apresentam um rigidez vertical estática superior, da ordem dos 100 kN/mm, e possibilidade de ajustamentos verticais de -5 a $+10$ mm e laterais de -8 a $+8$ mm. Os resultados experimentais obtidos na monitorização deste trecho mostram que apenas 7% do deslocamento vertical da via se deve às camadas de suporte, estando a elasticidade da via concentrada nos sistemas de fixação carril-travessa.

Sobre as **vias constituídas por lajes pré-fabricadas** - Família 7 - identificam-se e descrevem-se os sistemas: Bögl; Shinkansen; AFRAV e öBB-Porr.

Via Bögl

As lajes do sistema de via tipo Bögl, que se indicam na Figuras 2.24, são constituídas por betão da classe C45/55 e são pré-esforçadas na direcção transversal, apresentando, na direcção longitudinal, apenas armadura ordinária. As lajes apresentam aberturas pequenas, cuja função é induzir a fendilhação no interior destas aberturas e não noutros locais. Trata-se de um processo de controlo do padrão de fendilhação. A laje pré-fabricada apoia-se numa camada de betão pobre, e a separação entre estes dois elementos é feita por uma argamassa betuminosa de espessura reduzida. Apesar da camada betuminosa ser resiliente, a sua contribuição, para a rigidez global vertical da via, é desprezada em dimensionamento, como é referido em UIC (2002) e por Bogl (2006). Os sistemas de fixação são os elementos que contribuem para a rigidez da via pré-fabricada.

Relativamente à sua geometria, as lajes Bögl apresentam as seguintes dimensões:

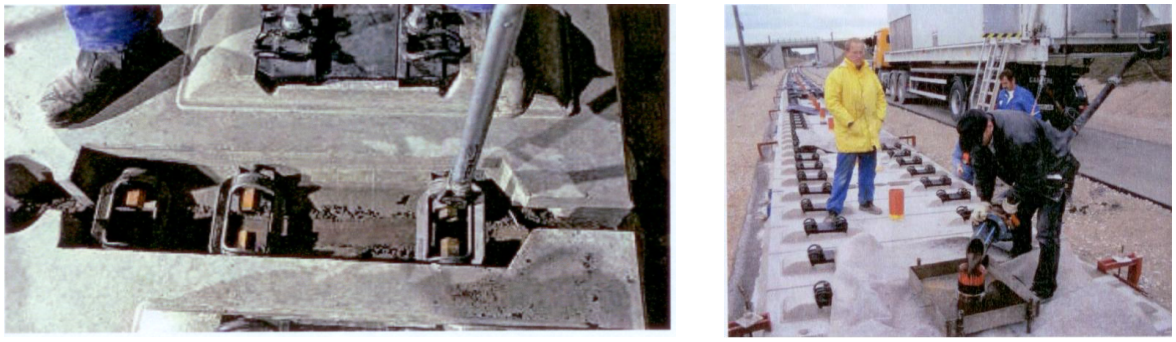
- comprimento de 6,45 m;
- largura de 2,55 m ou 2,80 m;
- espessura de 0,20 m;
- espaçamento entre apoios igual a 0,65 m;
- abertura de junta de 0,05 m.



Figura 2.24: Sistema Bögl (Bogl, 2008)

No que diz respeito ao processo construtivo, os sistemas Bögl são um dos poucos sistemas de via pré-fabricada cujo processo construtivo é *bottom-up*.

Na Figura 2.25, mostram-se alguns dos aspectos construtivos deste tipo de sistemas pré-fabricados, nomeadamente, em a), a aplicação de pós tensão em varões de rosca, que existem nas extremidades das lajes, de modo a fazer a ligação entre lajes pré-fabricadas e, em b), a colocação da argamassa através das aberturas da laje.



a) ligação pós-esforçada entre lajes b) colocação da argamassa betuminosa

Figura 2.25: Aspectos construtivos do sistema Bögl (Bogl, 2008)

Via Shinkansen

O sistema de via Shinkansen, indicado na Figura 2.26, é constituído por lajes de betão pré-esforçado, colocadas sobre uma subcamada estabilizada com cimento. Este sistema ferroviário considera ainda blocos cilíndricos (*stoppers*), construídos *in situ* sobre a camada estabilizada, que evitam movimentos laterais e longitudinais (Figura 2.26 b)). Entre a laje pré-fabricada e a camada estabilizada com cimento e, também, entre as lajes é injectada uma argamassa betuminosa que, ao contrário do sistema Bögl, a resiliência conferida à via é tida em conta em dimensionamento.



a) vista geral da via b) *stopper*

Figura 2.26: Via Shinkansen (Takai, 2007)

Quanto à sua geometria, o sistema Shinkansen apresenta as seguintes características (Panades, 2000):

- comprimento de $4,93$ m (plena via) ou de $4,95$ m (túnel);
- largura de $2,34$ m (plena via e túnel);
- espessura de $0,19$ m (plena via) ou de $0,16$ m (túnel);
- espaçamento entre apoios igual a 0,65 m;
- abertura de junta de 0,05 m.

Via AFTRAV

O sistema de via em laje pré-fabricada, desenvolvido, em Espanha, pela AFTRAV (*Asociacion Nacional de Fabricantes de Traviesas para Ferrocarril*), está indicado na Figura 2.27. Neste tipo de via, a laje, pré-esforçada nas direcções longitudinal e transversal, apresenta um conjunto de aberturas, no mínimo 5 (preferencialmente 6), com diâmetro de 0,3 m. As lajes são independentes entre si, e as juntas entre elas preenchidas por argamassa auto-compactável de cimento Portland, com espessura superior a 4 cm, cuja função é regularizar a superfície da camada de suporte. Sob a laje, é colocado um elastómero, com uma espessura superior a 3 mm, que fornece elasticidade ao sistema. Quanto aos sistemas de fixação a adoptar neste tipo de via, estes podem apresentar dupla fixação, o que permite considerar quer a bitola ibérica, quer a bitola europeia, apenas pela alteração da posição do sistema de fixação.

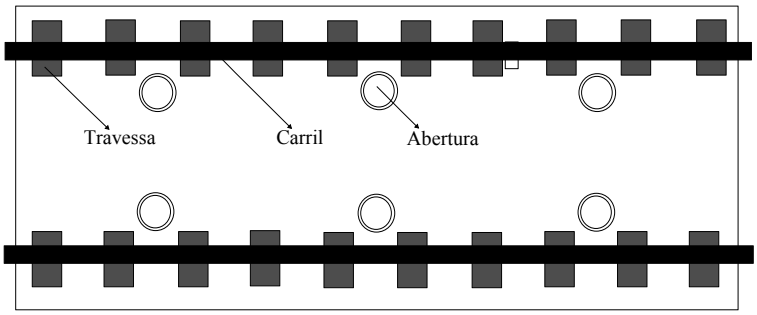


Figura 2.27: Via AFTRAV

Relativamente à geometria das lajes pré-fabricadas da AFTRAV, são estas as suas dimensões:

- comprimento entre 5 e 6 m, preferencialmente 5,l m ou 5,75 m;
- largura entre 2 e 2,8 m, preferencialmente 2,5 m;
- espessura entre 0,15 e 0,25 m, preferencialmente 0,20 m;
- espaçamento entre apoios igual a 0,65 m.

Deve ser referido que até ao momento não se conhecem aplicações deste sistema em linhas ferroviárias. Trata-se de uma solução patenteada muito recentemente.

Via öBB-Porr

O sistema de via öBB-Porr, que se observa na Figura 2.28, resulta de uma parceria entre a öBB austríaca e a Porr, tendo sido implementado, pela primeira vez, em 1989 (UIC, 2008c).



Figura 2.28: Via öBB-Porr em túnel

No centro das lajes öBB-Porr, existem duas aberturas rectangulares de dimensão igual a $0,91 \times 0,64$ m^2, cujo objectivo é facilitar a colocação *in situ* da laje e a injecção da argamassa (Paixão & Fortunato, 2009).

Relativamente à elasticidade da via, esta é fornecida por dois elementos: 1) sistemas de fixação; 2) material resiliente, colocado na base da laje e nas aberturas rectangulares.
A espessura da camada resilente entre a laje e a camada de suporte varia entre 3 a 6 mm e apresenta uma rigidez de aproximadamente 0,5 N/mm^3 (UIC, 2008c).

Nesta via pré-fabricada, os sistemas de fixação são IOARV 300, com palmilha do tipo ZWP 104 e ZW 700 (UIC, 2008c).
É ainda de referenciar que a aplicação deste sistema de via em laje tem sido feita essencialmente em túneis.

Por último, as dimensões das lajes da via pré-fabricada öBB-Porr são:

- comprimento de 5,16 m;
- largura de 2,40 m;
- espessura entre 0,16 e 0,24 m;
- espaçamento entre apoios igual a 0,65 m;

A utilização, na Europa, de sistemas de via em laje é relativamente recente, no entanto, informações sobre a aplicação destes sistemas na Áustria, Bélgica, França, Alemanha, Itália, Suíça e Espanha podem ser consultadas em UIC (2008c).

Depois da exposição dos vários sistemas de via em laje, apresenta-se a descrição pormenorizada de cada elemento constituinte deste tipo de vias.

A - Carris

Os carris dos sistemas de via em laje são os mesmos dos das vias balastradas e, por terem sido já descritos na p. 13, não são agora aludidos.

B - Travessas

Relembra-se que, em via ferroviária em laje, as travessas podem estar incorporadas na estrutura (terceira e quarta Famílias), colocadas e ancoradas na estrutura de suporte (quinta Família), ou separadas da estrutura por elementos resilientes (sexta Família). Nas vias com carril embebido na estrutura, ou nas constituídas por lajes pré-fabricadas, não se considera a existência de travessas. As características das travessas, para vias em laje, no que diz respeito às funções, à distribuição de tensões e ao dimensionamento, são semelhantes às das travessas de vias balastradas, já descritas na p. 14 deste trabalho.

C - Sistema de fixação

Os sistema de fixação em vias em laje podem ser directos ou indirectos, tais como os sistemas em vias balastradas, que foram descritos na p. 17 desta dissertação. Fornecer a rigidez vertical adequada à via em laje e transmitir os esforços transversais e longitudinais do carril para as travessas, são as funções principais dos sistemas de fixação em vias em laje (UIC, 2002). Para além disso, estes elementos devem permitir o ajuste da inclinação e da bitola do carril e ainda correcções de geometria da via, por ajustes verticais e horizontais. A título de exemplo, indica-se que o sistema de fixação Vossloh 300-1, utilizado frequentemente no sistema Rheda 2000, permite ajustes verticais de -4 mm a $+56$ mm e ajustes horizontais de -5 a $+5$ mm .

D - Palmilhas

Relativamente à rigidez dinâmica das palmilhas da via em laje, os elementos elásticos dos sistemas de fixação, a ETI (2008) indica que esta rigidez não deve exceder 150 kN/mm. Note-se que, nestas vias, são as palmilhas os elementos que fornecem a elasticidade ao sistema, simulando o balastro das vias balastradas. Por isso, a sua rigidez vertical deve ser baixa, na ordem de $22,5$ kN/mm, em caso estático, e de 40 kN/mm, em situação dinâmica. Outra vantagem do valor reduzido da rigidez vertical é proporcionar, ao sistema de fixação de vias em laje, uma maior vida útil em relação aos sistemas de fixação das vias em balastro (com rigidez vertical entre 100 e 500 kN/mm), como resultado dos menores valores das forças transmitidas pelo sistema de fixação à laje (Bosterling & Vorderbrück, 2006).

E - Laje de betão

No que concerne às lajes de betão da via não balastrada, estas ou são betonadas *in situ* ou pré-fabricadas. Quanto à localização da armadura, as lajes podem ser de dois tipos. No primeiro, as lajes apresentam apenas armadura na posição do eixo neutro, de modo a controlar fendilhação por retracção. No entanto, neste tipo de estruturas, deve considerar-se uma camada de suporte da laje com elevada capacidade resistente, de valor superior a 120 MPa. No segundo tipo, existe armadura acima e abaixo do eixo neutro, de forma a suportar tensões axiais e de flexão. Esta solução é aplicada sobre solos com possibilidade de ocorrência de assentamentos, enquanto que a solução anterior não é economicamente atractiva para esta situação, pois as espessuras reduzidas da laje não

permitem suportar as tensões de flexão resultantes de deslocamentos do solo de fundação. A percentagem corrente de armadura ordinária em lajes varia entre $0,8$ e $0,9\%$.

Dado que, nas vias ferroviárias em laje, a elasticidade do sistema está concentrada nas palmilhas, a laje de betão tem a função principal de homogeneizar e reduzir as tensões na camada de suporte. Refira-se que, em medições experimentais, realizadas em sistemas de via em laje, verifica-se que os deslocamentos verticais da laje são muito reduzidos em comparação com o deslocamento máximo da via. Por exemplo, em medições experimentais, realizadas no trecho ferroviário Las Palmas de Castellón - Oropesa del Mar, constata-se que, nos sistemas em laje, só aproximadamente 7% do deslocamento total da via se deve ao deslocamento das camadas estabilizadas com cimento. Por outro lado, constata-se também que, nos sistemas com balastro ou camada betuminosa, a percentagem de deslocamento devido à elasticidade destas camadas varia, consoante o tipo de via, entre 30% e 60%, mostrando que, nestes sistemas ferroviários, a elasticidade se deve não só à palmilha, mas também ao balastro e/ou camada betuminosa. Assim, dado serem reduzidos os deslocamentos da laje por flexão, também o são as tensões de flexão na laje e na camada de betão pobre, apresentando habitualmente valores inferiores a 100 kPa.

F - Meio elástico entre laje e camada de suporte

No caso dos sistemas de via em laje pré-fabricada, é habitual considerar entre a laje pré-fabricada e a camada de suporte um meio elástico resiliente de espessura reduzida, de aproximadamente 5 mm (UIC, 2008c).
Tem esta camada as funções de:

- ligar a laje de betão à camada subjacente;

- contribuir (ainda que de maneira reduzida) para a rigidez vertical do conjunto laje+sistema de fixação + camada de suporte, dado que a rigidez vertical da via balastrada é inferior à da via pré-fabricada sem inclusão deste elemento;

- reduzir o desgaste por atrito entre a laje e a camada de suporte, especialmente quando esta é constituída por betão pobre, desgaste provocado pelas forças de travagem, de aceleração e de aceleração centrífuga.

G - Camada de suporte

Como já mencionado, a camada de suporte da laje de betão deve ser constituída por betão pobre, ou por material betuminoso e apresentar um módulo de deformabilidade superior a 120 MPa. No caso desta camada ser constituída por material betuminoso, ela apresenta um módulo de deformabilidade da ordem dos 5000 MPa. Em qualquer caso, nos sistemas de via em laje, a camada de suporte deve ser o mais homogénea possível, para evitar-se assentamentos diferenciais, que sujeitariam a laje a tensões de flexão para as quais não é dimensionada.

H - Fundação e leito de via

As funções da fundação e do leito de via nas vias em laje são as mesmas das apresentadas para a via balastrada, na secção 2.2.1, p. 22. Contudo, a via em laje exige não só uma rigidez optimizada como também uniformidade longitudinal da rigidez ao longo dela, incluindo pontes, túneis, zonas de escavação e aterro.

A utilização de via em laje em zonas de escavação, aterros de baixa altura, pontes e túneis pode revelar-se uma boa solução, dado reduzir os problemas nas zonas de transição plena via-obra de arte. No entanto, em aterros de maior altura ou no caso de fundação constituída por solos de menor capacidade resistente, podem ocorrer assentamentos permanentes e deslizamento de parte do aterro, com consequências nefastas no desempenho estrutural dos sistemas de via em laje. Nestas situações, a utilização de via em laje exige soluções de melhoramento, que devem ser convenientemente ponderadas.

A título informativo, indica-se, nas Figuras 2.29 e 2.30, duas soluções a adoptar em casos de aterro sobre solos moles, e que são: aterro apoiado em colunas; via em laje apoiada em colunas (Fruhauf *et al.*, 2008). Estas colunas podem ser constituídas por betão de cimento ou por betão de cimento com cinzas volantes. O sistema de via em laje apoiada em colunas (Figura 2.30) é uma solução bastante rígida, sendo os assentamentos quase inexistentes. Por isso, e dada a elevada rigidez desta solução, torna-se necessário considerar estruturas de transição entre este sistema de via apoiada em colunas e a via (em laje ou balastrada) apoiada em aterros correntes. A utilização de colunas a suportar a via em laje permite considerar qualquer tipo de material para o corpo de aterro, dado que sobre este apenas actua o seu peso próprio e não as acções que solicitam a via ferroviária (Fruhauf *et al.*, 2008).

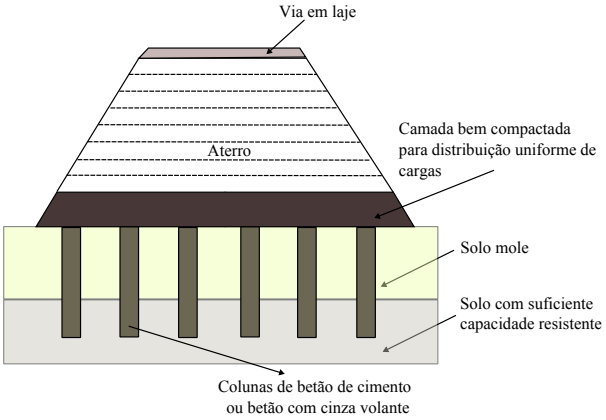


Figura 2.29: Aterro apoiado em colunas

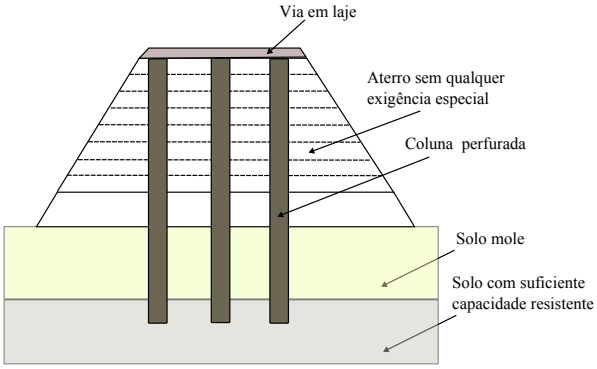


Figura 2.30: Laje apoiada em colunas

Salienta-se que, no Japão, para se evitar a construção de sistemas, como os anteriormente apresentados, a altura dos aterros está limitada a 9 m, e o assentamento máximo admissível da substrutura da via ferroviária, após a construção, é de 30 mm. Estas duas limitações contribuem para que a maioria dos traçados das linhas de alta velocidade apresentem um número considerável de viadutos e túneis (Paixão & Fortunato, 2009).

2.3 Fontes de excitação sobre a via ferroviária

Nesta secção da tese, são descritas as fontes de excitação sobre as vias ferroviárias, fazendo-se distinção entre a excitação originada pelo movimento da carga móvel do veículo sobre uma via perfeita (excitação paramétrica) e a proveniente da existência de irregularidades quer da via, quer do veículo.

2.3.1 Excitação devido à passagem de uma carga móvel sobre carril apoiado em travessas - excitação paramétrica

Dado que, nas vias ferroviárias, o carril está apoiado de maneira discreta sobre as travessas (excepto na via com carril embebido na estrutura), o deslocamento vertical do carril, ao longo do movimento da carga móvel sobre uma via perfeita, apresenta uma evolução sinusoidal cujo comprimento de onda é igual ao dobro do espaçamento entre as travessas. Esta deformação do carril, proveniente do movimento da carga induz uma excitação dinâmica sobre a via, que se denomina paramétrica, cuja frequência f depende do

espaçamento entre travessas e e da velocidade de circulação do veículo V, como se mostra na expressão (2.2):

$$f = \frac{V}{e} \tag{2.2}$$

2.3.2 Excitação devido a irregularidades da via e da roda

Como já foi dito, as irregularidades da via e das rodas dos comboios são uma outra fonte de excitação do sistema via-veículo. Assim, se a via apresentar irregularidades, isto é, se não se encontrar perfeitamente alinhada e nivelada, aqueles defeitos provocam oscilações e vibrações no comboio, induzindo não só desconforto nos passageiros, como também dano nos elementos constituintes da via e do comboio e ainda vibrações nas zonas vizinhas da via (Nielsen *et al.*, 2003; Dahlberg, 2004; Lundqvist, 2005; Lundqvist & Dahlberg, 2005; Dahlberg, 2006).

As irregularidades da via podem ser pontuais ou distribuídas e traduzem-se por: 1) variação do alinhamento da via; 2) variação dos nivelamentos longitudinal e transversal da via; 3) variação da bitola; 4) variação da escala; 5) empeno da via; 6) travessas não apoiadas. Também o carril pode apresentar defeitos, tais como, desgaste ondulatório, defeitos nas juntas, fendilhação, etc.

No Quadro 2.6, indicam-se, em resumo, os tipos de irregularidades da via e do carril, mais frequentes.

Quadro 2.6: Irregularidades da via e do carril

Irregularidades distribuídas	aleatórias	- variação de alinhamento - variação de nivelamento longitudinal - variação de nivelamento transversal - variação de bitola - empeno
	periódicas	- desgaste ondulatório do carril - juntas de carril igualmente espaçadas
Irregularidades isoladas		- indentação do carril - defeito isolado - defeito numa junta do carril - travessa não apoiada

Irregularidades distribuídas da via

As irregularidades distribuídas ao longo da via podem ser aleatórias ou periódicas e são caracterizadas pela amplitude e pelo comprimento de onda do defeito, que pode ser longo, médio ou curto.

Habitualmente, as irregularidades de carácter aleatório caracterizam-se pela soma de vários defeitos periódicos com diferentes amplitudes e comprimentos de onda. Assim, quando uma roda de um veículo circula sobre uma via com irregularidade distribuída e aleatória, gera-se uma excitação que apresenta várias frequências.

No Quadro 2.7, relaciona-se o comprimento de onda de irregularidade da via com o tipo de defeito e as consequências que pode provocar.

Quadro 2.7: Irregularidades da via e do carril e as suas consequências

Gamas de comprimento de onda	Tipo de irregularidade	Consequências
muito pequeno $\lambda < 3$ m	desgaste ondulatório defeitos isolados	ruído e vibrações
pequeno $3 < \lambda < 25$ m	irregularidade da via	redução de segurança
médio $25 < \lambda < 70$ m	irregularidade da via	redução de segurança redução de conforto
longo $70 < \lambda < 200$ m	irregularidade da via	redução de conforto
muito longo $\lambda > 200$ m	geometria vertical da via	redução de conforto

As ***irregularidades distribuídas com comprimento de onda médio e longo*** provocam vibrações nos veículos, que originam desconforto nos passageiros. Estas irregularidades resultam de defeitos de fabrico do carril, variação longitudinal e transversal da rigidez ao longo da via, assentamento da via, etc (Dahlberg, 2004). No que se refere à variação da rigidez da via, esta pode ser devida a: variações longitudinais e transversais da elasticidade do balastro, sub-balastro e fundação ao longo da via (Brenschede, 2000); existência de transições entre plena via e obra de arte; variação de rigidez pelo facto do carril estar apoiado de modo discreto (a via é mais rígida sob as travessas e mais flexível entre esses elementos).

As ***irregularidades distribuídas com comprimento de onda pequeno*** têm influência no comportamento dinâmico do sistema via-veículo e podem dever-se à ocorrência de assentamentos diferenciais da via, à existência de sistemas de fixação soltos, de travessas dançantes, etc (Dahlberg, 2004).

Quanto às ***irregularidades de comprimento de onda muito pequeno***, estas correspondem habitualmente ao desgaste ondulatório do carril, defeito periódico, com comprimento de onda, que pode variar entre entre 30 e 300 mm, segundo Dahlberg (2004) ou entre 25 e 1500 mm, segundo Nielsen *et al.* (2003). Este defeito, que se mostra na Figura 2.31, resulta do desgaste irregular da superfície da cabeça do carril e é visível na forma de zonas alternadas de cor mais clara e brilhante com zonas mais escuras.



Figura 2.31: Desgaste ondulatório num carril (Egana *et al.*, 2006)

Egana *et al.* (2006) referem métodos para evitar o aparecimento de desgaste ondulatório, através da alteração de: 1) características da massa não suspensa dos veículos; 2) contacto roda-carril através de lubrificação no verdugo da roda; 3) características da via como a rigidez das palmilhas ou as características do carril; 4) velocidade de circulação dos comboios. Neste estudo, os autores confirmam que a consideração de palmilhas flexíveis permite diminuir a evolução do desgaste ondulatório e referem ainda que, após o aparecimento do desgaste ondulatório, apenas, o reperfilamento do carril elimina esse defeito.

Grassie (2005) apresenta um trabalho de revisão relativo ao desgaste ondulatório do carril, abordando a origem do fenómeno, os métodos de medição e os modos de tratamento. Em recta ou curvas de elevado raio, o aparecimento do desgaste ondulatório deve-se, a excitação, na área de contacto entre a roda e o carril, com frequência de ressonância *pinned-pinned*. (Grassie, 2005) indica também que o desgaste ondulatório, que se forma em curva, especialmente no carril interior, resulta da diferença entre o atrito roda- carril interior e roda-carril exterior.

Relativamente às técnicas de tratamento do desgaste ondulatório, indica o autor: 1) a consideração de elementos que controlam o coeficiente de atrito, evitando a formação de desgaste; 2) a modificação de veículos, com o objectivo de minimizar forças de tracção sobre carris; 3) o aumento da eficiência de escala, de modo a tentar equilibrar as forças de tracção das duas rodas do rodado; 4) a esmerilagem dos carris, eliminando as irregularidades com comprimento de onda que favoreçam o aparecimento de desgaste ondulatório; 5) a eliminação de irregularidades discretas, para minimizar picos de solicitação dinâmica, assegurando boas ligações soldadas entre carris.

Irregularidades pontuais da via

Sobre as irregularidades pontuais da via, começa por dizer-se que as suas causas são várias, entre as quais, a variação de rigidez da fundação; a existência de aparelhos de mudança de via, aparelhos de dilatação, passagens inferiores; a existência de travessas soltas, etc.

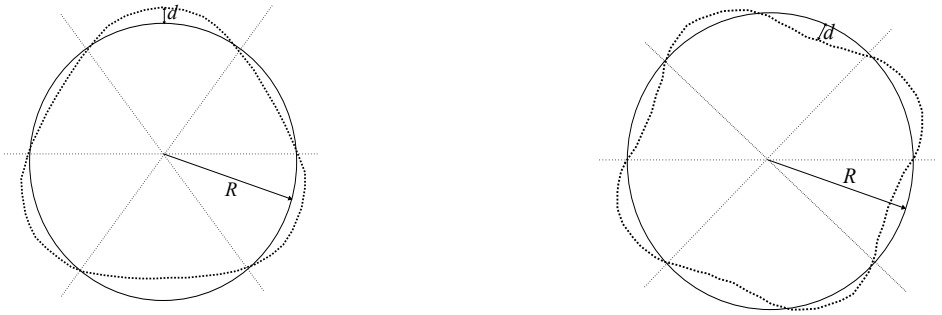
O fenómeno de ***travessas dançantes*** ou travessas soltas, que ocorre apenas em via balastrada, tem sido estudado por vários autores. Lundqvist & Dahlberg (2005) e SUPERTRACK (2005) mostram numericamente que a travessa localizada imediatamente após uma outra não apoiada recebe forças dinâmicas de maior valor do que no caso de todas as travessas apoiadas. O estudo também revela que, para vazios relativamente elevados (da ordem de 1 mm) entre a travessa não apoiada e o balastro, a travessa dançante pode não entrar em contacto com o material granular, mesmo durante a circulação de comboios sobre a via. Estes autores mostram ainda que, no caso de existirem duas travessas não apoiadas, a situação mais desfavorável em termos estruturais é o caso de travessas dançantes alternadas a uma travessa apoiada. Contudo, em termos de cargas de contacto, esta situação parece ser menos desfavorável do que a da existência de uma travessa isolada não apoiada. Por todas estas razões, a norma EN13231-1 (2006) estipula que o número de travessas dançantes deve ser inferior a 5% e proibe a existência de duas travessas dançantes consecutivas, assim como travessas não apoiadas, em desvios, juntas e cruzamentos.

Não são analisadas neste trabalho, as irregularidades pontuais da via, em zonas de desvios e cruzamento de linhas ferroviárias, por serem assunto específico e complexo que, por si só, justificariam um estudo.

Irregularidades das rodas do veículo

Relativamente às irregularidades das rodas, os defeitos mais frequentes são a existência de lisos (ou rodas poligonizadas) e o desgaste ondulatório das rodas.

No que diz respeito ao fenómeno de ***rodas poligonizadas*** do veículo, este resulta de um desgaste irregular da sua superfície de rolamento cuja causa é a abrasão e a deformação plástica, resultante do escorregamento não intencional entre a roda e o carril durante o processo de frenagem (Brenschede, 2000). Este defeito consiste na formação de superfícies lisas nas rodas do veículo - os lisos - habitualmente em número entre 3 e 5 (Figura 2.32).



a) 3 períodos b) 4 períodos

Figura 2.32: Roda poligonizada com 3 e 4 períodos

O número de lisos de roda, juntamente com a velocidade do veículo, induz uma frequência de excitação, cujo valor pode ser avaliado pela expressão (2.3),

$$f_{\text{excitação}} = \frac{V}{iP_{roda}} \tag{2.3}$$

sendo: i, número de lisos; V, velocidade do veículo; P_{roda}, perímetro da roda.

Nielsen e Igeland (1999) analisam a influência da velocidade de circulação dos veículos com rodas poligonizadas na força de contacto roda-carril e verificam que, a partir de certa velocidade, a roda poligonizada do veículo perde, por momentos, o contacto com o carril, ocorrendo contacto apenas posteriormente quando a roda bate, por queda, no carril, o que provoca uma carga de impacto com elevadas frequências de excitação.

Este defeito na roda provoca não só ruído, mas também vibrações verticais no comboio, reduzindo, por um lado, o nível de conforto dos passageiros e aumentando, por outro lado, os níveis de tensão-deformação entre o veículo e a via (Brenschede, 2000).

Nielsen *et al.* (2003) referem, para além do ruído e vibrações a curto prazo, também o risco de fadiga dos materiais e, consequentemente, a redução da vida útil dos elementos que constituem o veículo e a via. Dukkipati & Dong (1999), ao investigarem as características das forças de impacto devido à existência de rodas poligonizadas dos veículos, concluem que a forma e o tamanho do(s) liso(s) das rodas, a carga por eixo, a velocidade do veículo e a rigidez carril-palmilha influenciam, significativamente, o valor das cargas de impacto.

No que concerne ao ***desgaste ondulatório das rodas*** do veículo, é causado este defeito por fenómenos de interacção termo-mecânicos entre as superfícies da roda e do sistema de frenagem com consequências nefastas, essencialmente, na produção de ruído. Nielsen *et al.* (2003) referem que o comprimento de onda do desgaste ondulatório da roda varia entre 50 e 70 mm e que a amplitude deste defeito é aproximadamente de 10 μm.

2.4 Caracterização da qualidade geométrica da via

Segundo a NP-EN-ISO9000 (2005), o conceito de qualidade define-se como o *grau de satisfação de requisitos de um conjunto de características intrínsecas.* No que diz respeito à qualidade geométrica da via, indica-se que as suas *características intrínsecas*, cujos *requisitos* devem ser satisfeitos são: o nivelamento longitudinal, o nivelamento transversal, o alinhamento, a bitola e o empeno. A monitorização da qualidade da geometria da via consiste na avaliação e caracterização destes parâmetros geométricos, devendo ser realizada, periodicamente, por um veículo de inspecção geométrica da via, que se descreve detalhadamente no Capítulo 6.

Relativamente ao nivelamento longitudinal (Figura 2.33), este corresponde, no caso de medição com sistemas inerciais, ao desvio Z_P na direcção z, perpendicular ao plano de rolamento, em consecutivas posições, do eixo de cada carril, em relação a uma linha de referência paralela ao plano de rolamento, calculado em sucessivas medições. É ainda de salientar que o valor medido em cada carril é depois filtrado nas bandas de comprimentos de onda D1 ($3 < \lambda < 25$ m) e D2 ($25 < \lambda < 70$ m).

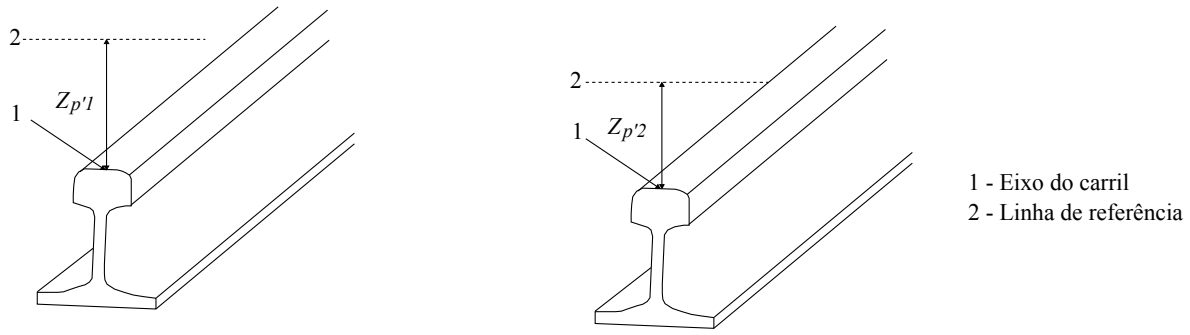


Figura 2.33: Definição de nivelamento longitudinal, adaptado de EN13848-5 (2008)

O nivelamento transversal define-se como a diferença em altura da mesa de rolamento de cada carril, obtida pelo ângulo entre o plano de rolamento e o plano horizontal de referência, e corresponde à dimensão do cateto vertical de um triângulo rectângulo, que tem como hipotenusa um valor de referência representativo da distância entre os eixos dos carris, como se mostra na Figura 2.34.

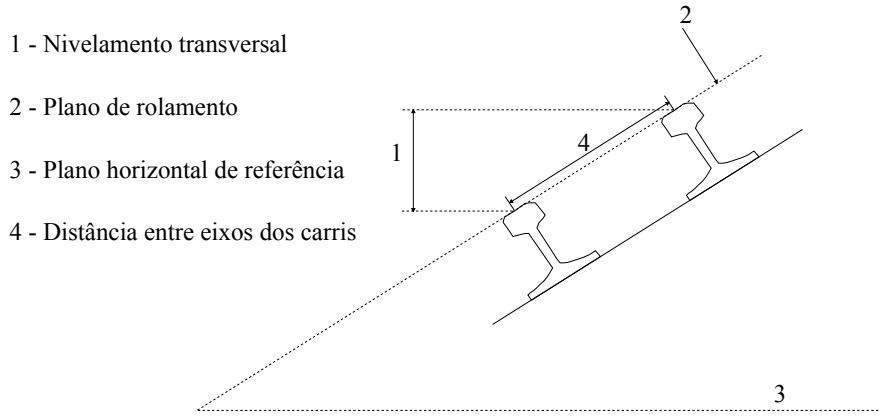


Figura 2.34: Definição de nivelamento transversal, adaptado de EN13848-5 (2008)

Quanto ao alinhamento, este define-se, em cada carril, como o desvio Y_P, na direcção y do plano de rolamento, perpendicular ao eixo do carril (x), em consecutivas posições de P, em relação a uma linha de referência intermédia, como se indica na Figura 2.35. O valor medido em cada carril é depois filtrado nas bandas de comprimentos de onda D1 e D2.

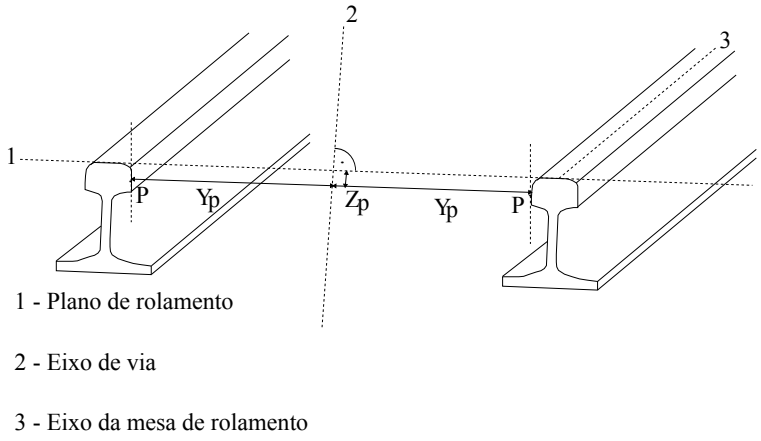


Figura 2.35: Definição de alinhamento, adaptado de EN13848-5 (2008)

Sobre o empeno, há a dizer que este corresponde à diferença de dois nivelamentos transversais numa determinada base de medição, que é habitualmente de 3 m (Figura 2.36).

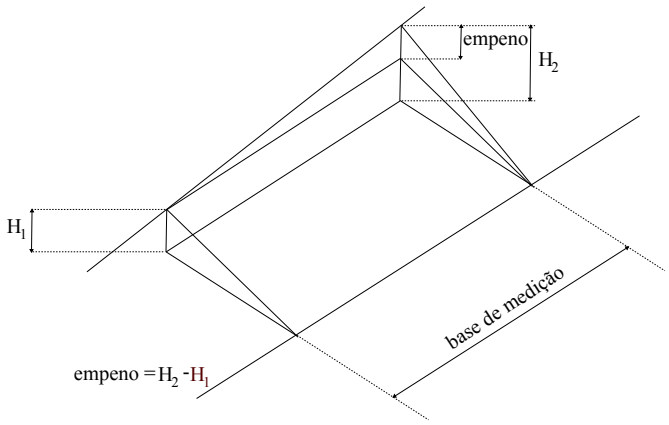


Figura 2.36: Definição de empeno, adaptado de EN13848-5 (2008)

Por fim, refere-se a bitola, que pode ser avaliada em termos pontuais ou médios. Aquela corresponde à menor distância G, entre as faces internas da cabeça de dois carris adjacentes, medida num ponto P a uma distância Z_P do plano de rolamento, que varia entre 0 mm e 15 mm (Figura 2.37). A bitola média representa a média, em 100 m, da diferença entre a bitola pontual e a bitola nominal, isto é, o valor da bitola de referência da linha ferroviária em causa.

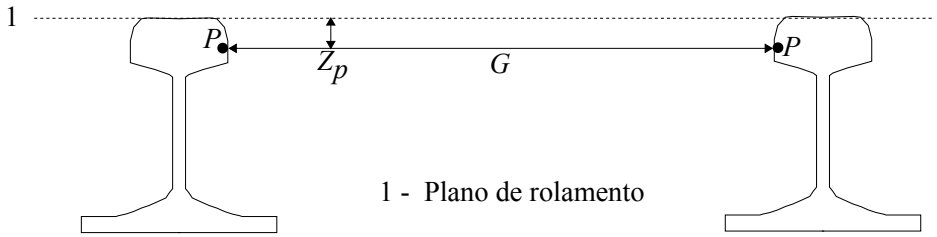


Figura 2.37: Definição de bitola pontual (EN13848-5, 2008)

2.4.1 Limites de alarme: alerta, intervenção e acção imediata

Para caracterizar a qualidade geométrica da via ferroviária, vários documentos, tais como ETI (2002), EN13848-5 (2008) e UIC518 (2005) apresentam, em função da velocidade de circulação do comboio e de três níveis de alarme, os requisitos, ou seja, os valores máximos admissíveis, a satisfazer para cada um dos cinco parâmetros acima referidos. Para vias interoperáveis de alta velocidade, a ETI (2008) aponta os valores limites de amplitude e de desvio padrão para as irregularidades distribuídas e isoladas (ou pontuais) de alinhamento, nivelamentos, de bitola e de empeno, a cumprir, em termos de qualidade de via, para três níveis de acção distintos: segurança, intervenção e alerta. Também a EN13848-5 (2008) e a UIC518 (2005) indicam limites a cumprir para garantir-se a qualidade geométrica das vias ferroviárias.

Em síntese:

- a EN13848-5 (2008) apresenta os valores limite, a respeitar no caso de irregularidades distribuídas e isoladas da via, para três níveis de acção: segurança, intervenção e alerta; esses valores limite referem-se a irregularidade de alinhamento e de nivelamento longitudinal com comprimentos de onda entre 3 e 25 m (gama D1) e entre 25 e 70 m (tipo D2);

- o Anexo D de UIC518 (2005) indica valores limites, para três níveis de qualidade (QN1, QN2 e QN3), a considerar para irregularidades de via com comprimento de onda entre 3 e 25 m (gama D1);

- a ETI (2008) apresenta, para linhas interoperáveis de alta velocidade, os valores limites de empeno, de variação de bitola, de nivelamento transversal e longitudinal e de alinhamento, para os níveis de acção de segurança, intervenção e de alerta.

Respeitante aos níveis de acção, indica-se que o limite de alerta permite definir a periodicidade das acções de manutenção preventiva. No caso do limite de intervenção ser ultrapassado, deve proceder-se a acções correctivas sobre a via, de modo a que o limite de acção imediata não seja atingido antes da inspecção seguinte. Caso o limite de acção imediata seja atingido, o gestor da infraestrutura deve tomar medidas imediatas, tais como, redução da velocidade de circulação, correcção imediata da geometria da via ou seu encerramento provisório, de modo a reduzir o risco de descarrilamento (ETI, 2002).

Nos Quadros 2.8 a 2.11, apresentam-se os valores limites de variação do nivelamento longitudinal da via, indicados pelos três documentos acima referidos, para diferentes gamas de velocidades. Não se expõem, nesta tese, os limites dos restantes parâmetros de qualidade da geometria da via, dado que, neste trabalho, apenas se analisa o comportamento dinâmico, na direcção vertical, de vias ferroviárias de alta velocidade.

Quadro 2.8: Limite do desvio padrão do nivelamento longitudinal (mm), a medir em trechos de 200 m de via, segundo EN13848-5 (2008)

Velocidade (km/h)	Limite de segurança		Limite de intervenção		Limite de alerta	
	D1	D2	D1	D2	D1	D2
$V \leq 80$	-	-	-	-	$2,3 - 3,0$	-
$80 < V \leq 120$	-	-	-	-	$1,8 - 2,7$	-
$120 < V \leq 160$	-	-	-	-	$1,4 - 2,4$	-
$160 < V \leq 220$	-	-	-	-	$1,2 - 1,9$	-
$220 < V \leq 300$	-	-	-	-	$1,0 - 1,5$	-

Quadro 2.9: Limite do desvio padrão do nivelamento longitudinal (mm), a medir em trechos de 200 m de via, segundo ETI (2008)

Velocidade (km/h)	Nível de Qualidade	
	QN1	QN2
$V \leq 80$	$2,3$	$2,6$
$80 < V \leq 120$	$1,8$	$2,1$
$120 < V \leq 160$	$1,4$	$1,7$
$160 < V \leq 200$	$1,2$	$1,5$
$200 < V \leq 300$	$1,0$	$1,3$

Quadro 2.10: Valor máximo de pico, em relação à média, do nivelamento longitudinal (mm), segundo EN13848-5 (2008).

Velocidade (km/h)	Limite de segurança		Limite de intervenção		Limite de alerta	
	D1	D2	D1	D2	D1	D2
$V \leq 80$	29	-	$16-20$	-	$12-18$	-
$80 < V \leq 120$	26	-	$12-18$	-	$10-16$	-
$120 < V \leq 160$	24	-	$10-17$	-	$8-15$	-
$160 < V \leq 220$	20	33	$9-14$	$18-23$	$7-12$	$14-20$
$220 < V \leq 300$	17	28	$8-12$	$16-20$	$6-10$	$12-18$

Quadro 2.11: Valor máximo de pico, em relação à média, do nivelamento longitudinal (mm), segundo ETI (2008).

Velocidade (km/h)	Nível de Qualidade	
	QN1	QN2
$V \leq 80$	12	16
$80 < V \leq 120$	8	12
$120 < V \leq 160$	6	10
$160 < V \leq 200$	5	9
$200 < V \leq 300$	4	8

NOTA: O nível de qualidade QN3 é obtido multiplicando os valores referentes a QN2 por $1,3$.

2.5 Conclusões

Neste capítulo, são caracterizadas as vias ferroviárias balastrada e em laje, apresentando-se as principais diferenças entre os dois sistemas quanto a características geométricas e mecânicas. Depois, são descritas as fontes de excitação sobre a via ferroviária e, for fim, indicado o modo de avaliação da qualidade geométrica de vias ferroviárias.

Da revisão bibliográfica, apresentada neste capítulo, relativa à caracterização das vias ferroviárias e às fontes de excitação sobre a via, salientam-se, então, os seguintes aspectos:

- a via balastrada tem vantagens em relação à via em laje tais como: 1) a maior flexibilidade de construção, reparação e manutenção; 2) o melhor conhecimento dos custos de ciclo de vida e duração; 3) a maior eficiência na atenuação de ruídos e vibrações; 4) a possibilidade de reutilização do balastro; 5) a facilidade em modificações do traçado;

- a via em laje tem vantagens, em relação à via balastrada, das quais se salientam: 1) o menor risco de descarrilamento; 2) a facilidade de acesso à via de veículos não ferroviários, em caso de emergência; 3) a maior vida útil da via; 4) a redução da largura das banquetas; 5) a redução da altura/diâmetro dos túneis; 6) o aumento de velocidade de tráfego de veículos em zonas de fundação em solos fracos, cuja densidade e rigidez provocam velocidade crítica baixa; 7) a possibilidade de um melhor ajuste dos sistemas de fixação, em casos de substituição de carris; 8) o melhor controlo do desgaste ondulatório do carril; 9) a resistência lateral da via elevada;

- a via balastrada clássica pode apresentar algumas variantes: via apoiada sobre camada betuminosa ou sobre camada em betão pobre; via com travessa-pórtico; via balastrada com travessas apoiadas em palmilhas elásticas; via balastrada com geossintético sob a camada de sub-balastro;

- a rigidez vertical das palmilhas aplicadas entre o carril e as travessas de betão, numa via balastada, deve apresentar um valor entre 40 e 450 kN/mm, e, na via em laje, essa rigidez deve ser inferior a 150 kN/mm;

- o módulo de deformabilidade da plataforma de fundação em vias balastradas deve ser superior a 80 MPa - plataforma do tipo P3 (cf. p. 22);

- os sistemas de via em laje distinguem-se quanto ao tipo de fixação do carril; ao modo de execução da laje de betão; ao número de níveis resilientes; à natureza e tipo de fundação.

- a consideração de sistemas de via em laje em aterros de elevada altura ou sobre solos de fundação com reduzida capacidade resistente exige a adopção de soluções de reforço, tais como: aterro apoiado em colunas; via em laje apoiada em colunas; grelhas de geossintético na base do aterro;

- a interacção dinâmica entre o veículo e a via depende de vários factores, tais como: as características da via; as características do veículo; a qualidade geométrica da via e das rodas do veículo; a velocidade de circulação dos comboios; o diâmetro das rodas; etc;

- as fontes de excitação da via ferroviária são o movimento da carga móvel do veículo s (excitação paramétrica) e as irregularidades quer da via, quer do veículo;

- a frequência de excitação paramétrica da via depende da velocidade de circulação do comboio e do espaçamento entre travessas;

- as irregularidades da via ou da roda são caracterizadas pela sua amplitude e comprimento de onda e originam cargas dinâmicas sobre a via com diferentes frequências de excitação.

No que diz respeito à caracterização geométrica da via, esta é feita através da análise de vários parâmetros geométricos (nivelamento longitudinal, nivelamento transversal, alinhamento, empeno e bitola), medidos em campanhas de inspecção periódica. Os parâmetros medidos são depois comparados com os limites de alerta, de intervenção e de acção imediata, indicados em vários documentos, de modo a avaliar o nível de qualidade geométrica da via ferroviária.

Capítulo 3

O sistema via-veículo: modelos de interacção dinâmica

3.1 Introdução

Neste capítulo, descrevem-se os modelos de interacção dinâmica do sistema via-veículo, caracterizando-se, separadamente, os modelos da via, do veículo, de contacto e de irregularidades.

Segundo o Dicionário da Academia das Ciências de Lisboa (2001), um modelo é um «sistema físico, matemático ou lógico que representa as estruturas essenciais de uma realidade permitindo compreendê-la ou reproduzi-la». Por isso, também no que diz respeito ao sistema ferroviário via-veículo, a definição do modelo estrutural do sistema e a escolha do método de cálculo dependem dos objectivos da investigação que se pretende executar, ou seja, dos aspectos que se pretendem «compreender» e «reproduzir».

No que diz respeito aos métodos de cálculo, começa-se por distinguir os analíticos dos numéricos. Aqueles baseiam-se em hipóteses simplificadas que não traduzem habitualmente a totalidade da realidade. No início, tratavam-se só de metodologias de formulação estática. Posteriormente, foram definidos métodos analíticos para a resolução de problemas dinâmicos. No entanto, estas metodologias de cálculo apenas são válidas em análise linear, como refere Chopra (1995), não podendo ser aplicadas em problemas com não linearidade geométrica ou material.

Os métodos numéricos de cálculo são técnicas que permitem obter uma solução aproximada dos problemas, que possam ser representados por um modelo matemático. Neste grupo de metodologias de cálculo, inserem-se os métodos por elementos finitos, por elementos discretos, por elementos de contorno, etc.

O método numérico de elementos finitos é muito versátil e tem aplicação na resolução de quase todos os problemas de engenharia, incluindo cálculos estáticos, dinâmicos, de comportamento térmico, entre outros. A sua utilização tem vindo a ser cada vez mais frequente, dado os rápidos avanços computacionais.

Os métodos numéricos de elementos discretos são uma abordagem de cálculo capaz de descrever o comportamento de corpos e de materiais descontínuos (como o balastro), a partir da análise do movimento de cada partícula definida por um elemento discreto. Deste modo, o método de cálculo baseado em elementos discretos permite uma modelação ainda mais realista do que a fornecida pelo método dos elementos finitos, porque modela os materiais, recorrendo às propriedades físicas das suas partículas, tais como a forma, a angulosidade e a distribuição do tamanho das partículas, o grau de compactação e o coeficiente de atrito entre partículas, podendo, por isso, ser, a longo prazo, um método complementar ao de cálculo por elementos finitos.

Em certos cálculos numéricos, a adopção de elementos de contorno pode apresentar algumas vantagens em relação à utilização de elementos finitos, dado que a discretização da estrutura naquele método é realizada apenas no seu contorno e não na totalidade da estrutura, reduzindo assim o número de incógnitas (Katsikadelis, 2002). Tendo em conta esta vantagem numérica, alguns autores, como Galvín (2007) e O'Brian & Rizos (2005), têm definido metodologias de acoplamento de elementos finitos com elementos de contorno, no domínio do tempo, de modo a considerar a interacção solo - estrutura ferroviária na resolução de problemas de propagação de ondas.

Sobre o cálculo dinâmico de estruturas, há que referir que este pode ser feito no domínio do tempo ou da frequência. O cálculo dinâmico no domínio da frequência é, de um modo geral, mais rápido do que o cálculo no domínio do tempo, no entanto, não permite atender à não linearidade geométrica e material da estrutura.

Salienta-se que no âmbito desta tese, consideram-se modelos definidos, exclusivamente, por elementos finitos, para avaliação do comportamento dinâmico do sistema via-veículo, na direcção vertical, no domínio do tempo.

A seguir a esta introdução, na secção 3.2, descrevem-se os modelos de via ferroviária, caracterizando-se os referentes ao carril, às palmilhas, às travessas, aos materiais granulares das vias balastradas (balastro, sub-balastro e solo da fundação), à laje dos sistemas de via não balastrada. Posteriormente, na secção 3.3, apresentam-se os modelos que permitem simular o veículo ferroviário em duas ou três dimensões. Depois, na secção 3.4, abordam-se os modelos de interacção de contacto entre a roda e o carril e, na secção 3.5, a modelação das irregularidades da via e da roda. Por fim, na secção 3.6, apresentam-se as conclusões deste capítulo.

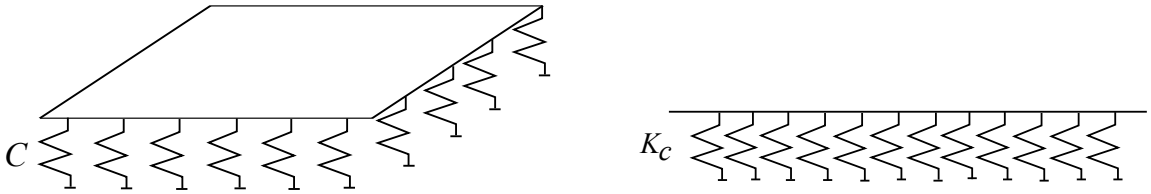
3.2 Modelos da via ferroviária

Na modelação de qualquer via ferroviária, quer seja balastrada ou em laje, é habitual considerar que a via apresenta periodicidade no espaço. No entanto, a realidade é diversa, porque existem fenómenos que alteram essa periodicidade, tais como, a heterogeneidade do balastro e da fundação, a existência de vazios entre travessas e balastro, a variação do espaçamento entre travessas, em curvas, desvios, etc. Para além da não periodicidade do sistema ferroviário, Popp *et al.* (1999) indicam como principais problemas na modelação da via ferroviária a complexidade do comportamento dos materiais que a constituem, o elevado número de contacto entre os vários componentes da via e a elevada extensão da estrutura.

Os modelos de via ferroviária, definidos por elementos finitos, podem ser bidimensionais ou tridimensionais. Os primeiros são utilizados quando se pretende avaliar o comportamento da estrutura, numa direcção priveligiada como, por exemplo, a resposta dinâmica do conjunto via-veículo na direcção vertical. Os modelos tridimensionais permitem analisar a estrutura, nas direcções vertical, longitudinal e transversal.

De um modo geral, podem classificar-se os modelos bidimensionais da via ferroviária em carril apoiado em meio elástico (viga de Winkler), ou carril apoiado de modo discreto sobre as travessas.

Sobre o modelo de viga de Winkler, indicado na Figura 3.1, note-se que se trata de um modelo muito simples, dado ser representado apenas pelo carril e por molas, que simulam, de um modo contínuo, a rigidez (equivalente) de todos os elementos sob o carril. Nesta Figura, os parâmetros indicados são o módulo da fundação C e a rigidez contínua do apoio K_c.



a) rigidez da via por unidade de superfície b) rigidez da via por unidade de comprimento

Figura 3.1: Modelos de via sobre meio elástico

No que diz respeito aos modelos bidimensionais com carril apoiado de modo discreto, estes podem apresentar diversos graus de complexidade, em função do tipo de análise dinâmica, que se pretende efectuar, e da quantidade de informação sobre os elementos constituintes da via. Na Figura 3.2, apresenta-se o modelo mais simples que considera o carril apoiado de modo discreto sobre molas, com espaçamento e. O parâmetro k traduz a rigidez de todos os elementos da via subjacentes ao carril.

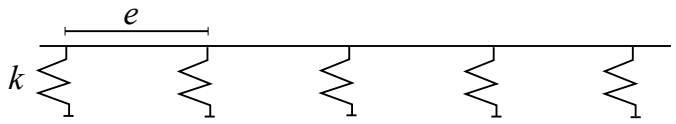


Figura 3.2: Modelo de via com apoios discretos

Veja-se, que neste modelo, a rigidez vertical discreta k pode ser definida a partir da rigidez vertical contínua do modelo de viga de Winkler K_c, como é indicado na expressão (3.1):

$$k = K_c \times e \tag{3.1}$$

Em síntese, a rigidez do apoio do carril pode ser definida por três modos distintos, consoante o tipo de modelo de via adoptado:

- C, módulo da fundação ou do apoio: rigidez vertical da via por unidade de superfície, que traduz o deslocamento vertical da via devido a uma pressão aplicada numa determinada área da via;
- K_c, rigidez contínua do apoio: rigidez vertical da via por unidade de comprimento, que considera o carril como sendo uma via infinita apoiado sobre uma fundação elástica contínua;

- k, rigidez discreta do apoio : rigidez vertical da via em cada apoio, que considera o carril como sendo uma via infinita apoiado de modo discreto sobre apoios elásticos.

Dado que a rigidez discreta do apoio do carril k, indicada na Figura 3.2, traduz a rigidez vertical da via em cada apoio, ela pode ser avaliada, a partir da rigidez vertical dos vários elementos constituintes da via, como se indica na expressão (3.2),

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_{sb}} + \frac{1}{k_f} \tag{3.2}$$

sendo: k, rigidez discreta do apoio; k_p, rigidez da palmilha; k_b, rigidez do balastro; k_{sb}, rigidez do sub-balastro; k_f, rigidez da fundação.

Note-se que a utilização da rigidez discreta do apoio da via é inadequada para modelar a via ferroviária em laje. Para este tipo de sistemas de via, sugere-se, como modelo simplificado, a adopção do modelo de viga de Winkler, indicado na Figura 3.1.

Ainda sobre os modelos com carril apoiado de modo discreto, apresenta-se, na Figura 3.3, um modelo que considera, ao contrário do apresentado na Figura 3.2, os vários elementos constituintes da via.

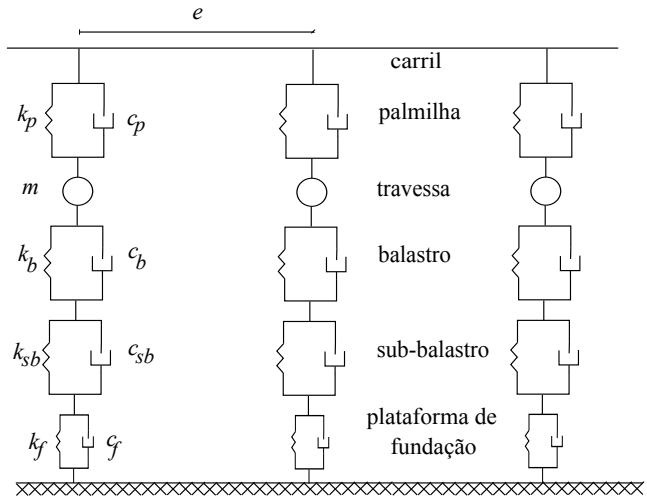


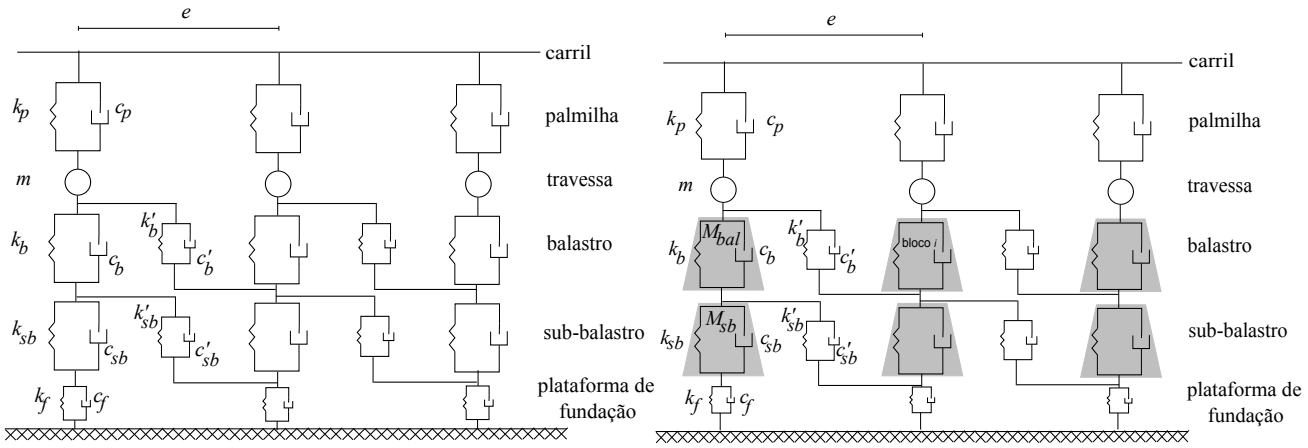
Figura 3.3: Modelo de via balastrada com apoios discretos

Para interpretação da Figura 3.3, refere-se que os parâmetros indicados são: k_p e c_p, respectivamente, a rigidez e o amortecimento discretos da palmilha; m, massa da travessa; k_b e c_b, respectivamente, a rigidez e o amortecimento discretos do balastro; k_{sb} e c_{sb}, respecti-

vamente, a rigidez e o amortecimento discretos do sub-balastro; k_f e c_f, respectivamente, a rigidez e o amortecimento discretos da fundação; e, espaçamento entre apoios.

Apesar dos modelos das Figuras 3.2 e 3.3 não permitirem atender à continuidade longitudinal dos elementos da via subjacentes às travessas, podem ser aplicados, na modelação de vias balastradas, como modelos simplificados.

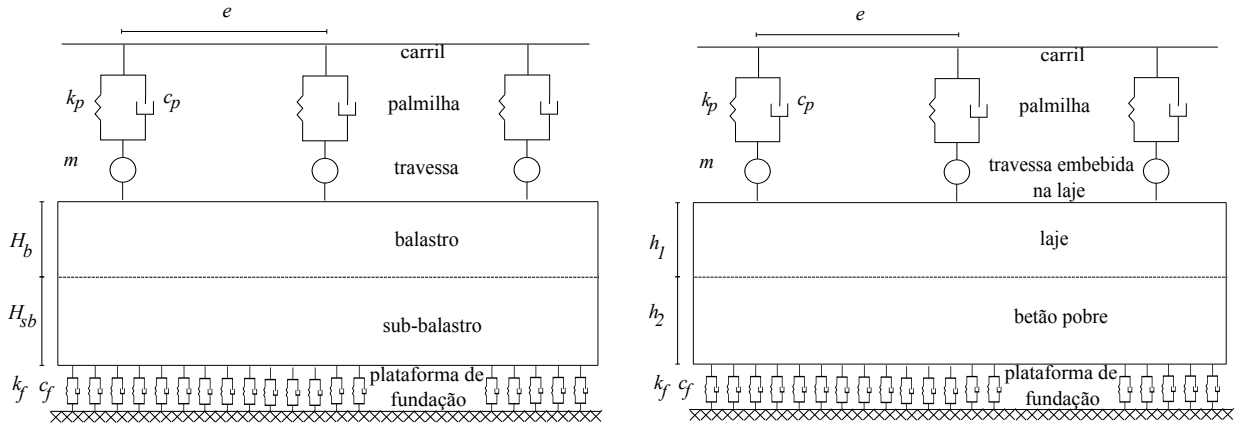
Para atender à continuidade longitudinal quer das camadas granulares da via balastrada, quer da laje de betão da via não balastrada, pode considerar-se um dos modelos, a seguir apresentados, na Figuras 3.4 e 3.5. Na Figura 3.4, para além dos parâmetros indicados anteriormente na apresentação da Figura 3.3, considera-se ainda: M_{bal}, massa pontual do bloco de balastro; k'_b e c'_b, respectivamente, a rigidez e o amortecimento do balastro na direcção longitudinal; k'_{sb} e c'_{sb}, respectivamente, a rigidez e o amortecimento do sub-balastro na direcção longitudinal.



a) elementos de barra b) elementos de barra e massa pontual

Figura 3.4: Modelos para via balastrada com continuidade longitudinal das camadas granulares por elementos de barra (Sun & Dhanasekar, 2002)

Nos modelos da Figura 3.4, a continuidade é definida por molas e amortecedores na direcção longitudinal. Os dois modelos distinguem-se apenas pela consideração ou não de massas pontuais no balastro e sub-balastro. A definição da rigidez, vertical e longitudinal, e da massa dos blocos de balastro e de sub-balastro, é apresentada adiante, na p. 70.



a) via balastrada b) via em laje

Figura 3.5: Modelos de via com continuidade longitudinal por elementos de estado plano de tensão

Quanto aos modelos indicados na Figura 3.5, a continuidade longitudinal quer das camadas granulares da via balastrada, quer da laje betão na via não balastrada, é definida pela consideração de elementos finitos de estado plano de tensão.
Na Figura 3.5, os parâmetros H_b e H_{sb} correspondem, respectivamente, à espessura das camadas de balatro e sub-balastro, e os parâmetros h_1 e h_2, às espessuras da laje de betão e da camada de betão pobre.

Relativamente aos modelos 3D da via, como o esquematizado na Figura 3.6, estes são bastante mais complexos que os bidimensionais e são considerados em análises globais do comportamento da estrutura, nas quais se pretende avaliar, por exemplo, a resposta estrutural da via e da fundação nas três direcções espaciais; a influência da heterogeneidade da via no seu comportamento nas direcções longitudinal ou transversal; o comportamento da via em curva ou em desvios; o comportamento dinâmico da via em zonas de juntas, aparelhos de via; etc.

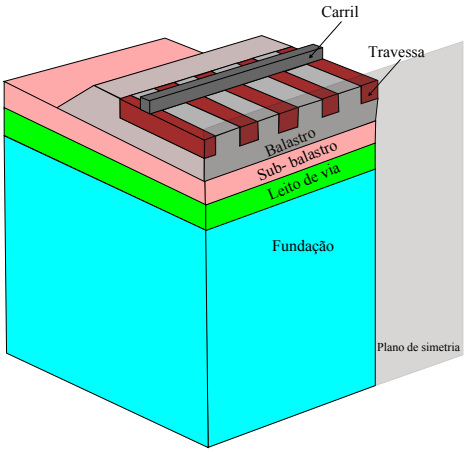


Figura 3.6: Modelo tridimensional de via balastrada (com simetria)

É de salientar que há também modelos do tipo 2,5 D, habitualmente considerados no estudo da propagação das vibrações pelas zonas envolventes a vias ferroviárias. Nesta metodologia de cálculo, considera-se que as características geométricas e mecânicas do modelo são invariantes numa direcção e que a fonte de excitação gera uma resposta tridimensional. Estes modelos não são descritos nesta tese, por não se inserirem no seu âmbito, no entanto, como exemplos de aplicação dos modelos 2,5 D, veja-se os trabalhos de Yang & Hung (2001); Sheng *et al.* (2006); Costa *et al.* (2010), entre outros.

Feita a descrição dos modelos de via mais usuais em cálculo dinâmico, apresentam-se os aspectos mais relevantes da modelação, por elementos finitos, dos componentes que constituem a via ferroviária.

3.2.1 Modelo estrutural do carril

O carril pode ser modelado tanto bidimensional, como tridimensionalmente, por elementos do tipo viga Euler-Bernoulli (EB), ou viga Rayleigh-Timoshenko (RT). No primeiro caso, apenas se tem em conta a flexão do carril; na teoria RT acrescenta-se a deformação por corte dos carris (Dahlberg, 2006). A formulação de Euler-Bernoulli é uma simplificação da de Rayleigh-Timoshenko e é a mais utilizada.

Quanto à escolha do tipo de elementos de viga (EB ou RT), para a modelação do carril, Man (2000), Andersson (2003) e Dahlberg (2006) referem que, na gama de frequências de excitação mais baixas, as vibrações do carril são bem calculadas, considerando a modelação do carril por elementos de viga Euler-Bernoulli. No entanto, para frequências

mais elevadas, torna-se necessário adoptar elementos de viga Rayleigh-Timoshenko na modelação do carril. Neste caso, na sua modelação, deve considerar-se, sempre que possível, valores de corte diferentes para diferentes gamas de frequências, de modo a representar melhor a realidade (Dahlberg, 2006). Assim, o tipo de elemento de viga para simular o carril deve ser adequado à gama de frequências de excitação em causa. Man (2002) mostra que, em cálculo estático ou dinâmico até frequências da ordem de 300 Hz, a diferença de resultados obtidos com os dois modelos é muito reduzida.

Em cálculo tridimensional, para além de elementos viga, o carril pode ser também modelado por elementos finitos do tipo sólido, que permitem avaliar não só extensões (e tensões) em três direcções ortogonais, assim como distorções.

Em síntese, a escolha do modelo mais adequado para o carril depende da direcção e da gama de frequências de excitação. Segundo Andersson (2003), no caso de excitação vertical, pode adoptar-se a teoria de viga para frequências até 1000 Hz:

- viga do tipo Euler Bernoulli, em cálculo estático e dinâmico para frequências entre 0 e 500 Hz, dado que a deformação por corte pode ser desprezada;

- viga do tipo Rayleigh-Timoshenko, em cálculo dinâmico para frequências entre 500 e 1000 Hz.

Este autor indica ainda que, no caso de excitação lateral, o carril está sujeito, mesmo a baixas frequências de excitação, não só a flexão, como também a torção, pelo que deve utilizar-se, para frequências até 500 Hz, elementos viga do tipo Rayleigh-Timoshenko, ou elementos sólidos. Para frequências superiores a 500 Hz, deve modelar-se os banzos do carril por elementos do tipo viga Rayleigh-Timoshenko, ou laje e a alma, por elementos tipo viga RT.

3.2.2 Modelo estrutural das palmilhas

Sobre o comportamento das palmilhas, começa por referir-se que ele é complexo, dado depender, não só da solicitação, como também da frequência, da pré-carga e da temperatura.

No que diz respeito à não linearidade do comportamento das palmilhas com a solicitação, Wu & Thompson (2003b) afirmam que, em palmilhas de rigidez elevada, a força em

compressão aumenta com o deslocamento da palmilha, de modo exponencial, como se mostra na expressão (3.3),

$$f_p = \frac{k_0}{t}(e^{tx_p} - 1) \tag{3.3}$$

sendo: f_p, carga sobre a palmilha; k_0, rigidez da palmilha sem carga; t, taxa de crescimento, x_p, deslocamento da palmilha em compressão.

Assumindo-se que, como indicam Wu & Thompson (2003b), a rigidez das palmilhas k_p aumenta linearmente com a carga e que $k_p = \frac{df_p}{dx_p}$, então, a sua evolução em função da carga e do deslocamento da palmilha traduz-se, respectivamente, pelas expressões (3.4) e (3.5):

$$k_p = k_0 + tf_p \tag{3.4}$$

$$k_p = k_0 e^{tx_p} \tag{3.5}$$

No que concerne à dependência do comportamento das palmilhas com a frequência, cita-se um trabalho experimental de Bruni & Collina (2000), no qual os autores verificam que tanto para reduzidas, como para frequências elevadas, a rigidez da palmilha (k_p) aumenta com o aumento da frequência (f), e que o amortecimento deste elemento (c_p) diminui, com o aumento da frequência, para frequências até 100 Hz. Bruni & Collina (2000) constatam também que o tempo de relaxação[1] η aumenta ainda que, ligeiramente, com o aumento da frequência até 200-300 Hz, mantendo-se aproximadamente constante para valores superiores a 300 Hz. Para reproduzir-se o comportamento das palmilhas, consideram-se usualmente modelos reológicos. Nesta tese, descrevem-se apenas dois deles: o de Kelvin e o de Poynting-Thomson. Há a referir que, neste trabalho, considera-se o modelo estrutural da palmilha, e não o modelo do sistema de fixação carril-travessa, porque o sistema de aperto (que, em conjunto com a palmilha constituem o sistema de fixação) não tem influência significativa na rigidez e no amortecimento do conjunto.

O modelo de Kelvin é a abordagem mais simples e, por isso, a mais usual para simular o comportamento estrutural das palmilhas. Este modelo, indicado no Quadro 3.1, pode representar-se por um conjunto formado por uma mola e um amortecedor em paralelo, que simulam a rigidez e o amortecimento da palmilha.

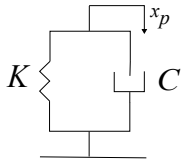
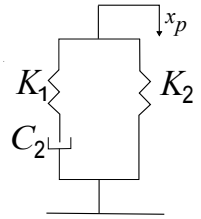
[1] O tempo de relaxação η é definido pela expressão:

$$\eta = \frac{2\pi f c_p}{k_p} \tag{3.6}$$

O modelo de Poynting-Thomson, mais complexo, está também apresentado no Quadro 3.1. Permite considerar, adicionalmente, a dependência da rigidez e do amortecimento das palmilhas com a frequência de excitação, através do parâmetro n. No entanto, deve referir-se que, neste modelo, a definição dos parâmetros K_1, K_2 e C_2, que caracterizam o comportamento das palmilhas, é bastante complexa, razão pela qual a sua utilização é menos usual do que a do modelo de Kelvin.

No Quadro 3.1, indicam-se as expressões que permitem avaliar a rigidez e o amortecimento globais do modelo de Poynting-Thomson a partir dos parâmetros K_1, K_2 e C_2. Sobre estes três parâmetros, Man (2002) indica os valores referentes a palmilhas adoptadas pela Deutsche Bahn, nas suas linhas ferroviárias: $K_1 = 164$ kN/mm, $K_2 = 396$ kN/mm e $C_2 = 89$ kNs/m.

Quadro 3.1: Modelos de Kelvin e de Poynting-Thomson para palmilhas

Modelo	Esquema	Rigidez e amortecimento globais do modelo
Kelvin		Amortecimento viscoso: C Rigidez: K
Poynting-Thomson		Amortecimento viscoso: $C = \alpha C_2 \frac{\overline{z}^2}{n^2}$ Rigidez: $K = K_1 + \alpha K_2$ sendo: $\alpha = \frac{n^2}{n^2+\overline{z}^2}$; $n = 2\pi f$; $\overline{z} = \frac{K_2}{C_2}$

x_p, deslocamento da palmilha, em compressão;
K_1 e K_2, rigidez das molas (independentes da frequência);
C_2, amortecimento (dependente da frequência); f, frequência.

A partir do modelo clássico de Poynting-Thomson, Man (2002) propõe um modelo melhorado para atender à influencia da pré-carga no comportamento não linear da palmilhas. Assim, segundo este autor, a rigidez global do modelo K é definida pela expressão (3.7), e o amortecimento global C, pela expressão (3.8).

Caso não se pretenda considerar o efeito da pré-carga, adopta-se os parâmetros β_i igual à unidade, obtendo-se as expressões indicadas no Quadro 3.1, ou seja, as expressões do modelo de Poynting-Thomson,

$$K = K_1\beta_1 + \alpha K_2\beta_2 \tag{3.7}$$

$$C = \alpha C_2 \frac{\overline{z}^2}{n^2}\beta_3 \tag{3.8}$$

sendo: $\beta_{1,2,3} \in \left\{(1 + \frac{P}{P_0})^x, 1\right\}$, coeficientes de pré-carga; P, pré-carga; P_0 , pré-carga de referência; x, factor para ter em conta a influência da pré-carga.

Quanto ao comportamento longitudinal e rotacional das palmilhas, informa-se que, até ao momento, há pouca investigação nesta área (Popp *et al.*, 1999; Man, 2002).

3.2.3 Modelo estrutural das travessas

No caso de análise bidimensional, as travessas podem ser modeladas por uma das seguintes maneiras: 1) corpos rígidos ou massas pontuais; 2) elementos de viga EB ou RT; 3) elementos discretos, constituídos por mola, amortecedor e massa pontual, como considera Sun & Dhanasekar (2002).

Relativamente à modelação das travessas por corpos rígidos, Fröhling (1997) afirma que ela é adequada, no cálculo dinâmico da via para frequências até 1000 Hz. No caso de serem adoptados elementos de viga para modelar as travessas, a consideração de elementos RT permite considerar a deformação por corte, ao contrário da modelação por elementos de viga EB. Mas, para uma modelação mais rigorosa com elementos de viga, deve considerar-se elementos do tipo Rayleigh-Timoshenko com espessura variável de secção.

No caso de cálculo tridimensional, as travessas podem ser definidas, para além de elementos de viga EB ou RT, por elementos finitos do tipo sólido.

3.2.4 Modelo estrutural do balastro, sub-balastro e fundação

Como já foi dito, o balastro, o sub-balastro e a fundação podem ser modelados de modo contínuo ou discreto. Em análises 2D, a continuidade dos materiais granulares pode ser definida por elementos barra, na direcção longitudinal, ou por elementos de estado plano de tensão, como já se mostrou nas Figuras 3.4 e 3.5. Em análises 3D, a continuidade longitudinal dos materiais granulares da via balastrada pode ser considerada através de elementos sólidos.

Nos modelos definidos por elementos de estado plano de tensão ou por elementos sólidos, o balastro, o sub-balastro e a fundação são caracterizados através dos respectivos módulos de deformabilidade, amortecimentos, coeficientes de Poisson e densidades.

Nos modelos que consideram elementos de barra, para modelar os materiais granulares, a rigidez vertical das molas é definida a partir das características geométricas e mecânicas destes materiais, que se indicam na Figura 3.7 e que são: θ_b, ângulo de atrito do balastro; θ_{sb}, ângulo de atrito do sub-balastro; L_s, comprimento da área de suporte (travessa); B_s, largura da área de suporte; H_b, espessura da camada de balastro; H_{sb}, espessura da camada de sub-balastro.

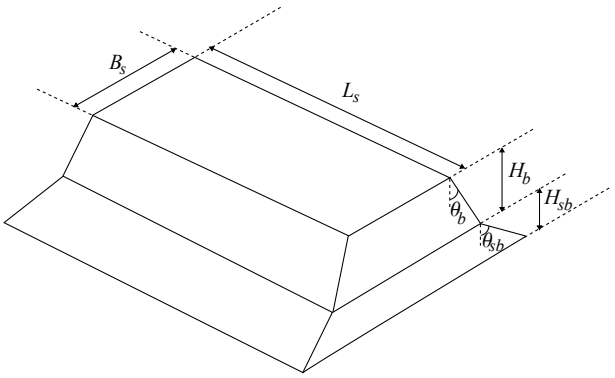


Figura 3.7: Modelo de balastro e sub-balastro (Sun & Dhanasekar, 2002)

Sun & Dhanasekar (2002), referindo-se a um trabalho de Ahlbeck *et al.* (1995)[2], apresentam as expressões (3.9), (3.10) e (3.11), para definirem, respectivamente, a rigidez dos blocos generalizados i de balastro, sub-balastro e fundação, já indicados na Figura 3.4,

$$k_b = \frac{2 \tan \theta_b (L_s - B_s) E_b}{\ln[\frac{L_s (2 \tan \theta_b H_b + B_s)}{B_s (2 \tan \theta_b H_b + L_s}))]} \tag{3.9}$$

$$k_{sb} = \frac{2 \tan \theta_{sb} (L_s - B_s) E_{sb}}{\ln[\frac{(2 \tan \theta_b H_b + L_s)(2 \tan \theta_{sb} H_{sb} + 2 \tan \theta_b H_b + B_s)}{(2 \tan \theta_b H_b + B_s)(2 \tan \theta_{sb} H_{sb} + 2 \tan \theta_b H_b + L_s)}]} \tag{3.10}$$

$$k_f = E_f (2 \tan \theta_{sb} H_{sb} + 2 \tan \theta_b H_b + L_s)(2 \tan \theta_{sb} H_{sb} + 2 \tan \theta_b H_b + B_s) \tag{3.11}$$

sendo: E_b , módulo de elasticidade do balastro, em Pa; E_{sb} , módulo de elasticidade do sub-balastro, em Pa; E_f , módulo de elasticidade da fundação, em Pa/m.

No que diz respeito à rigidez e amortecimento dos elementos barra na direcção longitudinal (k'_b, k'_{sb}, c'_b e c'_{sb}, indicados na Figura 3.4), que simulam a continuidade dos materiais granulares, Sun & Dhanasekar (2002) afirmam que o valor daquelas grandezas não influencia a resposta dinâmica, na interacção entre a via e o veículo, e sugerem que esses valores correspondam a 30% da rigidez e do amortecimento verticais.

Opcionalmente, pode associar-se aos elementos de barra, que representam o balastro e o sub-balastro, uma massa pontual. As expressões (3.12) e (3.13), indicadas por Sun & Dhanasekar (2002), permitem definir, respectivamente, a massa dos blocos de balastro e de sub-balastro, através do conhecimento das massas volúmicas do balastro e sub-balastro, respectivamente, ρ_b e ρ_{sb}.

$$M_{bal} = \rho_b [L_s B_s + H_b \tan \theta_b (L_s + B_s) + 4/3 \, H_b^2 \tan^2 \theta_b] \tag{3.12}$$

$$M_{sb} = \rho_{sb} [(L_s + 2 \tan \theta_b)(B_s + 2 \tan \theta_b) + H_{sb} \tan \theta_{sb} (L_s + B_s + 4 \tan \theta_b) + 4/3 \, H_{sb}^2 \tan^2 \theta_{sb}] \tag{3.13}$$

3.2.5 Modelo estrutural da laje de betão

Em vias não balastradas, a laje de betão pode ser definida, em 2D, por elementos viga ou por elementos de estado plano de tensão.

[2]Ahlbeck, D.R., Meacham, H.C., Prause, R.H. (1995) «The development of analylical models for railroad track dynamics.», *Proc. Symposium on Railroad Track Mech*, Pergamon Press, Oxford, pp. 239-263.

Em cálculos tridimensionais, adopta-se habitualmente elementos de laje para modelar este elemento estrutural da via.

3.3 Modelos de veículo

Conforme o tipo de análise dinâmica, que se pretende executar, os veículos ferroviários são modelados em 2D ou 3D.

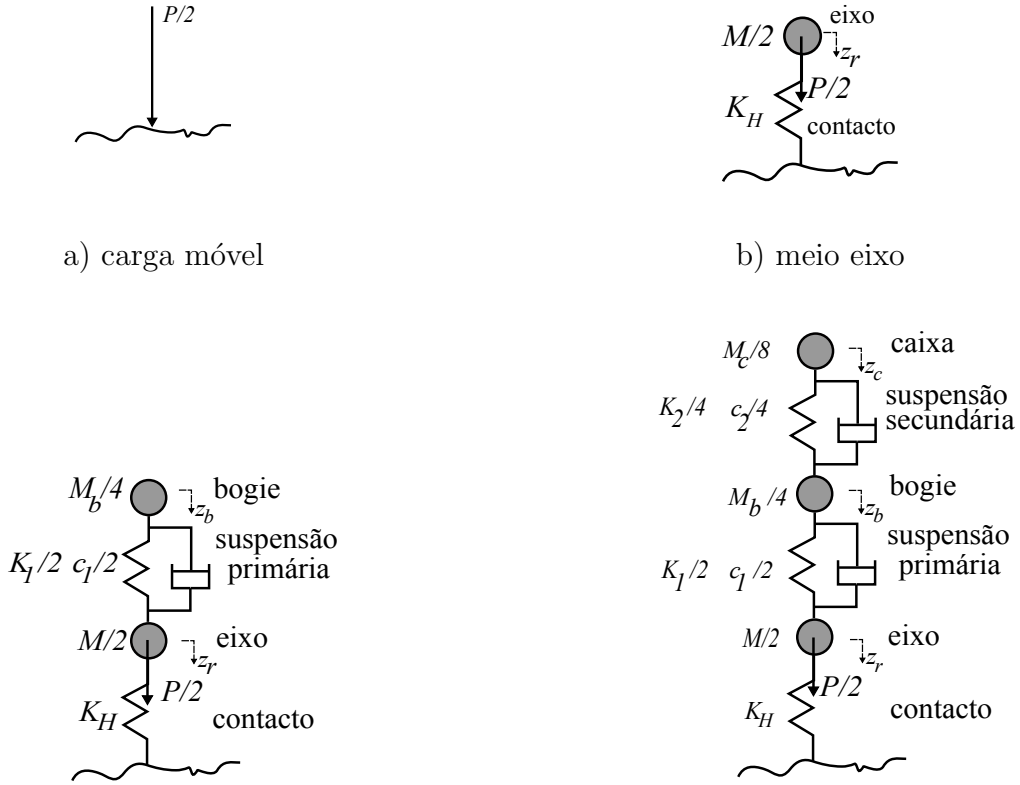
Em análises 2D, o veículo pode ser simulado por:

- uma associação de vários modelos elementares que simulam meio eixo do comboio;
- um modelo que representa uma parte (1/2 bogie, 1/2 veículo) ou a totalidade do veículo.

Relativamente aos modelos elementares, que simulam em 2D meio eixo de veículo, estes podem ser: carga móvel; modelo de meio eixo; modelo de um quarto de bogie; modelo de um oitavo de veículo, como se indicam na Figura 3.8. Note-se que, nesta Figura, os parâmetros indicados são: P, a carga por eixo; M, a massa do conjunto eixo-roda; k_H, a rigidez de contacto; M_b, a massa do bogie; k_1 e k_2, respectivamente, a rigidez das suspensões primária e secundária; c_1 e c_2, respectivamente, o amortecimento das suspensões primária e secundária; M_c, a massa da caixa.

Na Figura 3.9, apresentam-se os modelos bidimensionais de meio bogie e meio veículo, que representam uma parte do comboio.

Na Figura 3.10, representa-se um veículo, nas direcções longitudinal e transversal, a considerar numa análise tridimensional. Neste modelo, os graus de liberdade são: z_c, θ_c, respectivamente, o deslocamento vertical e a sua rotação da caixa em torno do eixo transversal; z_{b1}, z_{b2}, θ_{b1}, θ_{b2}, respectivamente, o deslocamento vertical de cada um dos dois bogies e as respectivas rotações em torno do eixo transversal; z_r o deslocamento vertical de cada uma das rodas do veículo; ϕ_c, ϕ_b, as rotações, em torno do eixo longitudinal, da caixa e dos bogies. Estes dois últimos graus de liberdade são opcionais, consoante o tipo de análise que se pretende realizar. Também nas Figuras 3.8 e 3.9 foram indicados os graus de liberdade de cada modelo de veículo.



a) carga móvel

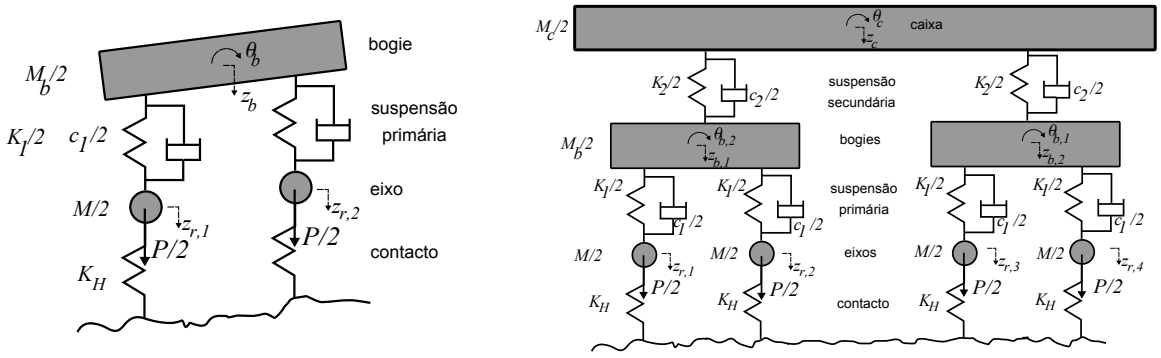
b) meio eixo

c) quarto bogie

d) oitavo de veículo

Figura 3.8: Modelos elementares em 2D de meio eixo do veículo

Os comboios de passageiros, que circulam na rede de alta velocidade europeia, podem ser convencionais, regulares ou articulados. Na Figura 3.11, apresenta-se um esquema de cada um deles, indicando-se o comprimento do bogie d_{BA}, a distância entre bogies d_{bogie} e o comprimento do veículo D. Nos veículos convencionais, cada carruagem tem dois bogies, cada um com dois eixos, como por exemplo, os comboios ICE 2, ETR-Y e VIRGIN. Nos comboios regulares, como o TALGO, as carruagens são articuladas, no entanto, essa articulação não se apoia num bogie, mas, sim, sobre um único eixo comum a duas carruagens (Calçada & Delgado, 2007). Os comboios articulados, como por exemplo, o THALYS, o EUROSTAR e o TGV, apresentam carruagens que têm, em cada extremidade, um bogie de dois eixos, partilhado com a carruagem adjacente.



a) meio bogie b) meio veículo

Figura 3.9: Modelos que representam uma parte do veículo em 2D

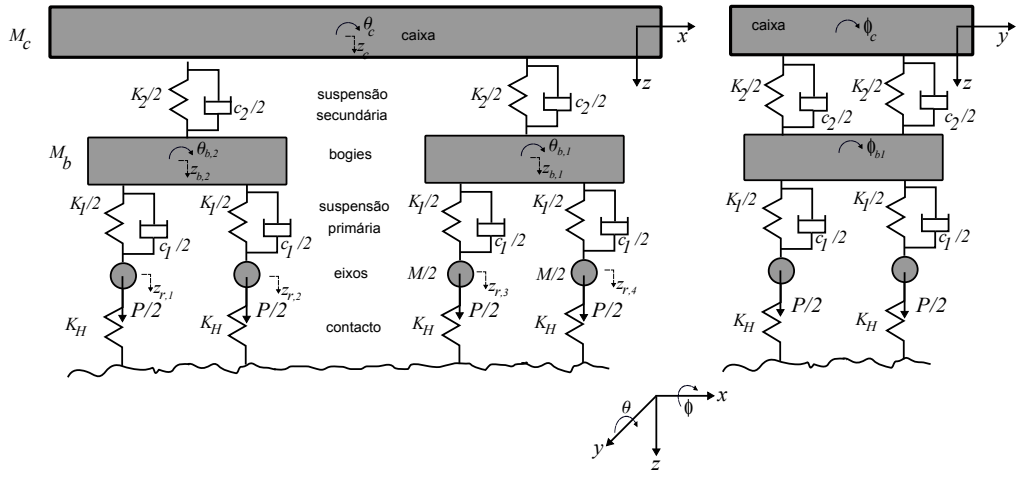


Figura 3.10: Modelo 3D de veículo ferroviário

Convém lembrar que, os veículos ferroviários distinguem-se não só quanto ao tipo, mas também quanto às características mecânicas dos seus elementos constituintes.

Nos Quadros 3.2 a 3.5, apresenta-se, a título indicativo, os valores dos parâmetros dinâmicos, referentes aos veículos ICE2, Alfa Pendular, ICE3 e TGV.

Quadro 3.2: Parâmetros mecânicos e geométricos do comboio ICE2 (ERRI-D214/RP9, 2001)

Parâmetro		Locomotiva	Carruagem
Caixa	Massa - M_c [kg]	60768	33930
	Inércia - I_c [kgm^2]	$1,344 \times 10^6$	$2,115 \times 10^6$
Suspensão secundária	Rigidez - k_2 [N/m]	$1,76 \times 10^6$	$3,0 \times 10^6$
	Amortecimento - c_2 [Ns/m]	$1,52 \times 10^5$	6×10^3
Bogie	Massa - M_b [kg]	5600	2373
	Inércia - I_c [kgm^2]	s.d.	1832
Suspensão primária	Rigidez - k_1 [N/m]	$4,80 \times 10^6$	$1,6 \times 10^6$
	Amortecimento - c_1 [Ns/m]	$1,08 \times 10^5$	2×10^4
Eixo - roda	Massa - M_r [kg]	2003	1728
	Carga por eixo - P [N]	$1,962 \times 10^5$	$1,12 \times 10^5$
Dimensões	Comprimento do veículo - D [m]	20,9	26,4
	Comprimento do bogie - d_{BA} [m]	3,0	2,5
	Distância entre bogies - d_{bogie} [m]	11,5	19,0

Quadro 3.3: Parâmetros mecânicos e geométricos do comboio Alfa Pendular (Pendolino)

Parâmetro		Carruagem
Caixa	Massa - M_c [kg]	38636
	Inércia - I_c [kgm^2]	s.d.
Suspensão secundária	Rigidez - k_2 [N/m]	$10,3 \times 10^6$
	Amortecimento - c_2 [Ns/m]	7×10^4
Bogie	Massa - M_b [kg]	4750
	Inércia - I_c [kgm^2]	s.d.
Suspensão primária	Rigidez - k_1 [N/m]	$2,24 \times 10^6$
	Amortecimento - c_1 [Ns/m]	$3,60 \times 10^4$
Eixo - roda	Massa - M_r [kg]	1711
	Carga por eixo - P [N]	$1,328 \times 10^5$
Dimensões	Comprimento do veículo - D [m]	25,9
	Comprimento do bogie - d_{BA} [m]	2,7
	Distância entre bogies - d_{bogie} [m]	19

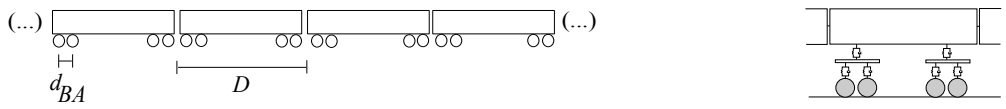
Quadro 3.4: Parâmetros mecânicos e geométricos do comboio ICE3

Parâmetro		Carruagem
Caixa	Massa - M_c [kg]	33790
	Inércia - I_c [kgm^2]	s.d.
Suspensão secundária	Rigidez - k_2 [N/m]	$0,185 \times 10^6$
	Amortecimento - c_2 [Ns/m]	$1,625 \times 10^4$
Bogie	Massa - M_b [kg]	2790
	Inércia - I_c [kgm^2]	s.d.
Suspensão primária	Rigidez - k_1 [N/m]	$1,61 \times 10^6$
	Amortecimento - c_1 [Ns/m]	$0,75 \times 10^4$
Eixo - roda	Massa - M_r [kg]	1516
	Carga por eixo - P [N]	$1,7 \times 10^5$
Dimensões	Comprimento do veículo - D [m]	s.d.
	Comprimento do bogie - d_{BA} [m]	3,0
	Distância entre bogies - d_{bogie} [m]	18,0

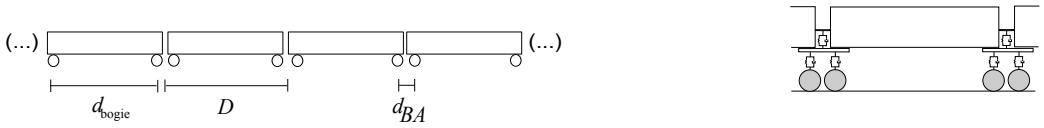
Quadro 3.5: Parâmetros mecânicos e geométricos do comboio TGV (Lei & Mao, 2004)

Parâmetro		Carruagem
Caixa	Massa - M_c [kg]	53500
	Inércia - I_c [kgm^2]	s.d.
Suspensão secundária	Rigidez - k_2 [N/m]	$3,28 \times 10^6$
	Amortecimento - c_2 [Ns/m]	$9,0 \times 10^4$
Bogie	Massa - M_b [kg]	3260
	Inércia - I_c [kgm^2]	s.d.
Suspensão primária	Rigidez - k_1 [N/m]	$1,31 \times 10^6$
	Amortecimento - c_1 [Ns/m]	$3,0 \times 10^4$
Eixo - roda	Massa - M_r [kg]	2000
	Carga por eixo - P [N]	$1,7 \times 10^5$
Eimensões	Comprimento do veículo - D [m]	s.d.
	Comprimento do bogie - d_{BA} [m]	3,0
	Distância entre bogies - d_{bogie} [m]	s.d.

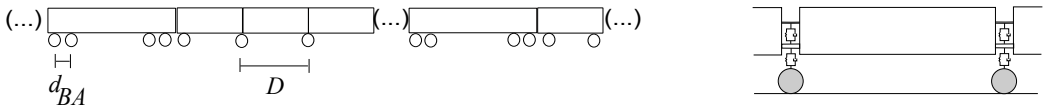
s.d. - sem dados.



a) comboio convencional



b) comboio articulado



c) comboio regular

Figura 3.11: Tipologia de veículos ferroviários da rede europeia de alta velocidade

3.4 Modelos de interacção veículo-via

Dado que o veículo e a via formam um único sistema dinâmico, a resposta da via depende, não só do comportamento dos seus elementos constituintes, mas também das características dinâmicas dos veículos que sobre ela circulam (Fröhling, 1997). Por este facto, a adopção do modelo de cargas móveis não permite considerar a interacção entre o veículo e a via, por não ter em conta a deformação local e real na zona de contacto entre os dois corpos. Para ser considerada a influência das características dinâmicas do veículo no comportamento dinâmico da via, é necessário não só definir os modelos de via e de veículo, mas também da interacção de contacto entre estes dois elementos.

Nesta secção do capítulo, apresentam-se duas abordagens de contacto entre roda e carril na interacção via-veículo: contacto elástico não linear com e sem atrito; contacto elástico linear.

3.4.1 Modelo de contacto elástico não linear

Quanto aos modelos de contacto elástico não linear, descrevem-se o de Kalker e o de Hertz, que se distinguem entre si, respectivamente, pela consideração, ou não, de atrito entre os corpos em contacto.

Geometria da área de contacto entre corpos

Começa por referir-se que a superfície de contacto entre dois corpos pode ser conforme ou não conforme. Se, sob a aplicação da carga, a área de contacto entre dois corpos aumentar rapidamente até atingir uma dimensão comparável às dimensões dos corpos, trata-se de uma superfície de contacto conforme. Quando a área de contacto entre dois corpos, sujeitos a determinada solicitação, for reduzida, em relação às dimensões dos corpos, considera-se uma área de contacto não conforme. São exemplos de contacto entre corpos, que induzem superfícies conformes: o contacto entre roda-carril com desgaste e o contacto com escorregamento. O rolamento de esferas e de cilindros e o contacto entre roda e carril sem atrito induzem habitualmente a formação de superfícies de contacto não conformes. No caso da superfície de contacto entre dois corpos ser não conforme, o contacto ocorre inicialmente segundo um ponto ou uma linha, mas, à medida que a solicitação entre os dois corpos aumenta, há deformação na proximidade do ponto de contacto, formando-se uma área de contacto, relativamente pequena, face às dimensões dos corpos (Johnson, 1985). A forma e a área de contacto, assim como a magnitude e a distribuição das tensões normais e tangenciais na interface de contacto entre os dois corpos, podem ser avaliadas pela teoria de contacto (Johnson, 1985).

Teoria de Hertz - contacto sem atrito entre corpos

A teoria de Hertz, apresentada em 1880, caracteriza o contacto estático entre dois corpos, considerando que entre eles apenas existem tensões normais de contacto, ou seja, despreza-se o atrito entre os corpos. Na sua formulação, Hertz considerou, como hipóteses, que, em situação estática: 1) a área de contacto entre dois corpos é contínua, não conforme e elíptica de semi-eixos a e b; 2) a superfície de contacto entre os dois corpos não apresenta irregularidade; 3) o atrito na área de contacto é nulo, não havendo, por isso, forças tangenciais entre os corpos; 4) os corpos têm comportamento elástico linear, caracterizado

pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson (Johnson, 1985).

No Quadro 3.6, apresenta-se, em resumo, as expressões mais importantes da teoria de Hertz, no caso de áreas de contacto circular e elíptica, sendo esta a situação mais realista, tratando-se do contacto entre roda e carril. Para uma melhor interpretação das expressões indicadas no Quadro 3.6, informa-se que os corpos em contacto, C^1 e C^2, são caracterizados pelo raios de curvatura R_1 e R_2, pelos módulos de elasticidade E_1 e E_2 e pelos coeficientes de Poisson ν_1 e ν_2. Considere-se também que a força de contacto F actua na direcção normal e que, no caso de área de contacto elíptica, os semi-eixos da elipse são a e b ($a > b$).

Na aplicação do modelo de Hertz ao contacto roda-carril, a força não linear de contacto F é definida pela expressão (3.14),

$$F = \begin{cases} C_H(x - y - \overline{r})^{3/2} & \text{se } x - y - \overline{r} \geq 0 \\ 0 & \text{se } x - y - \overline{r} \leq 0 \end{cases} \tag{3.14}$$

sendo: x, deslocamento da roda; y, deslocamento do carril; $\overline{r}$, ordenada do perfil de irregularidades do carril; C_H, rigidez do contacto hertziano.

No cálculo dinâmico do sistema via-veículo, pode linearizar-se, em determinadas situações, a expressão (3.14); deste modo, a força de contacto passa a ser proporcional ao deslocamento relativo entre a roda e o carril ($\delta = x - y - \overline{r}$), como se indica na expressão (3.15):

$$F = k_H \delta \tag{3.15}$$

Nesta situação, a rigidez linearizada (tangente) k_H, é definida pela expressão (3.16):

$$k_H = \frac{dF}{d\delta} = \frac{3}{2} C_H \delta^{1/2} = \frac{3}{2} C_H (F/C_H)^{1/3} = \frac{3}{2} C_H^{2/3} F^{1/3} \tag{3.16}$$

ou pela expressão (3.17):

$$k_H = \frac{F}{\delta} = \frac{FR}{r'^2} = \sqrt[3]{\frac{4E^*}{3} RF} \tag{3.17}$$

estando os parâmetros δ, a, E^* e R definidos no Quadro 3.6.

A título informativo, indica-se que valores correntes da rigidez do contacto hertziano C_H entre a roda e o carril variam entre $0,9 \times 10^{11}$ e $1,1 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$ (Esveld, 2001; Sun & Dhanasekar, 2002).

Quadro 3.6: Quadro-resumo da teoria de contacto de Hertz (Johnson, 1985)

Parâmetro	Área de contacto circular	Área de contacto elíptica ($a > b$)
Raio de curvatura relativo: R	$1/R = 1/R_1 + 1/R_2$	
Raio de curvatura equivalente: R_e	-	$R_e = (R^{'}/R^{''})^{1/2}$ com $R^{'}$ e $R^{''}$, respectivamente, o maior e o menor raio relativo de curvatura
Módulo de elasticidade equivalente: E^*	$1/E^* = \left(\frac{1-\nu_1^2}{E_1} + \frac{1-\nu_2^2}{E_2}\right)$	
Raio da circunferência de contacto: r'	$r' = \left(\frac{3FR}{4E^*}\right)^{1/3}$	-
Excentricidade: e_x	-	$e_x = b/a$
Raio equivalente ao da circunferência de contacto: c	-	$c = (ab)^{1/2}$
Separação entre corpos: $\delta = (x - y - \overline{r})$	$\delta = \frac{r'^2}{R} = \left(\frac{9}{16}\frac{F^2}{R(E^*)^2}\right)^{1/3}$	$\delta = \frac{3f}{2\pi abE^*}bK(e) = \left(\frac{9}{16}\frac{F^2}{R(E^*)^2}\right)^{1/3}\frac{2}{\pi}(\frac{b}{a})^{1/2}\left[F_1(\frac{R^{'}}{R^{''}})\right]^{-1}K(e) = \left(\frac{9}{16}\frac{F^2}{R(E^*)^2}\right)^{1/3}F_2(\frac{R^{'}}{R^{''}})$
Distribuição de tensão normal: p	$p = p_0[1-(r/r')^2]^{1/2}, r \leq r'$	$p = p_0[1-(x/a)^2-(y/b)^2]^{1/2}, x \leq a$ e $y \leq b$
Tensão normal máxima de contacto: p_0	$p_0 = \frac{3F}{2\pi r'^2} = \left(\frac{6F(E^*)^2}{\pi^3R^2}\right)^{1/3}$	$p_0 = \frac{3F}{2\pi ab} = \left(\frac{6F(E^*)^2}{\pi^3R_e^2}\right)^{1/3}[F_1(e)]^{-2}$
Tensão normal média de contacto: p_m	$p_m = \frac{F}{\pi r'^2}$	$p_m = \frac{F}{\pi a\, b}$
Tensão máxima de tracção: σ_r	$\sigma_r = 1/3(1-2\nu)\, p_0$, para $r = r'$ e $z = 0$	$\sigma_r = (1-2\nu)\, p_0 \frac{b}{a\, e^2}\left[\frac{1}{e}\tanh^{-1} e - 1\right]$
Tensão máxima de corte: τ_1	$\tau_1 = 0,31\, p_0$, para $r = 0$ e $z = 0,48r'$	O valor máximo de τ_1 varia entre $0,3$ e $0,325\, p_0$ e depende da excentricidade b/a.
Rigidez linearizada da mola de Hertz: k_H	$k_H = \frac{F}{\delta} = \frac{4E^*}{3}\sqrt{\delta R} = \sqrt[3]{\frac{4E^*}{3}FR}$	$k_H = \frac{F}{\delta} = \frac{2\pi aE^*}{K(e)}$

NOTA 1 - As funções $F_1(R^{'}/R^{''})$ e $F_2(R^{'}/R^{''})$ estão indicadas em Johnson (1985); como aproximação, podem ser consideradas iguais à unidade.
NOTA 2 - $K(e)$ representa o integral elíptico completo de 1º grau de argumento igual a $e = (1 - b^2/a^2)^{1/2}$.

Teoria de Kalker - contacto com atrito entre corpos

No caso de existir atrito entre os dois corpos em contacto, pode ocorrer uma das duas situações seguintes: ausência ou existência de escorregamento (ou deslizamento) parcial. No caso de contacto aderente, a força tangencial é inferior à força limite que provoca escorregamento; na situação de contacto com escorregamento, a força tangencial é superior a essa força limite.

Os possíveis estados de contacto entre a roda e o carril estão sintetizados no Quadro 3.7. Neste Quadro, δ representa a separação entre corpos; τ, a tensão tangencial; σ_N , a tensão normal; μ, o coeficiente de atrito.

Quadro 3.7: Possíveis estados de contacto entre roda-carril

Ausência de contacto	$\delta > 0$ $\lvert\tau\rvert = 0$
Contacto aderente	$\delta \leq 0$ $\lvert\tau\rvert \leq \mu \lvert\sigma_N\rvert$
Contacto com escorregamento	$\delta \leq 0$ $\lvert\tau\rvert \geq \mu \lvert\sigma_N\rvert$

Johnson (1985) refere que a existência de forças tangenciais no contacto entre corpos não altera, em regime de elasticidade, nem a área de contacto, nem a distribuição de tensões normais, provocando apenas o aparecimento de deformação por corte. Deste modo, em corpos representados tridimensionalmente, as forças de contacto ocorrem, não só na direcção normal, mas também nas direcções longitudinal e transversal.

Para considerar o efeito das forças tangenciais de contacto, que surgem devido ao atrito entre os dois corpos, Kalker desenvolveu a teoria de Hertz e aplicou-a à dinâmica ferroviária (Moreau, 1991). Segundo aquele, na área elíptica de contacto, distingue-se uma zona de deslizamento e outra de não deslizamento ou área aderente, como se indica na Figura 3.12. Este facto faz com que a resultante das tensões transversais de contacto não passe pelo centro da elipse, criando-se assim uma assimetria na solicitação, em relação ao eixo dos yy, que se traduz no aparecimento de um momento suplementar de rotação em torno do eixo vertical M_{oz}, que se indica na Figura 3.13.

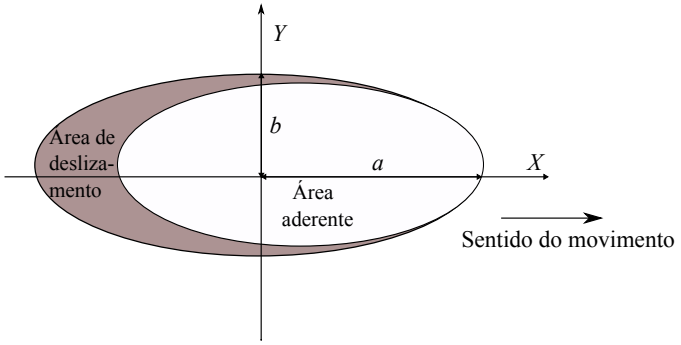


Figura 3.12: Área de contacto, segundo a teoria de Kalker

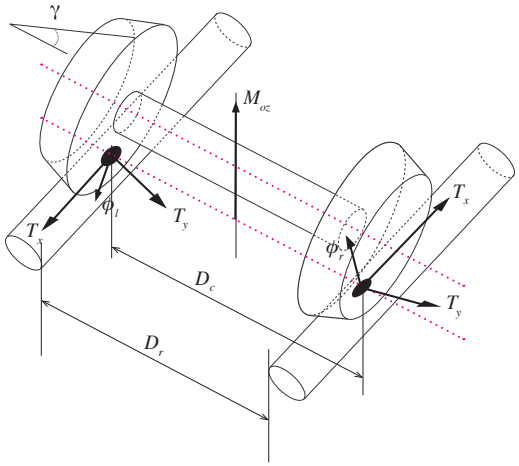


Figura 3.13: Forças de contacto segundo a teoria de Kalker (adaptado de Iwnicki (2006))

Para pequenos deslizamentos[3] (v_x e $v_y \leq 1\%$), a teoria linear é válida e, para esta situação, Kalker define as expressões (3.18) a (3.20), para o cálculo das componentes do esforço tangencial de contacto roda-carril e do momento de eixo vertical, resultante da distribuição assimétrica das tensões tangenciais na área de contacto,

$$T_x = -G\, a\, b\, C_{11}\, v_x \tag{3.18}$$

$$T_y = -G\, a\, b\, C_{22}\, v_y - C_{23}\, G\, (a\, b)^{3/2} \phi \tag{3.19}$$

$$M_{oz} = C_{23}\, G (a\, b)^{3/2}\, v_y - C_{33}\, G (a\, b)^2 \phi \tag{3.20}$$

[3]A velocidade de deslizamento v é definida por $v = \frac{V - \omega r}{V}$, sendo V, a velocidade de translação do veículo; ω, a velocidade angular da roda; r, o raio da roda.

Nestas expressões, T_x é a componente na direcção x do esforço tangencial de contacto roda-carril; T_y, a componente na direcção y do esforço tangencial de contacto roda-carril; M_{oz} , o momento de eixo vertical; G , o módulo de elasticidade transversal; E , o módulo de elasticidade do aço do carril e da roda; a e b, os semi-eixos da elipse de Hertz; C_{11}, C_{22}, C_{23} e C_{33}, os coeficientes definidos em função de a/b; v_x e v_x, as componentes do deslizamento nas direcções x e y; V, a velocidade de translação do veículo; ω, a velocidade angular da roda; r, o raio da roda; ϕ, a componente normal (ao eixo geométrico da via) da velocidade angular da roda, $\phi = \omega_n/V$.

Os coeficientes C_{11}, C_{22}, C_{23} e C_{33} dependem de vários factores, entre eles, a dimensão dos semi-eixos a e b da elipse de contacto, o raio da roda, podendo ser consultados em Iwnicki (2006).

Para deslizamentos de maior magnitude (v_x e $v_y > 1\%$), deve recorrer-se à teoria não linear para a definição do valor das forças tangenciais de contacto.

Dada a complexidade do modelo de contacto de Kalker, existem modelos simplificados, baseados na teoria de contacto tangencial, que podem ser aplicados no contacto roda-carril. Destes, referem-se alguns, tais como, o modelo de Vermeulen e Johnson; o modelo simplificado de Kalker; o modelo FASTSIM (Johnson, 1985; Iwnicki, 2006).

Em suma, a aplicação das teorias de Hertz ou de Kalker ao problema de contacto roda-carril, apesar de ser complexa, não é completamente rigorosa, porque considera como hipóteses que as curvaturas dos corpos em contacto são reduzidas e que a área de contacto é contínua. A realidade do contacto entre roda-carril é distinta destas hipóteses, porque há diferenças nas curvaturas da roda e do carril e irregularidades entre os corpos, que provocam a existência de, pelo menos, duas áreas (ou pontos) de contacto entre eles; o aparecimento de três ou mais pontos de contacto são situações raras, refere True (2006).

3.4.2 Modelo de contacto elástico linear

O modelo de contacto elástico linear entre a roda e o carril é um modelo simplificado e considera que, entre os dois elementos (roda e carril), existe apenas deformação elástica linear. Neste modelo, o contacto é habitualmente modelado por uma mola de rigidez k_H, cujo valor é definido por linearização da expressão (3.14), como já se referiu na p. 78. A força de contacto F entre a roda e o carril é avaliada, segundo a expressão (3.15), já apresentada.

3.4.3 Resolução matemática do problema de contacto

Nesta parte do trabalho apresenta-se, resumidamente, a metodologia matemática que permite resolver problemas de contacto elástico linear ou não linear entre dois corpos. Atente-se na Figura 3.14 que representa dois corpos, C^1 e C^2, que poderão estar em contacto após terem sofrido os deslocamento ϕ^1 e ϕ^2. Na Figura, X^1 e X^2 representam, respectivamente, as coordenadas generalizadas dos pontos de contactos dos corpos C^1 e C^2 e $\vec{n}$, a direcção da separação entre os corpos.

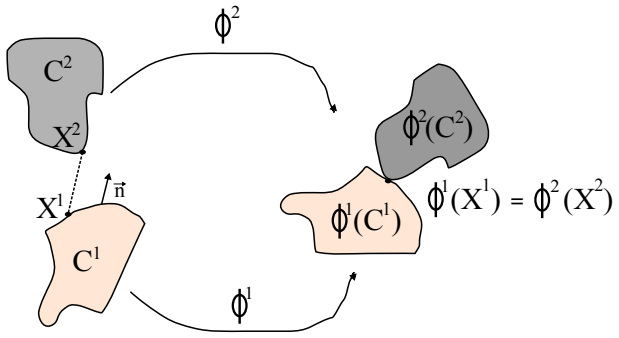


Figura 3.14: Contacto entre corpos

Como foi referido na p. 80 desta tese, duas situações podem ocorrer no contacto entre corpos: contacto aderente e contacto com escorregamento. Em ambos os casos, a mecânica de contacto entre dois corpos traduz-se num problema de optimização global não linear com restrições, como se indica a seguir.

Problema de contacto aderente:

$$\begin{aligned} &\min \prod \\ &\text{sujeito a} \\ &\quad g_N \geq 0 \\ &\quad \tau \leq \mu \left|\sigma_N\right| \end{aligned}$$

Problema de contacto com escorregamento:

$$\begin{aligned} &\min \prod \\ &\text{sujeito a} \\ &\quad g_N \geq 0 \\ &\quad \tau \geq \mu \left|\sigma_N\right| \end{aligned}$$

com:

$$g_N = (X^2 - X^1)\vec{n}$$

sendo: $\prod$, energia total nos pontos de contacto; g_N, separação entre pontos; τ, tensão tangencial; σ_N, tensão normal; μ, coeficiente de atrito.

A resolução de um problema deste tipo consiste no controlo da não penetração das superfícies dos dois corpos, através de métodos de resolução de problemas de optimização global não linear, tais como os métodos de penalidade, por multiplicador de Lagrange e de lagrangeano aumentado, cujas formulações podem ser consultadas em Nash & Sofer (1996).

3.5 Modelos de irregularidades

Nesta parte do trabalho, apresentam-se expressões para definir analiticamente as irregularidades distribuídas e pontuais da via e da roda. Inicia-se com a descrição das irregularidades da via, passando-se, posteriormente, às irregularidades das rodas dos comboios. No que diz respeito àquelas irregularidades, não se detalham os aspectos referentes a defeitos geométricos em desvios, cruzamentos, zonas de transição de via e variações de rigidez da fundação, por serem temas que exigem investigação específica.

3.5.1 Irregularidades distribuídas da via

As irregularidades distribuídas da via podem ser definidas pela soma de expressões sinusoidais, por séries de Fourier, ou por funções de densidade espectral de potência, consoante se definirem as irregularidades com carácter periódico ou aleatório. No caso de se caracterizarem as irregularidades como um defeito periódico pode utilizar-se expressões sinusoidais, ou séries de Fourier. Para ter em conta o carácter aleatório dos defeitos, considera-se habitualmente uma função de densidade espectral de potência.

Embora a definição de defeitos da via, por uma função sinusoidal, como a indicada na expressão (3.21), ou por uma soma de expressões sinusoidais, seja relativamente simples, não permite ter em conta a aleatoriedade de certos tipos de irregularidade. No entanto, este procedimento é aplicado, por vários autores, na definição do desgaste ondulatório do carril, porque que este defeito apresenta regularidade ao longo do espaço. Nesta expressão, $z(x)$ é o perfil de irregularidade da via; A_n, a amplitude da irregularidade; i, o número de meias ondas; λ, o comprimento de onda do defeito; x, a distância entre a origem e o início da irregularidade.

$$z(x) = A_n \sin \frac{i\pi}{\lambda} x \tag{3.21}$$

Também as séries de Fourier possibilitam a definição analítica das irregularidades da via de carácter periódico. Por exemplo, Garg & Dukkipati (1984) indicam a expressão (3.22), para definir o perfil longitudinal de uma via com juntas soldadas igualmente espaçadas, cujas características geométricas se indicam na Figura 3.15.

$$z(x) = (2A'/\pi)[1 - \frac{2}{15}\cos(4\pi x/2L) - \frac{2}{63}\cos(8\pi x/2L) - ...] \tag{3.22}$$

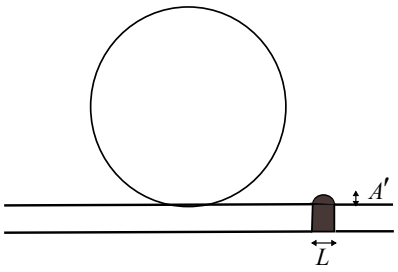


Figura 3.15: Esquema de junta soldada

Para definir-se analiticamente um perfil de via com irregularidade distribuída, tendo em conta a sua aleatoriedade, pode recorrer-se a funções de densidade espectral de potência, $S(\omega)$. Garg & Dukkipati (1984) indicam várias funções de densidade espectral de potência, para caracterizar os defeitos de nivelamento, alinhamento e bitola, definidas a partir de medições experimentais realizadas em vias ferroviárias.

No Quadro 3.8, apresentam-se apenas as funções de densidade espectral de potência, referentes ao nivelamento longitudinal, dado ser este o tipo de defeito de via a analisar detalhadamente nos capítulos seguintes desta tese. No Quadro, A é um parâmetro referente à qualidade da via; ω, a frequência angular e ω_1, ω_2, ω_c e ω_r correspondem a frequências-padrão.

Quadro 3.8: Funções densidade espectral de potência para definição de irregularidades de nivelamento longitudinal da via, (Fryba, 1996; Claus & Schiehlen, 1998; Garg & Dukkipati, 1984)

Função densidade espectral de potência $S(\omega)$	Comentários
$\frac{A\omega_c^2}{(\omega_r^2+\omega^2)(\omega_c^2+\omega^2)}$	Expressão válida também para o alinhamento do eixo da via $\omega_c = 0,82460$ rad/m, $\omega_r = 0,0206$ rad/m $A = 0,59933 \times 10^{-6}$ rad.m (boa qualidade) $A = 1,58610 \times 10^{-6}$ rad.m (má qualidade)
$\frac{A\omega_2^2(\omega^2+\omega_1^2)}{\omega^4(\omega^2+\omega_2^2)}$	Expressão definida pela FRA com A, ω_1 e ω_2 a definir-se em função da classe de via
$A\omega^{-2}$	Expressão válida para $4 \leq \lambda \leq 40$ m e $2 \leq A \leq 4$
$\frac{2{,}72\times10^{-4}}{(1+1{,}185\omega^2)(1+14{,}388\omega^2)}$	Expressão utilizada pelos antigos caminhos de ferro checoslovacos
$\frac{0{,}135}{(1+22\omega^2)(1+44000\omega^2)}$	Expressão utilizada na República Checa
$\frac{10^{-6}a}{\pi(\omega^2+a^2)}$	Expressão usada nos antigos países da URSS para $8 \leq \lambda \leq 250$ m ; $a = 9,54 \times 10^{-3}$ m^{-1}
$\frac{10^{-6}A}{(1+\omega/\omega_0)^3}$	Expressão usada pela SNCF $2 \leq \lambda \leq 40$ m ; $\omega_0 = 0,307$ m^{-1} $A = 160$ (boa qualidade); $A = 550$ (má qualidade)

Independentemente da função de densidade espectral de potência considerada para a definição do perfil longitudinal irregular do carril, o procedimento analítico de geração de perfis aleatórios de irregularidade consiste nas seguintes fases:

- cálculo dos números de onda mínimo ω_0 e máximo ω_f a partir da gama de comprimentos de onda da irregularidade:

$$\omega_0 = \frac{2\pi}{\lambda_{\max}}$$

$$\omega_f = \frac{2\pi}{\lambda_{\min}}$$

- definição do intervalo $\Delta(\omega)$:

$$\Delta(\omega) = \frac{\omega_f - \omega_0}{N}$$

- cálculo dos coeficientes A_n:

$$A_n = \sqrt{\frac{1}{2\pi} S_\omega(\omega) \Delta(\omega)_n}$$

- cálculo de perfis de irregularidade com ϕ_n aleatórios entre 0 e 2π :

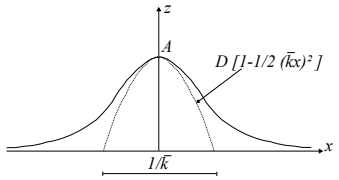
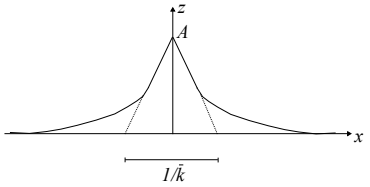
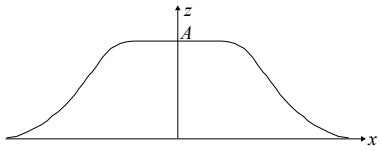
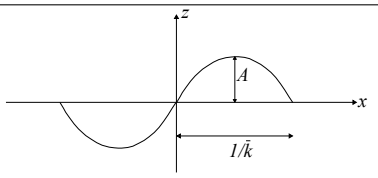
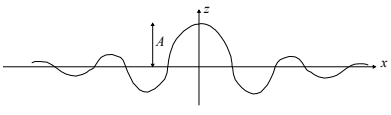
$$z(x) = \sqrt{2} \sum_{n=0}^{N-1} A_n \cos(\omega_n x + \phi_n)$$

sendo: $\lambda_{\max}$, comprimento de onda máximo; $\lambda_{\min}$, comprimento de onda mínimo; ω_0, número de onda mínimo; ω_f, número de onda máximo; $\Delta(\omega)$, intervalo de número de onda; N, número de sub-intervalos; ϕ_n, ângulo de fase aleatório.

3.5.2 Irregularidades pontuais da via

Começa por dizer-se que são vários os tipos e as formas das irregularidades pontuais da via. Algumas dessas formas geométricas de defeitos são indicadas no Quadro 3.9, em conjunto com as respectivas expressões analíticas. Note-se que os valores de A e $\overline{k}$ indicados dependem do tipo e da qualidade da via ferroviária. Refere-se ainda que valores indicativos para estes parâmetros são apresentados por Fryba (1996) tendo por base medições experimentais realizadas nos EUA. Segundo este autor, as duas primeiras são as formas mais frequentes de irregularidade pontual em vias ferroviárias.

Quadro 3.9: Expressões analíticas para definir irregularidades pontuais da via (Garg & Dukkipati, 1984; Fryba, 1996; Sun & Dhanasekar, 2002)

Forma	Expressão analítica
	$z = Ae^{(-1/2)(\overline{k}x)^2}$
	$z = Ae^{-\overline{k}\lvert x\rvert}$
	$z = (\frac{A^2}{1+(\overline{k}x)^8})^{1/2}$
	$z = A\sin(\pi\overline{k}x)$
	$z = Ae^{-\overline{k}\lvert x\rvert}\cos(\pi\overline{k}x)$

A, valor máximo do defeito pontual;
$\overline{k}$, parâmetro que caracteriza a extensão do defeito pontual.

Irregularidades distribuídas e pontuais das rodas do comboio

Os defeitos mais usuais das rodas dos veículos são o desgaste ondulatório e os lisos das rodas. Aquele é um fenómeno, mais ou menos periódico, podendo ser caracterizado por expressões sinusoidais, ou por séries de Fourier, tal como na definição do desgaste ondulatório do carril.

No que diz respeito aos lisos da roda, os defeitos recém formados, isto é, sem desgaste, consistem numa corda geométrica na circunferência da roda, como se mostra na Figura 3.16.

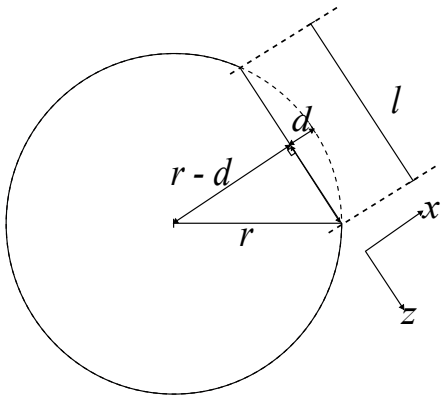


Figura 3.16: Liso (sem desgaste) da roda

Neste tipo de irregularidades, sem desgaste nem arredondamento dos cantos, a profundidade do liso d pode ser relacionada com o seu comprimento l e com o raio da roda r, através da expressão (3.25).

$$r^2 = (r-d)^2 + (\frac{l}{2})^2 \tag{3.23}$$

$$d = \frac{d^2}{2r} + \frac{l^2}{8r} \tag{3.24}$$

$$d \approx \frac{l^2}{8r} \text{ desprezando } d^2\text{, por } d \text{ ser muito pequeno} \tag{3.25}$$

Para a definição geométrica de lisos das rodas sem desgaste, Wu & Thompson (2001) propõem a expressão (3.26),

$$x \approx d - \frac{1}{2r}(z - \frac{l}{2})^2 \text{ se } 0 \leq z \leq l \tag{3.26}$$

sendo: r, raio da roda; l, comprimento do liso; d, profundidade máxima do liso; z, coordenada do liso (Figura 3.16).

Mas, como as rodas do comboio são sujeitas a desgaste, os cantos do liso arredondam-se e o comprimento do liso tende a aumentar. Na ausência do conhecimento real dos perfis de desgaste das rodas, Wu & Thompson (2001) propõem a função quadrática (3.27) para representar geometricamente os cantos arredondados do liso, como se mostra na Figura 3.17,

$$x = \begin{cases} \overline{a}z^2 & \Leftarrow 0 \leq z \leq z_1 \\ d - \frac{1}{2r}(z - z_2)^2 & \Leftarrow z_1 \leq z \leq z_2 \end{cases} \tag{3.27}$$

sendo: $\overline{a}$, parâmetro; r, raio da roda; l, comprimento do liso; d, profundidade máxima do liso; z , coordenada do liso (Figuras 3.16 e 3.17).

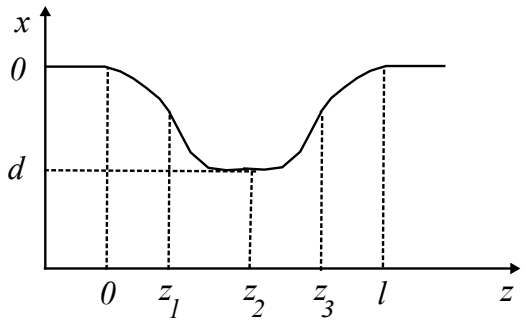


Figura 3.17: Liso arredondado

Para considerar-se a interacção via-veículo, no caso de rodas com lisos, vários autores, tais como Sun & Dhanasekar (2002), Wu & Thompson (2003a), Ziyaeifar (2005), Uzzal *et al.* (2008), entre outros, transformam o defeito da roda num defeito equivalente de carril igualmente espaçado, sobre o qual circula uma roda perfeita.

Para definir-se o defeito equivalente de carril, correspondente aos lisos da roda, recorre-se usualmente, à função de haversine, indicada na expressão (3.28), sendo d, a profundidade do defeito e l, o comprimento do liso. Note-se que, nesta expressão, z corresponde à direcção vertical da via e x, à direcção longitudinal.

$$z = \frac{d}{2}(1 - \cos 2\pi \frac{x}{l}) \tag{3.28}$$

Na Figura 3.18, mostra-se o perfil de irregularidade do carril equivalente a um liso numa roda de um comboio.

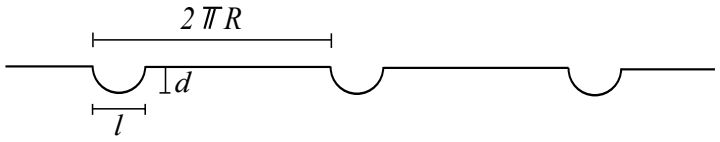


Figura 3.18: Irregularidade no carril equivalente a lisos de roda

3.6 Conclusões

Neste capítulo, descrevem-se os modelos de via ferroviária, os modelos de veículo, os modelos de interacção de contacto entre a roda e o carril e as metodologias de definição analítica de irregularidades da via e do veículo.

Da informação, apresentada neste capítulo, salientam-se os aspectos abaixo indicados.

- O carril pode ser modelado por elementos do tipo viga ou do tipo sólido, dependendo a escolha do tipo de elemento da direcção e da gama de frequências de excitação. Em análises bidimensionais, pode utilizar-se os elementos de viga Euler-Bernoulli, para modelar os carris, em cálculos estático e dinâmico para frequências entre 0 e 500 Hz; em cálculo dinâmico para frequências entre 500 e 1000 Hz, recomenda-se a modelação do carril por elementos de viga Rayleigh-Timoshenko;

- O comportamento das palmilhas depende da solicitação, da frequência, da pré-carga e da temperatura e pode ser caracterizado por modelos físicos, tais como o de Kelvin ou de Poynting-Thomson;

- As travessas podem ser modeladas por uma massa pontual, por um corpo rígido, por elementos do tipo viga, ou por elementos discretos, constituídos por uma mola, um amortecedor e uma massa pontual;

- O balastro, o sub-balastro e o solo de fundação podem ser definidos de modo contínuo ou discreto, através de elementos de estado plano de tensão, elementos discretos ou elementos do tipo sólido;

- Os veículos ferroviários são simulados por modelos 2D ou 3D, consoante o tipo de análise a realizar; no caso de análises bidimensionais, os comboios podem ser modelados por uma associação de modelos elementares que simulam cada meio eixo do veículo, sem qualquer ligação entre eles, ou por um modelo que caracteriza uma parte ou a totalidade do veículo;
- Os documentos normativos relativos à interoperabilidade da rede europeia de alta velocidade não consideram, actualmente, a interacção dinâmica entre o veículo e a via, aspecto fundamental na análise do comportamento do sistema via-veículo;
- O contacto entre a roda e o carril pode ser simulado através de um modelo elástico linear ou de um modelo elástico não linear; no caso de serem desprezadas as tensões tangenciais de contacto, a não linearidade é definida pelo modelo de Hertz, caso contrário, considera-se o de Kalker.

Relativamente às irregularidades da via e das rodas do comboio, apresenta-se, em síntese, no Quadro 3.10, a metodologia que parece mais adequada para a definição analítica dessas irregularidades.

Quadro 3.10: Metodologia para definição das irregularidades da via e da roda

Desgaste ondulatório do carril e da roda	Expressão sinusoidal ou série de Fourier
Juntas do carril igualmente espaçadas	Expressão sinusoidal ou série de Fourier
Irregularidades aleatórias da via	Função de densidade espectral de potência
Lisos na roda	Transformação deste defeito em irregularidade equivalente do carril
Irregularidades pontuais na via	Expressões indicadas no Quadro 3.9

Em suma, neste capítulo foram abordados aspectos teóricos da modelação dinâmica do sistema via-veículo. Alguns dos modelos de via, veículo e de interacção dinâmica entre a roda e o carril, indicados neste Capítulo, são adoptados no estudo sobre o comportamento dinâmico de duas vias ferroviárias, a apresentar no Capítulo 4.

Capítulo 4

A qualidade da via e do veículo no comportamento das vias balastrada e em laje contínua

4.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se o estudo numérico levado a cabo nesta investigação cujo objectivo principal é analisar a influência da qualidade da via e das rodas dos comboios no comportamento dinâmico de dois sistemas ferroviários: via balastrada e via em laje contínua de betão. Para isso, consideram-se vários cenários de qualidade: via perfeita sobre a qual circula uma roda perfeita; via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal; via com defeito pontual; via balastrada com uma ou duas travessas dançantes, via perfeita sobre a qual circula um veículo cuja roda apresenta lisos. Com este estudo, pretende-se não só conhecer as consequências quer da falta de qualidade da via e das rodas, quer do aumento da velocidade de circulação dos comboios no comportamento dinâmico das vias balastrada e em laje contínua, como também comparar a resposta dinâmica entre estes dois tipos de via ferroviária.

Assim, vai analisar-se, na secção 4.2, o comportamento dinâmico de uma via balastrada, tendo em conta os cenários de qualidade geométrica, acima referidos, e ainda diferentes velocidades de circulação do veículo, desde 80 a 360 km/h. Depois, na secção 4.3, apresenta-se um outro estudo, idêntico ao realizado para a via balastrada, para uma via em laje contínua de betão, com características geométricas e mecânicas semelhantes às da

via Rheda 2000 - um sistema de via ferroviária utilizada em linhas europeias de alta velocidade. O programa de cálculo de elementos finitos utilizado nos cálculos efectuados, quer na via balastrada, quer na via em laje, é o FEAP, um software desenvolvido pela Universidade de Berkeley (Taylor, 2008). Após a análise detalhada do comportamento estrutural dos dois tipos de via, faz-se, na secção 4.4, uma comparação entre o comportamento dinâmico da via balastrada e o da via em laje contínua de betão, identificando-se as diferenças principais entre os dois sistemas ferroviários. Por fim, na secção 4.5, apresentam-se as conclusões relativas à influência da qualidade geométrica da via ferroviária no comportamento dinâmico de vias balastrada e em laje contínua de betão.

4.2 Comportamento estrutural da via balastrada

Nesta secção do capítulo, estuda-se a influência não só das irregularidades geométricas da via, como também das rodas do comboio no comportamento dinâmico de uma via balastrada. Para isso, nos cálculos numéricos realizados, teve-se em conta os seguintes cenários:

- via perfeita sobre a qual circula uma roda perfeita (excitação paramétrica);
- via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal com comprimentos de onda entre 3 e 25 m e desvio padrão correspondente ao limite de alerta para manutenção preventiva de vias projectadas para velocidades de circulação entre 220 e 300 km/h;
- via com defeito pontual cujo valor de pico corresponde aos limites de alerta, de intervenção e de acção imediata, para velocidades de circulação entre 220 e 300 km/h;
- via balastrada com uma ou duas travessas dançantes;
- via perfeita sobre a qual circula um eixo de veículo, cuja roda apresenta um único liso, com comprimento igual a $0,1625$ m e com diferentes valores de profundidade.

É ainda de referir que as velocidades de circulação consideradas no estudo numérico são: 80, 120, 160, 220, 300 e 360 km/h, não se tendo limitado o estudo, como se vê, à alta velocidade ($V \geq 220$ km/h), por duas razões. A primeira, porque, na maioria das linhas ferroviárias projectadas para alta velocidade, circula também tráfego a velocidade mais

baixa; a segunda razão, porque a consideração de diferentes velocidades de circulação num estudo deste tipo, permite analisar a influência da velocidade no comportamento dinâmico nas vias ferroviárias.

Relativamente ao modelo de veículo, foi adoptado o modelo de um quarto de bogie, já indicado na Figura 3.8 c), para representar-se uma roda da locomotiva do comboio ICE2. Este modelo de eixo de veículo simula, suficientemente bem, o comportamento dinâmico de meio eixo do bogie do comboio sobre a via, para a gama de frequências em estudo (Vale *et al.*, 2008). O modelo de meio eixo do ICE2 não permite considerar as frequências próprias mais baixas, associadas ao movimento dos bogies e da caixa, como se verifica pelos resultados indicados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1: Frequências próprias do modelo de veículo do ICE 2

Modelo de veículo	Frequências próprias (Hz)
meio eixo de bogie	200
um quarto de bogie	200 ; 6,58
um oitavo de bogie	200 ; 7,18 ; 1,11

De modo a analisar a influência do modelo de contacto entre a roda e o carril na resposta dinâmica do sistema via-veículo, consideram-se, neste trabalho, dois modelos de contacto:

- o modelo de contacto elástico linear com $k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m;
- o modelo de contacto elástico não linear de Hertz com $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$.

A constante k_H corresponde à rigidez linearizada no modelo de Hertz para a carga correspondente a meio eixo da locomotiva do ICE2. O seu valor foi definido tendo-se considerado a expressão (3.16), apresentada no capítulo anterior. Quanto ao valor da constante C_H, ele corresponde ao indicado por Esveld (2001) para a caracterização do contacto entre roda e carril.

O software FEAP, utilizado nos estudos numéricos realizados no âmbito desta dissertação, permite resolver problemas de contacto entre dois corpos. Para isso, é necessário definir as superfícies de contacto e o tipo de interacção entre essas superfícies. O controlo da não penetração das superfícies de contacto é feito por qualquer um dos métodos já referidos na secção 3.4.3. Nos cálculos, foi adoptado o método de penalidade. Mas, deve referir-se que, caso o parâmetro de penalidade seja muito reduzido, pode ocorrer, durante o cálculo, propagação de erro provocando a penetração de uma superfície noutra, como

consequência desse problema numérico. Para superá-lo, sugere-se a utilização do método de lagrangeano aumentado que, no entanto, tem a desvantagem de exigir (geralmente) um maior esforço computacional do que o método de penalidade.

4.2.1 Descrição e modelação da via

Modelo estrutural

Na Figura 4.1, indica-se o modelo estrutural, considerado para representar a via balastrada que se pretende analisar. Foi definido em 2D, por se ter considerado a simetria longitudinal da via, e é constituído por 1954 elementos finitos, definidos por 4813 nós.

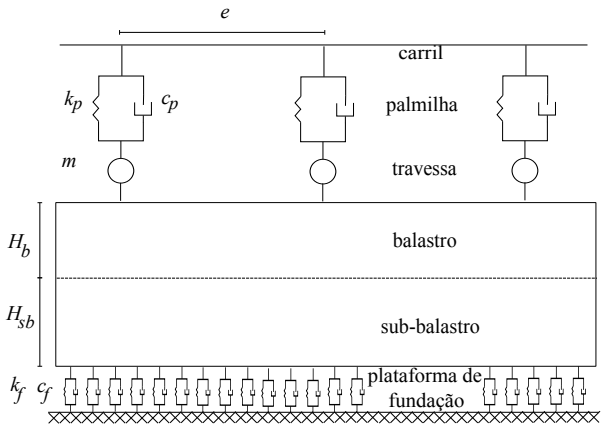


Figura 4.1: Modelo estrutural da via ferroviária balastrada

Quanto à extensão, o modelo tem 90 m de comprimento e é constituído por 150 travessas com espaçamento igual a 0,60 m, valor corrente em vias balastradas. A extensão do modelo foi definida, após ter-se investigado que, em modelos de via com menor desenvolvimento, poderia ocorrer reflexão de ondas de vibração - fenómeno numérico que surge em consequência da dimensão finita do modelo. Veja-se a Figura 4.2.

Quanto ao tipo de elementos, a fundação é definida por um conjunto de molas distribuídas sem interacção longitudinal, que se denomina correntemente apoio de Winkler. As camadas de balastro e sub-balastro são modeladas por elementos de oito nós de estado plano de tensão, para atender à continuidade longitudinal do material. As travessas são simuladas por massas pontuais, e as palmilhas, definidas por elementos discretos, sendo o seu comportamento mecânico representado por um sistema de mola e amortecedor em paralelo. No que diz respeito ao carril, este é definido por elementos de viga Euler-Bernoulli.

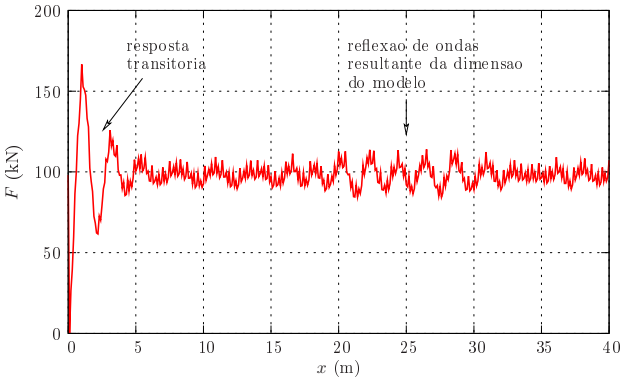


Figura 4.2: Resposta dinâmica da via balastrada: regime transitório e reflexão de onda (modelo com 40 m de extensão)

Características mecânicas da via

No Quadro 4.2, indicam-se as características geométricas e mecânicas consideradas na definição dos elementos constituintes da via balastrada em estudo. Note-se que os valores indicados referem-se a metade da secção da via, ou seja, têm em conta a simetria da secção transversal.

Quadro 4.2: Características geométricas e mecânicas dos elementos da via balastrada

Componente	Tipo de elemento	Parâmetro
carril UIC 60	viga Euler-Bernoulli	$E = 210$ GPa; $I = 3055$ cm^4 ; $\nu = 0,3$; $A_t = 76,84$ cm^2 ; $\rho = 60,34$ kg/m
palmilha	mola e amortecedor em paralelo	$k_p = 100$ kN/mm; $c_p = 12$ kNs/m
travessa	massa pontual	$m = 160$ kg; $e = 0,60$ m
balastro e sub-balastro	estado plano de tensão	$E = 130$ MPa; $\nu = 0,3$; $H_b = H_{sb} = 0,30$ m
plataforma da fundação	apoio de Winkler	$k_f = 80$ kN/mm^2 $c_f = 30$ kNs/m

Os parâmetros indicados neste Quadro são: E, módulo de elasticidade; I, inércia do carril; ν, coeficiente de Poisson; ρ, massa volúmica; A_t, área da secção transversal do carril; k_p, rigidez vertical da palmilha; c_p, amortecimento da palmilha; m, massa da travessa; e, espaçamento entre travessas; h_b, espessura da camada de balastro; h_{sb}, espessura da camada de sub-balastro; k_f, rigidez vertical da fundação; c_p, amortecimento da fundação.

A rigidez e o amortecimento considerados para as palmilhas correspondem aos adoptados nas linhas ferroviárias de alta velocidade de França, Itália e na linha Madrid-Barcelona,

em Espanha (UIC, 2001). No que diz respeito aos valores das grandezas relativas às camadas de balastro e sub-balastro e da plataforma da fundação, os parâmetros considerados correspondem aos sugeridos por UIC719Rb (2008) para vias balastradas de alta velocidade. O valor do amortecimento da fundação foi definido, com base em trabalhos de investigação incidentes em vias ferroviárias do mesmo tipo (Nielsen *et al.*, 2003; Uzzal *et al.*, 2008), etc.

4.2.2 Comportamento estático da via

Antes de analisar-se o comportamento dinâmico da via balastrada, apresenta-se a resposta estática desta via devido à carga por roda da locomotiva do ICE2 ($98,1$ kN), aplicada não só sobre uma das suas travessas, mas também a meia distância entre travessas.

Na Figura 4.3, mostra-se o deslocamento vertical da via balastrada, no caso da carga estática estar aplicada sobre uma das travessas da via.

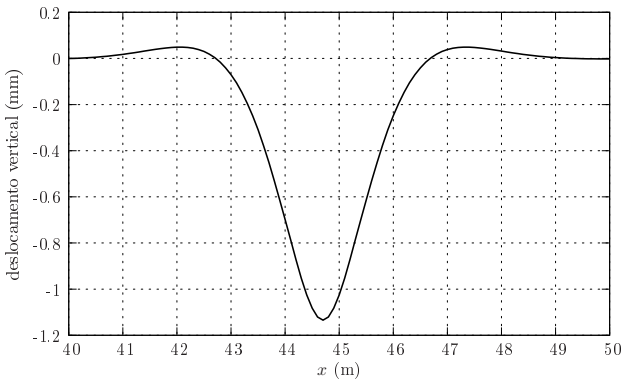


Figura 4.3: Deslocamento vertical da via balastrada para uma carga estática de $98,1$ kN aplicada sobre uma travessa da via

No Quadro 4.3, indica-se os valores máximos do deslocamento da via ($\delta_{via,\ \text{máx}}$) e também da força no sistema de fixação carril-travessa (F_{fix}), obtidos em cálculo estático nos dois casos de aplicação de carga já referidos. Na segunda situação, é apresentada a força no sistema de fixação mais próximo do ponto de aplicação da carga ($F_{fix,\ \text{adjacente}}$).

Quadro 4.3: Resposta estática da via balastrada nos casos de carga aplicada sobre e entre travessas (valores máximos)

carga aplicada sobre uma travessa	$\delta_{via,\ \text{máx}}$	1,135 mm
	F_{fix}	42,5 kN
carga aplicada entre travessas	$\delta_{via,\ \text{máx}}$	1,142 mm
	$F_{fix,\ \text{adjacente}}$	31,5 kN

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que, para a magnitude da carga considerada, o deslocamento máximo da via insere-se na gama corrente de deslocamentos da via: 1 a 2 mm. Relativamente à força no sistema de fixação, verifica-se que esta corresponde, aproximadamente, a 35% da carga estática aplicada.

4.2.3 Receptância e frequências próprias

Caracteriza-se, agora, a via ferroviária balastrada em termos de receptância directa e de frequências próprias. Define-se receptância directa da via como o cociente entre os valores máximos do deslocamento e da carga, medidas no mesmo ponto da estrutura, no caso de sobre esta actuar uma excitação harmónica a uma determinada frequência. Refere-se ainda que a variação da receptância de uma via com a frequência fornece importante informação sobre o comportamento da via e, através da comparação de valores reais da receptância com valores calculados numericamente, podem estimar-se as características mecânicas da via desconhecidas. As frequências próprias são aquelas que provocam fenómenos de ressonância na estrutura.

Na Figura 4.4, apresenta-se a receptância directa da via balastrada em função da frequência, no caso de carga aplicada sobre uma travessa da via.

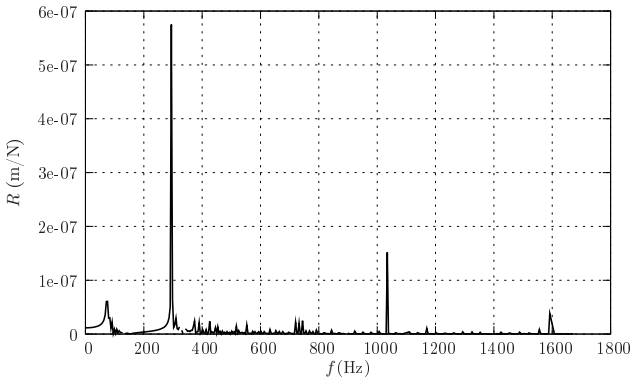


Figura 4.4: Receptância da via balastrada em função da frequência

Pela análise da Figura 4.4, verifica-se que:

- as frequências próprias mais relevantes, associadas a deformação vertical, são: 75, 230 e 1035 Hz;

- o primeiro modo de vibração da via balastrada (75 Hz) corresponde à deformação do balastro; o segundo modo (230 Hz), à deformação do carril; o terceiro (1035 Hz), ao modo *pin-pin*, no qual o carril se deforma, com um comprimento de onda correspondente ao dobro do espaçamento entre travessas (Figuras 4.5 a 4.7);



Figura 4.5: Primeiro modo de vibração vertical da via balastrada, $f = 75$ Hz

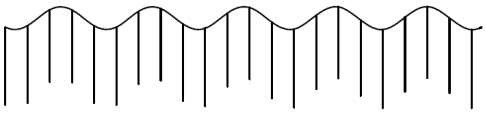


Figura 4.6: Segundo modo de vibração vertical da via balastrada, $f = 230$ Hz



Figura 4.7: Terceiro modo de vibração vertical da via balastrada, $f = 1035$ Hz

Observa-se que os valores das frequências próprias obtidos numericamente são semelhantes aos observados em vias balastradas reais, idênticas à da via em estudo (Man, 2000; Brenschede, 2000; Dahlberg, 2006).

4.2.4 Comportamento dinâmico da via perfeita

Antes de mais, importa dizer que, neste trabalho, os resultados referem-se à parte da resposta dinâmica da estrutura em regime permanente, que surge, como se indica na Figura 4.2, após a dissipação do regime transitório inicial, associado à entrada da carga no modelo.

O comportamento dinâmico da via balastrada perfeita, isto é, sem qualquer irregularidade, é analisado em termos de força dinâmica sobre a via, deslocamento vertical da via (ao nível do carril) e da travessa e força no sistema de fixação carril-travessa.

Note-se que, em via perfeita, a excitação dinâmica resulta do movimento do comboio sobre a via deformada em consequência da circulação do veículo sobre o carril apoiado de modo discreto. Deste modo, a frequência de excitação, que se denomina paramétrica, é calculada por:

$$f = \frac{V}{e} \tag{4.1}$$

sendo: f, frequência; V, velocidade; e, espaçamento entre travessas.

Em via não perfeita, para além desta excitação paramétrica, há ainda outras, que surgem devido à presença de irregularidades na via.

Para avaliar-se a influência do modelo de contacto no comportamento dinâmico da via perfeita, consideram-se, para a velocidade de 360 km/h (velocidade para a qual se espera uma maior variação da carga dinâmica em relação à estática), dois modelos de interacção de contacto: modelo linearizado e o não linear de Hertz.

A resposta estrutural da via balastrada perfeita, no caso de velocidade de 360 km/h, indica-se no Quadro 4.4, para cada um dos modelos de contacto referidos.

Quadro 4.4: Resposta estrutural da via balastrada perfeita em função do modelo de contacto entre roda e carril (V=360 km/h)

	Valores máximos	Modelo linearizado ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)	Modelo de Hertz ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)
Via perfeita	δ_{via} (mm)	$1,167$	$1,166$
	F_{fix} (kN)	$33,8$	$33,7$

Na Figura 4.8, apresenta-se a evolução do deslocamento da via ao longo do tempo, no caso de velocidade igual a 360 km/h, tendo em conta cada um dos modelos de contacto.

Os resultados obtidos mostram que, no caso de via perfeita, pode adoptar-se o modelo de interacção de contacto linearizado, dado que este modelo conduz aos mesmos resultados que o modelo não linear de Hertz com um menor esforço computacional.

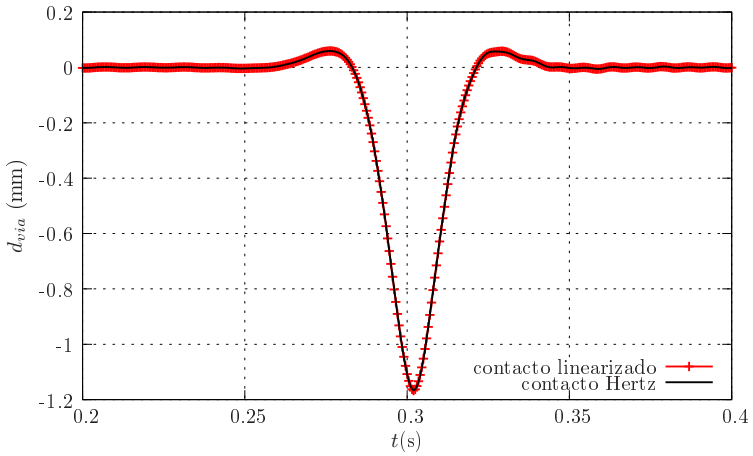


Figura 4.8: Deslocamento da via balastrada sobre uma travessa, considerando o modelo de contacto linearizado e o modelo de Hertz (V = 360 km/h)

Força dinâmica sobre a via

No Quadro 4.5, indicam-se os valores mínimo (Mín.), máximo (Máx.), médio (μ) e de desvio padrão (σ) da carga dinâmica sobre a via balastrada obtida para as velocidades de circulação de 80, 120, 160, 220, 300 e 360 km/h.

Analisando os resultados, apresentados no Quadro 4.5, verifica-se que:

- a carga dinâmica varia em torno da carga estática (98, 1 kN); veja-se o valor médio da carga dinâmica;
- a força dinâmica máxima aumenta com o aumento da velocidade de 80 para 360 km/h em 7, 6%;
- o desvio padrão da força dinâmica tende a aumentar com o aumento da velocidade;
- a carga dinâmica é inferior a 160 kN, o limite indicado por ETI (2002) para vias com tráfego a velocidade superior a 300 km/h.

Quadro 4.5: Força dinâmica sobre a via perfeita balastrada ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)

Velocidade (km/h)	F (kN)	Via perfeita
80	Mín.	96,4
	Máx.	100,1
	μ	98,1
	σ	0,6
120	Mín.	94,3
	Máx.	100,9
	μ	98,1
	σ	1,2
160	Mín.	92,8
	Máx.	103,9
	μ	98,1
	σ	2,0
220	Mín.	94,1
	Máx.	104,1
	μ	98,01
	σ	2,0
300	Mín.	93,4
	Máx.	105,1
	μ	98,0
	σ	2,8
360	Mín.	91,7
	Máx.	107,7
	μ	98,1
	σ	3,8

Deslocamentos verticais da via e da travessa

A Figura 4.8, apresentada na p. 102, mostra a variação temporal do deslocamento da via balastrada num dos seus pontos de apoio (travessa), devido à circulação de um eixo da locomotiva do ICE2 a 360 km/h. Veja-se que o deslocamento máximo da via, para a velocidade referida, é inferior a 1,5 mm.

No Quadro 4.6, indica-se, para diferentes velocidades de circulação, os valores máximo, médio e de desvio padrão dos deslocamentos verticais da via e da travessa.

Quadro 4.6: Resposta estrutural da via balastrada perfeita, para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e da travessa e força no sistema de fixação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)

Velocidade (km/h)	Valor	δ_{via} (mm)	δ_{trav} (mm)	F_{fix} (kN)
80	Máx.	1,230	0,924	38,1
	μ	1,223	0,857	36,6
	σ	0,009	0,008	0,19
120	Máx.	1,250	0,923	37,8
	μ	1,225	0,861	36,4
	σ	0,009	0,008	0,22
160	Máx.	1,298	0,926	38,7
	μ	1,239	0,868	37,0
	σ	0,010	0,008	0,34
220	Máx.	1,304	0,942	38,4
	μ	1,252	0,888	36,4
	σ	0,012	0,009	0,43
300	Máx.	1,423	1,064	37,0
	μ	1,128	0,930	35,5
	σ	0,047	0,044	0,70
360	Máx.	1,469	1,122	36,8
	μ	1,319	0,934	34,5
	σ	0,066	0,064	0,80

Analisando os resultados, indicados no Quadro 4.6, verifica-se que:

- os deslocamentos verticais máximos, quer da via quer da travessa, tendem a aumentar com o aumento da velocidade de circulação do comboio;
- os deslocamentos verticais máximos da via, para qualquer das velocidades consideradas, inserem-se na gama corrente de deslocamentos que é 1 a 2 mm, para a

magnitude da carga correspondente a aproximadamente 100 kN por roda;

- o desvio padrão dos deslocamentos verticais da via e da travessa são insignificantes, em qualquer uma das velocidades de circulação consideradas.

Força no sistema de fixação carril-travessa

No que diz respeito à força no sistema de fixação carril-travessa, os valores máximo, médio e de desvio padrão, obtidos para as seis velocidades de circulação consideradas, estão indicados no Quadro 4.6, anteriormente apresentado.

Observando os resultados, constata-se que, em via perfeita, a força máxima no sistema de fixação carril-travessa não varia significativamente com a velocidade do comboio. Por exemplo, nos cenários de velocidade considerados, essa força varia entre 37 e 39 kN.

4.2.5 Comportamento dinâmico da via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal

A irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal da via, é definida, como se indica na expressão (4.2), pela soma de várias funções harmónicas com comprimentos de onda λ entre 3 e 25 m (irregularidade da gama D1), ângulos de fase ϕ_n com valor aleatório entre 0 e 2π e amplitudes A_n, definidas pela expressão (4.3), a partir da função de densidade espectral de potência $S(w)$, definida pela expressão (4.4) e indicada na Figura 4.9.

$$z(x) = \sqrt{2}\sum_{n=0}^{N-1} A_n \cos(\frac{2\pi}{\lambda}x + \phi_n) \tag{4.2}$$

$$A_n = \sqrt{\frac{1}{2\pi} S_\omega(\omega)\Delta(\omega)_n} \tag{4.3}$$

$$S(w) = \frac{A\omega_c^2}{(\omega_r^2 + \omega^2)(\omega_c^2 + \omega^2)} \tag{4.4}$$

Para a definição da função densidade espectral de potência $S(w)$, considera-se $\omega_c = 0,82460$ rad/m e $\omega_r = 0,0206$ rad/m e ainda $A = 6,6 \times 10^{-7}$ m. Este parâmetro foi definido, de modo a que o desvio padrão do perfil de irregularidade fosse igual a $1,25$ mm, valor limite da situação de alerta de linhas ferroviárias com velocidades de tráfego entre 220 e 300 km/h (UIC518, 2005) e (ETI, 2008).

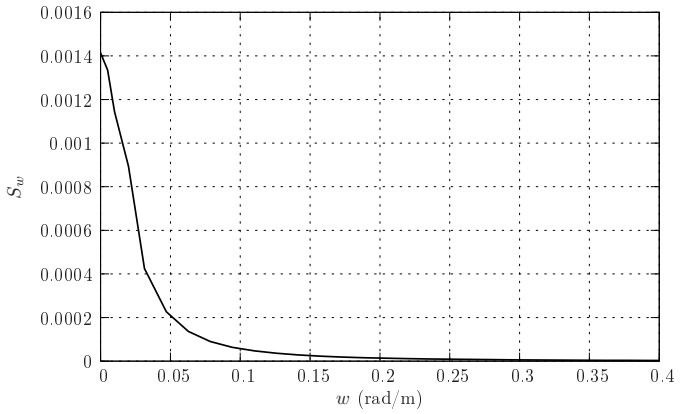


Figura 4.9: Função densidade espectral de potência

Na Figura 4.10, apresenta-se o perfil de irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal para a via balastrada em estudo.

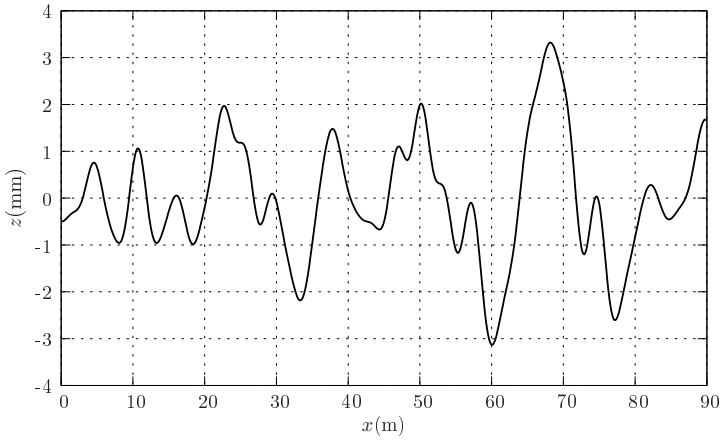


Figura 4.10: Irregularidade distribuída da via balastrada: $\lambda = [3; 25]$ m, $\sigma_{NL} = 1,25$ mm

Tal como foi feito no estudo do comportamento dinâmico da via balastrada perfeita, para avaliar-se a influência do modelo de contacto no comportamento dinâmico da via com irregularidade distribuída, considera-se, para a velocidade de 360 km/h, os modelos de interacção de contacto linearizado e não linear.

Os valores máximos obtidos, em termos de deslocamento da via e de força no sistema de fixação carril-travessa estão sintetizados no Quadro 4.7.

Quadro 4.7: Resposta estrutural da via balastrada com irregularidade distribuída, em função do modelo de contacto entre roda e carril (V=360 km/h)

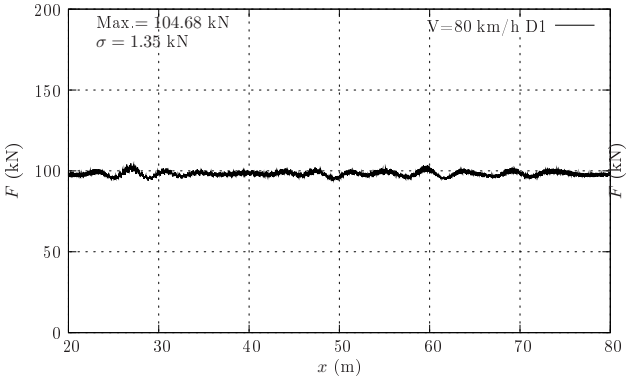
Via com irregularidade distribuída $3 \leq \lambda \leq 25$ m	Valores máximos	Modelo linearizado ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)	Modelo de Hertz ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)
	δ_{via} (mm)	$1,532$	$1,558$
	F_{fix} (kN)	$43,0$	$43,6$

Os resultados obtidos mostram que, no caso de via com irregularidade distribuída com desvio padrão igual a 1,25 mm (gama D1), pode adoptar-se o modelo de interacção de contacto linearizado, dado que os resultados obtidos com os dois modelos são semelhantes.

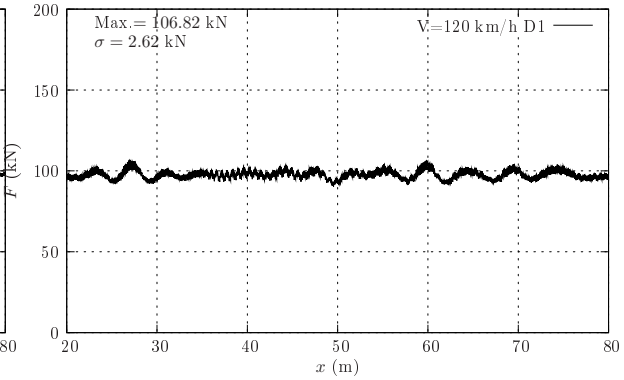
Força dinâmica sobre a via

Na Figura 4.11, mostra-se a variação da carga dinâmica ao longo da via balastrada com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal da gama D1 ($3 \leq \lambda \leq 25$ m), para diferentes velocidades de circulação.

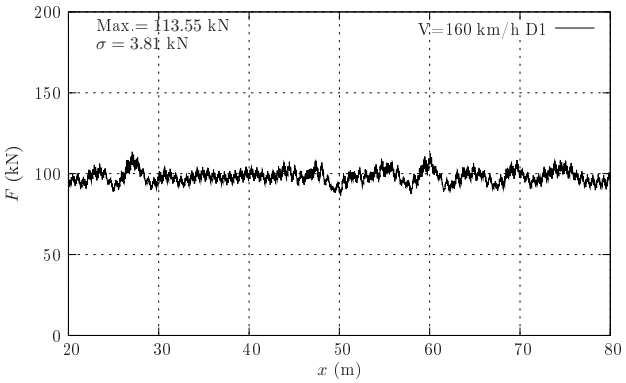
No Quadro 4.8, são indicados os valores mínimo (Mín.), máximo (Máx.), médio (μ) e de desvio padrão (σ) da solicitação dinâmica sobre a via balastrada, obtida para diferentes velocidades de circulação e no caso de via perfeita e de via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal ($3 \leq \lambda \leq 25$ m e $\sigma_{NL} = 1,25$ mm).



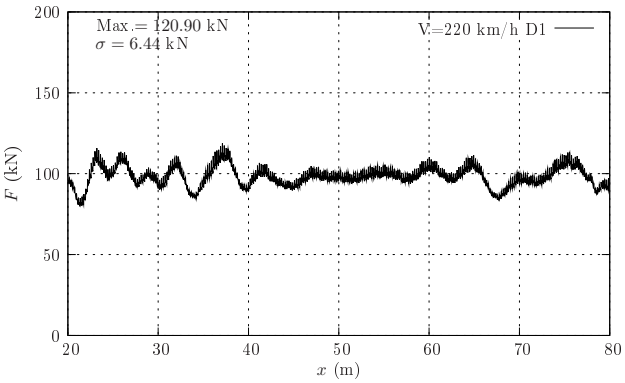
a) V = 80 km/h



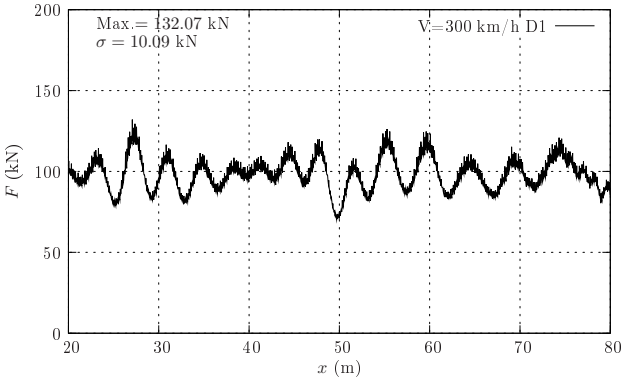
b) V = 120 km/h



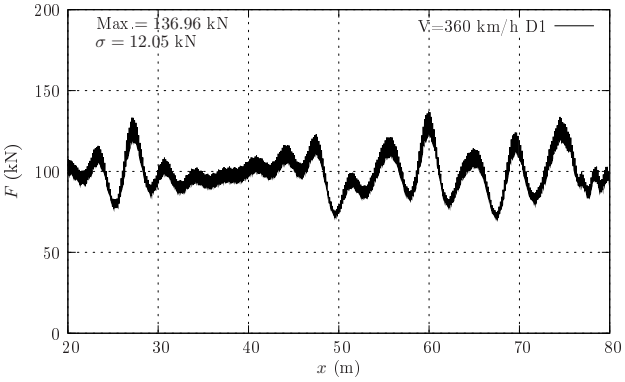
c) V = 160 km/h



d) V = 220 km/h



e) V = 300 km/h



f) V = 360 km/h

Figura 4.11: Variação da carga dinâmica ao longo da via balastrada com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal D1 para diferentes velocidades de circulação

Quadro 4.8: Força dinâmica sobre a via balastrada com irregularidade distribuída D1: $3 \leq \lambda \leq 25$ m e $\sigma_{NL} = 1,25$ mm ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)

Velocidade (km/h)	F (kN)	Via perfeita	Via com irregularidade distribuída
80	Mín.	96,4	94,2
	Máx.	100,1	104,7
	μ	98,1	98,1
	σ	0,6	1,4
120	Mín.	94,3	90,3
	Máx.	100,9	106,8
	μ	98,1	98,0
	σ	1,2	2,6
160	Mín.	92,8	86,5
	Máx.	103,9	113,6
	μ	98,1	113,6
	σ	2,0	3,8
220	Mín.	94,1	79,9
	Máx.	104,1	120,9
	μ	98,08	98,1
	σ	2,0	6,4
300	Mín.	93,4	70,2
	Máx.	105,1	132,1
	μ	98,0	98,1
	σ	2,8	10,1
360	Mín.	91,7	71,1
	Máx.	107,7	136,7
	μ	98,1	98,2
	σ	3,8	12,1

Analisando os resultados apresentados quer na Figura 4.11, quer no Quadro 4.8, verifica-se que:

- a carga dinâmica varia em torno da carga estática (98,1 kN);
- o aumento da força dinâmica, devido à variação de velocidade de 80 para 360 km/h, é de 7,6%, em via perfeita e de 30,5%, em via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal;
- o desvio padrão da força dinâmica tende a aumentar com o aumento da velocidade, apresentando maior valor, na via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal, do que na via perfeita;

- a carga dinâmica, nas velocidades analisadas, é inferior a 160 kN, limite indicado por ETI (2002) para a carga dinâmica máxima por roda em vias com tráfego a velocidade superior a 300 km/h.

Na Figura 4.12, apresenta-se, em função da velocidade do veículo, a evolução do factor de amplificação da carga dinâmica sobre a via balastrada, nos casos de via perfeita e de via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal.

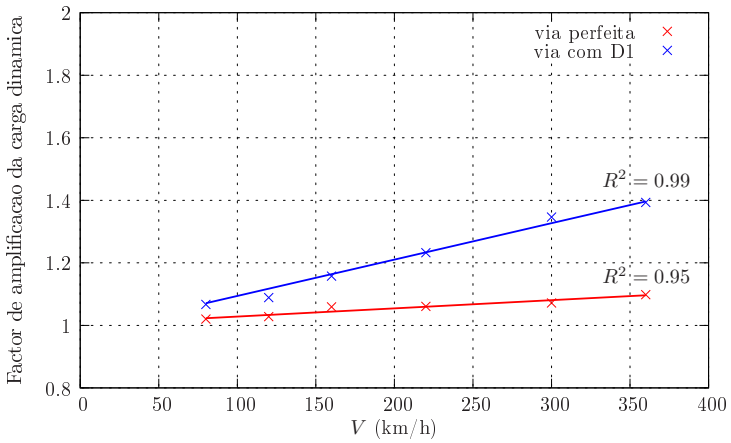


Figura 4.12: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da carga dinâmica: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal D1 (via balastrada)

Esta Figura mostra que o factor de amplificação da carga dinâmica aumenta, linearmente, com o aumento da velocidade, quer em via perfeita, quer em via com irregularidade distribuída, como comprovam os elevados valores de R^2 das regressões lineares, definidas a partir dos resultados obtidos. Verifica-se ainda que o factor de amplificação da carga dinâmica, em relação à estática, varia entre $1,00$ e $1,10$, em via perfeita, e entre $1,0$ e $1,39$, em via com irregularidade distribuída.

Deslocamentos verticais da via e da travessa

Na Figura 4.13, mostra-se a variação, ao longo da via balastrada, do deslocamento da via, à medida que o veículo circula sobre ela às velocidades de 220, 300 e 360 km/h. Pela Figura, verifica-se também um aumento da variação do deslocamento da via à medida que a velocidade de circulação aumenta.

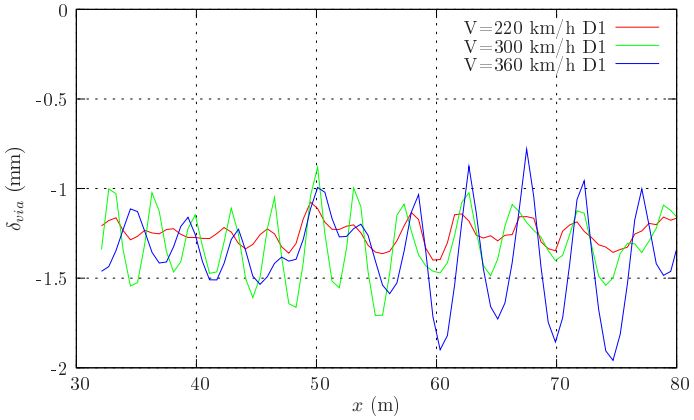


Figura 4.13: Variação do deslocamento vertical ao longo da via balastrada com irregularidade distribuída para diferentes velocidades de circulação

No Quadro 4.9, apresenta-se, para as seis velocidades consideradas no trabalho, os valores máximo, médio e de desvio padrão dos deslocamentos da via e das travessas, no caso de via perfeita e de via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal.

Na Figura 4.14, apresenta-se a evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação do deslocamento máximo da via, em relação à situação estática, nos casos de via perfeita e de via com irregularidade distribuída com comprimentos de onda entre 3 e 15 m (gama D1).

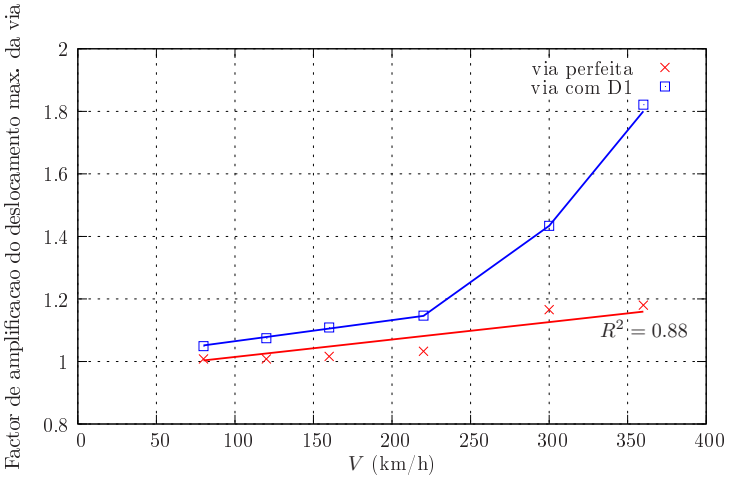


Figura 4.14: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação do deslocamento máximo da via: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída (via balastrada)

Quadro 4.9: Resposta estrutural da via balastrada, perfeita e com irregularidade distribuída, para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e da travessa e força no sistema de fixação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)

Velocidade (km/h)	Valor	δ_{via} (mm)		δ_{trav} (mm)		F_{fix} (kN)	
		perfeita	$3 \leq \lambda \leq 25$ m	perfeita	$3 \leq \lambda \leq 25$ m	perfeita	$3 \leq \lambda \leq 25$ m
80	Máx.	1,230	1,289	0,924	0,917	38,1	38,3
	μ	1,223	1,224	0,857	0,858	36,6	36,6
	σ	0,009	0,018	0,008	0,014	0,2	0,5
120	Máx.	1,250	1,311	0,923	0,928	37,8	39,1
	μ	1,225	1,227	0,861	0,862	36,4	36,5
	σ	0,009	0,033	0,008	0,023	0,2	1,0
160	Máx.	1,298	1,353	0,926	0,953	38,7	40,8
	μ	1,239	1,240	0,868	0,870	37,0	37,0
	σ	0,010	0,047	0,008	0,034	0,3	1,4
220	Máx.	1,304	1,399	0,942	1,000	38,4	40,8
	μ	1,252	1,254	0,888	0,889	36,4	36,5
	σ	0,012	0,075	0,009	0,055	0,4	2,1
300	Máx.	1,423	1,750	1,064	1,317	37,0	44,3
	μ	1,128	1,315	0,930	0,939	35,5	35,5
	σ	0,047	0,192	0,044	0,157	0,7	4,5
360	Máx.	1,469	2,222	1,122	1,741	36,8	48,1
	μ	1,319	1,389	0,934	1,065	34,5	32,4
	σ	0,066	0,284	0,064	0,224	0,8	6,4

Máx., valor máximo;
μ, valor médio;
σ, desvio padrão.

Os resultados apresentados no Quadro 4.9 e na Figura 4.14, mostram que, para velocidades inferiores a 220 km/h, o aumento do deslocamento máximo da via com irregularidade distribuída é semelhante ao verificado na via perfeita, o que é justificado pelo facto da irregularidade distribuída, considerada no cálculo, apresentar desvio padrão correspondente ao limite de alerta associado a velocidades de circulação superiores a 220 km/h, ou seja, um valor de desvio padrão inferior ao definido para velocidades inferiores a 220 km/h. Os resultados obtidos mostram ainda que, excepto no caso de circulação ferroviária a 360 km/h, o deslocamento máximo da via insere-se na gama corrente de deslocamentos para um eixo de aproximadamente 20 ton: $1,0$ a $2,0$ mm. Observando ainda a Figura 4.14, nota-se um incremento acentuado do deslocamento máximo da via com o aumento de velocidade a partir de 220 km/h.

Força no sistema de fixação carril-travessa

Relativamente à força no sistema de fixação carril-travessa, os valores máximo, mínimo, médio e de desvio padrão, obtidos quer em via perfeita, quer em via com irregularidade distribuída, estão indicados no Quadro 4.9, para as velocidades de tráfego em estudo.

Na Figura 4.15, mostra-se a evolução, com a velocidade de tráfego, do factor de amplificação da força no sistema de fixação, nos casos de via perfeita e de via com irregularidade distribuída.

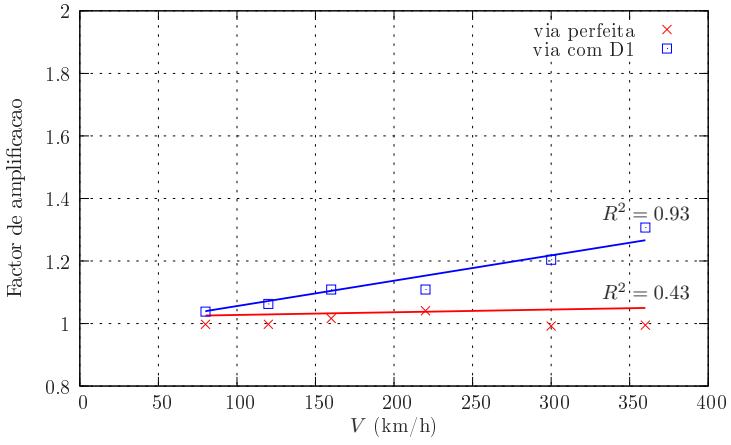


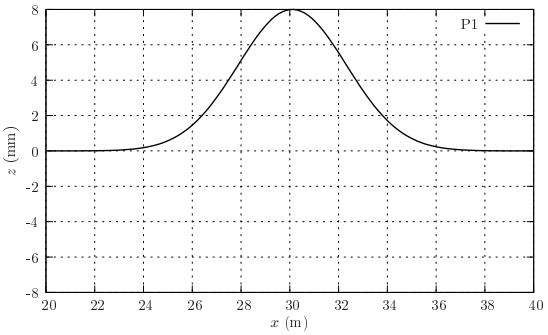
Figura 4.15: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da força no sistema de fixação: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída (via balastrada)

Observando a Figura 4.15, verifica-se também que o factor de amplificação da força no sistema de fixação aumenta linearmente com o aumento da velocidade, no caso de via com irregularidade distribuída. Em via perfeita, note-se o valor reduzido de R^2.

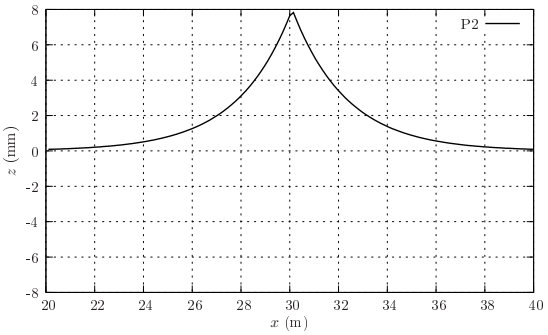
4.2.6 Comportamento dinâmico da via com defeito pontual de nivelamento longitudinal

De modo a analisar-se o comportamento dinâmico da via com defeito pontual de nivelamento longitudinal, consideram-se, nesta investigação, cinco formas geométricas de defeitos pontuais da via com diferentes valores de pico: 8, 10 e 17 mm. Estes valores correspondem, respectivamente, aos limites de alerta, de intervenção e de acção imediata, definidos pela UIC518 (2005), para velocidades de circulação entre 220 e 300 km/h.

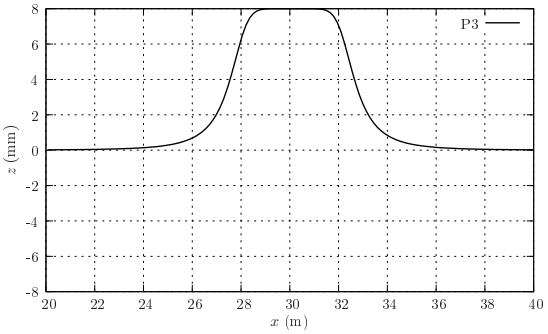
Na Figura 4.16, apresenta-se a geometria dos cinco defeitos pontuais com valor de pico igual a 8 mm. Note-se que, apesar dos defeitos pontuais apresentarem o mesmo valor de pico, a diferença entre picos consecutivos é diferente, consoante a forma geométrica do defeito. Por exemplo, nas formas geométricas P1, P2 e P3, essa diferença é de 8 mm; na forma P4, é de 16 mm e, na forma P5, de 11 mm. Refere-se ainda que, neste estudo numérico, compara-se a resposta dinâmica da via balastrada, no caso do defeito ser ascendente ou descendente.



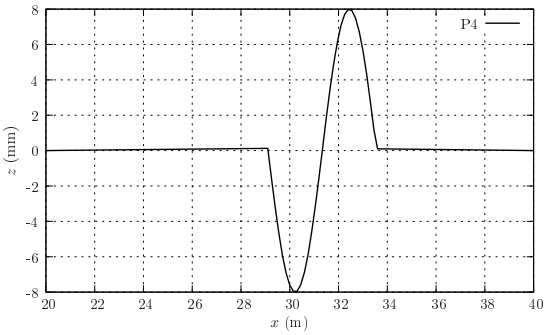
a) P1: $z = Ae^{(-1/2)(\overline{k}x)^2}$



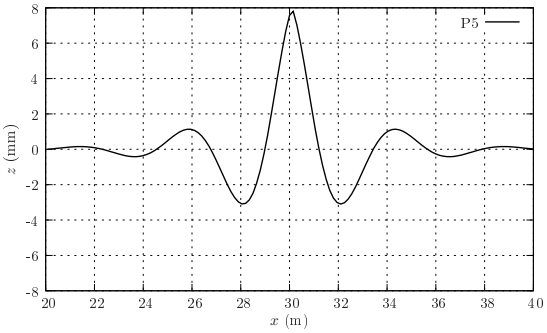
b) P2: $z = Ae^{-\overline{k}|x|}$



c) P3: $z = (\frac{A^2}{1+(\overline{k}x)^8})^{1/2}$



d) P4: $z = A\sin(\pi\overline{k}x)$



e) P5: $z = Ae^{-\overline{k}|x|}\cos(\pi\overline{k}x)$

Figura 4.16: Geometria dos cinco tipos de defeitos pontuais da via ($A = 8$ mm, valor de pico; $\overline{k} = 0,45$, parâmetro que se relaciona com a extensão do defeito)

Tal como na análise do comportamento dinâmico da via perfeita e da via com irregularidade distribuída, analisa-se, nesta parte do trabalho, a influência do modelo de contacto no comportamento dinâmico da via balastrada com defeito pontual.

No Quadro 4.10, apresentam-se, para os modelos de contacto linearizado e não linear, os valores máximo da carga dinâmica sobre a via, obtidos para as cinco formas geométricas de defeitos indicadas, tendo-se considerado defeitos, com forma ascendente e valor de pico igual a 8 mm. Os resultados foram obtidos para a velocidade de circulação do comboio igual a 360 km/h.

Quadro 4.10: Força dinâmica sobre a via balastrada, em função do modelo de contacto, para diferentes formas geométricas do defeito pontual (A = 8 mm e V = 360 km/h)

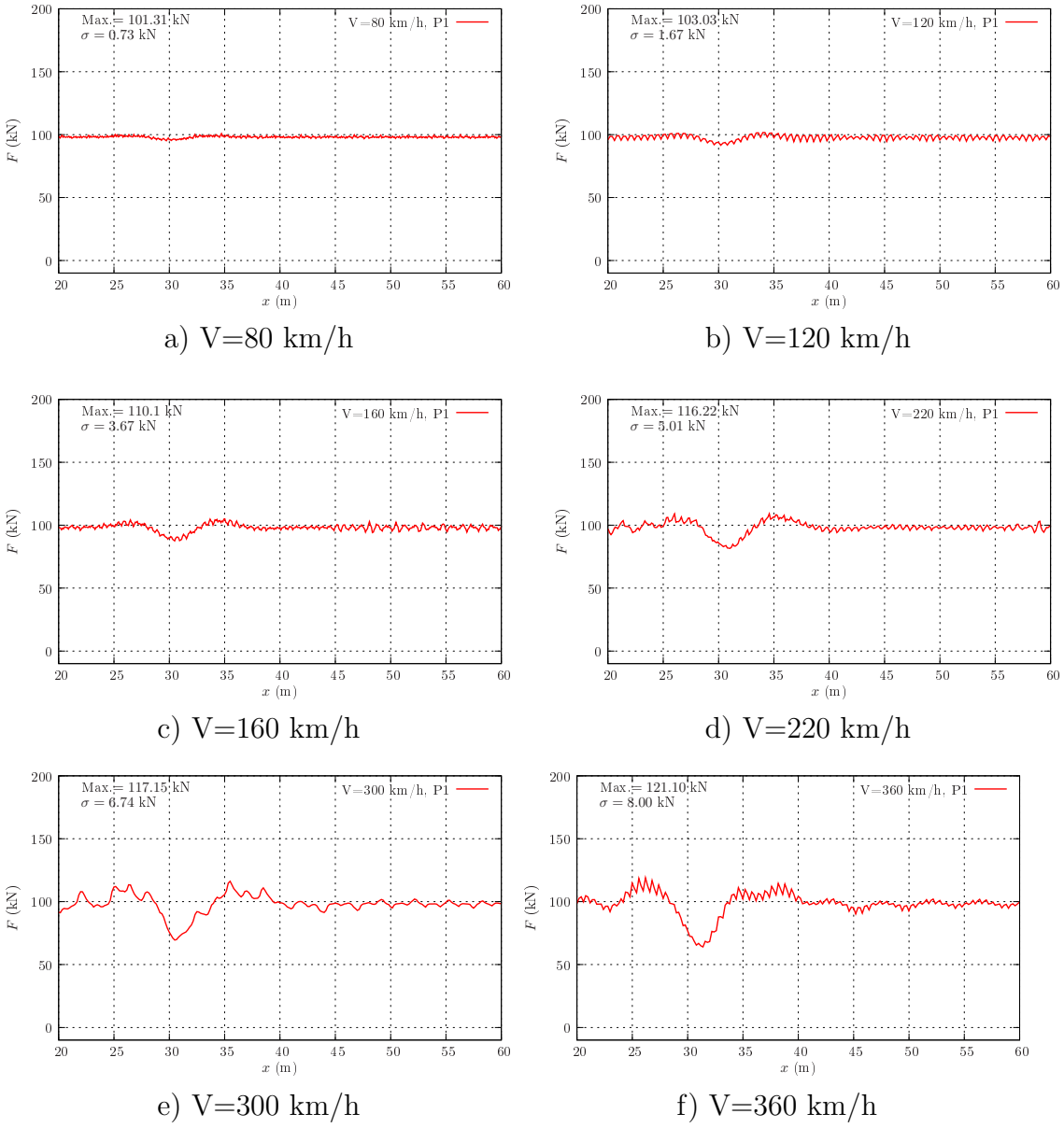
Força dinâmica (kN)	P1		P2		P3		P4		P5	
	k_H	C_H	k_H	C_H	k_H	C_H	k_H	C_H	k_H	C_H
	120,7	121,1	136,0	136,7	173,6	178,0	512,7	532,4	331,3	316,3

com: $k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m, rigidez linearizada para a carga de 98,1 kN; $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$, rigidez de Hertz.

Analisando os resultados, verifica-se a existência de diferenças significativas com os dois modelos de contacto, pelo que a utilização do modelo linearizado com $k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m não é adequada. Estas diferenças devem-se ao facto da solicitação dinâmica ser substancialmente superior à carga para a qual se linearizou a constante k_H (98,1 kN). Assim, nos cálculos realizados para a avaliação do comportamento dinâmico da via balastrada com defeito pontual, considera-se o modelo de contacto não linear de Hertz.

Força dinâmica sobre a via

Começa por analisar-se, em maior detalhe, o defeito com forma geométrica do tipo P1. Na Figura 4.17, apresenta-se, para as seis velocidades de circulação, a variação da carga dinâmica ao longo da via balastrada, com defeito P1 com valor de pico igual a 8 mm.



a) V=80 km/h

b) V=120 km/h

c) V=160 km/h

d) V=220 km/h

e) V=300 km/h

f) V=360 km/h

Figura 4.17: Variação da carga dinâmica ao longo da via balastrada devido a defeito pontual P1 com valor de pico de 8 mm, para diferentes velocidades de circulação

Na Figura 4.18, mostra-se a variação da carga dinâmica ao longo da via, em função do valor de pico do defeito pontual P1, no caso de velocidade de circulação igual a 360 km/h.

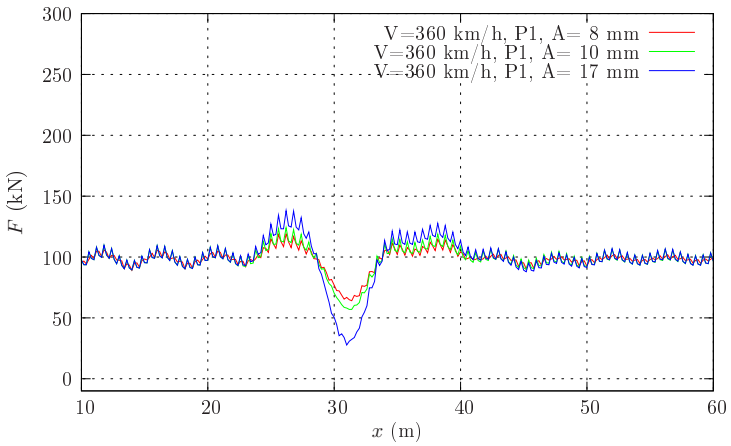


Figura 4.18: Força dinâmica sobre a via balastrada resultante da circulação de um eixo de veículo a 360 km/h sobre um defeito P1 com diferentes valores de pico

Os valores mínimo (Mín.), máximo (Máx.) e médio (μ) da carga dinâmica sobre a via balastrada com defeito pontual do tipo P1, obtidos para as velocidades de circulação de 80, 120, 160, 220, 300 e 360 km/h, indicam-se no Quadro 4.11.

Analisando os resultados (Figuras 4.17 e 4.18 e no Quadro 4.11), verifica-se que:

- a existência de defeito pontual do tipo geométrico P1 em via balastrada não provoca, em nenhum dos casos, perda de contacto entre a roda e o carril ($F > 0$);
- a força dinâmica sobre a via balastrada com defeito pontual é, na situação mais desfavorável (V = 360 km/h e A = 17 mm), inferior a 160 kN, o limite máximo normativo referente à magnitude de carga dinâmica por eixo sobre a via, para velocidades superiores a 300 km/h;
- a magnitude da força dinâmica mínima e máxima é semelhante nos casos de valor de pico igual a 8 e 10 mm, para velocidades inferiores a 300 km/h.

Quadro 4.11: Força dinâmica sobre a via balastrada com defeito pontual do tipo P1, para diferentes velocidades e valores de pico ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Velocidade (km/h)	F (kN)	Via perfeita	P1: $z = Ae^{-1/2(0,45x)^2}$		
			$A = 8$ mm	$A = 10$ mm	$A = 17$ mm
	Mín.	96,4	94,9	94,6	92,0
	Máx.	100,1	101,3	101,1	102,1
80	μ	98,1	98,1	98,1	98,1
	Mín.	94,3	91,5	90,3	85,9
	Máx.	100,9	103,0	103,4	105,9
120	μ	98,1	98,1	98,1	98,1
	Mín.	92,7	84,5	84,5	76,7
	Máx.	103,9	110,1	110,2	115,4
160	μ	98,1	98,1	98,1	98,1
	Mín.	94,1	76,9	76,8	62,9
	Máx.	104,1	113,2	113,2	121,3
220	μ	98,1	98,0	98,1	98,1
	Mín.	93,4	69,1	63,8	41,49
	Máx.	105,1	117,2	121,3	130,4
300	μ	98,0	98,0	98,1	98,1
	Mín.	91,7	63,3	56,0	27,7
	Máx.	107,7	121,1	125,1	139,6
360	μ	98,1	98,1	98,1	98,1

Na Figura 4.19, indica-se, em função da velocidade, a evolução do factor de amplificação da carga dinâmica para os três valores de pico de defeito pontual P1.

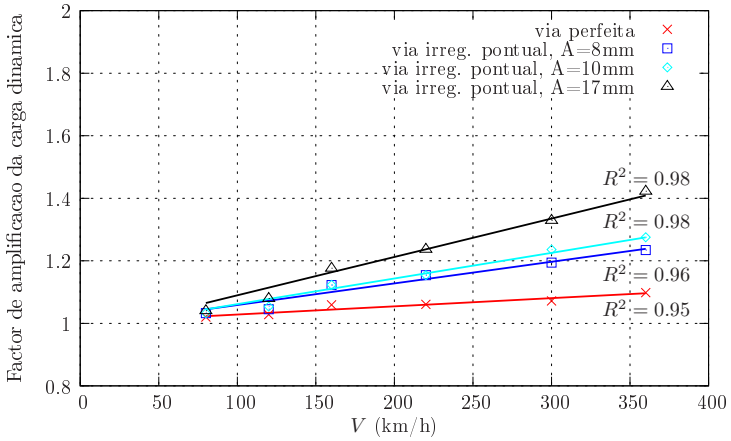


Figura 4.19: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da carga dinâmica para diferentes valores de pico do defeito P1 (via balastrada)

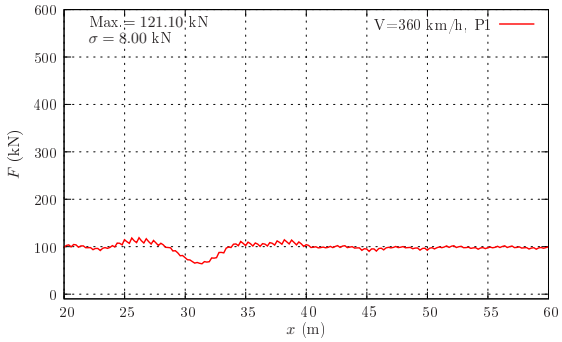
Constata-se (Figura 4.19) que o factor de amplificação da carga dinâmica em relação à carga estática aumenta linearmente com o aumento da velocidade (veja-se os elevados valores de R^2), tendo este factor de amplificação, na situação mais desfavorável (V = 360 km/h e A = 17 mm) o valor de $1,42$.

Como já referido neste trabalho, foram consideradas outras formas geométricas de defeitos pontuais da via, para analisar-se a influência da geometria do defeito no comportamento dinâmico do sistema veículo-via.

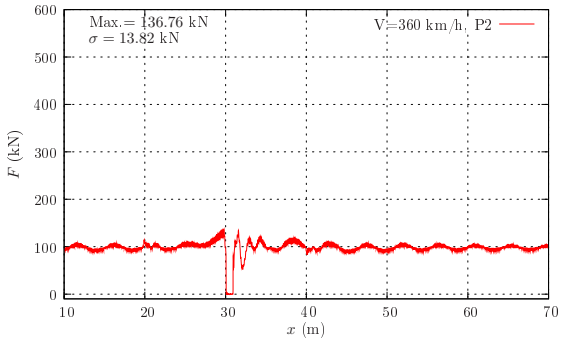
Na Figura 4.20, indica-se, para cada uma das cinco formas geométricas de defeito pontual e considerando um pico ascendente com valor igual a 8 mm, a variação da carga dinâmica sobre a via balastrada, provocada pela circulação de um veículo a 360 km/h.

No Quadro 4.12, apresentam-se os valores mínimo (Mín.), máximo (Máx.), médio (μ) e de desvio padrão (σ) da carga dinâmica sobre a via balastrada para os cinco tipos de defeito pontual, considerando-se velocidade de circulação igual a 360 km/h e pico igual a 8 mm, valor correspondente ao limite de alerta para velocidades de circulação entre 220 e 300 km/h.

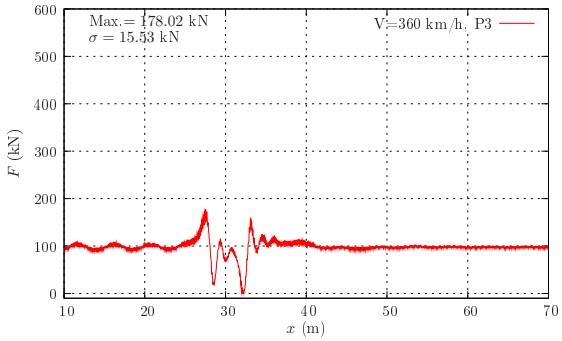
Neste Quadro, apresentam-se os resultados obtidos, nos casos de defeito com forma ascendente e descendente.



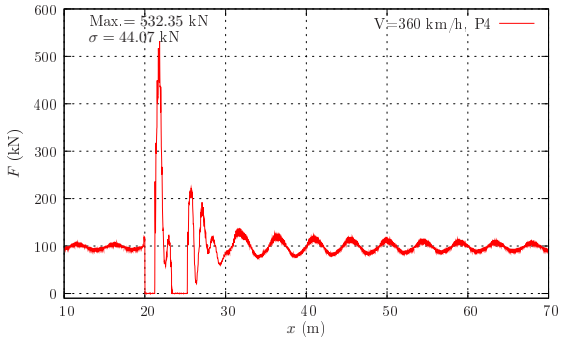
a) Defeito pontual P1



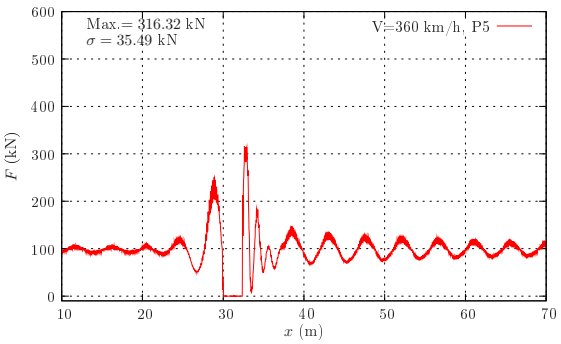
b) Defeito pontual P2



c) Defeito pontual P3



d) Defeito pontual P4



e) Defeito pontual P5

Figura 4.20: Variação da carga dinâmica sobre via balastrada para diferentes formas geométricas de defeitos pontuais (A = 8 mm, V = 360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Quadro 4.12: Força dinâmica sobre a via balastrada em função da forma geométrica do defeito pontual (V=360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Força (kN)	A (mm)	P1 Hertz	P2 Hertz	P3 Hertz	P4 Hertz	P5 Hertz
Mín.	+8	63,3	0,0	0,0	0,0	0,0
	-8	76,0	39,1	0,0	0,0	0,0
Máx.	+8	121,1	136,8	178,0	532,4	316,3
	-8	141,1	259,6	179,0	588,5	420,2
μ	+8	98,1	98,1	98,1	98,1	98,0
	-8	98,1	98,1	98,1	98,1	98,0
σ	+8	8,0	13,8	15,5	44,1	35,5
	-8	8,7	15,8	15,8	76,7	39,1

Os resultados, indicados quer na Figura 4.20, quer no Quadro 4.12, mostram que a forma geométrica do defeito do tipo P1 é a única que não induz perda de contacto entre a roda e o carril, mesmo à velocidade mais elevada (360 km/h).

Analisando os resultados obtidos, constata-se também que a forma geométrica de defeito mais desfavorável, em termos de solicitação dinâmica sobre a via, é a forma P4, seguindo-se a forma do tipo P5. Estas duas formas geométricas de defeito induzem uma força dinâmica sobre a via, respectivamente, de 532 e 316 kN, valores bastante mais elevados do que os obtidos para as outras formas geométricas. Esta diferença nos valores da força dinâmica sobre a via mostra que esta força depende não só do valor de pico do defeito pontual, mas também, e mais fortemente, da diferença entre picos consecutivos do defeito. Note-se que a força dinâmica é maior nos defeitos com forma P4 e P5, aos quais corresponde uma diferença entre picos consecutivos de, respectivamente, 16 e de 11 mm, enquanto que, no caso dos defeitos do tipo P1 a P3, cujo valor de pico do defeito é de 8 mm (cf. Figura 4.16), a carga dinâmica sobre a via é inferior a 200 kN.

Os resultados obtidos mostram também que a forma descendente dos defeitos pontuais faz aumentar a carga dinâmica máxima sobre a via em relação à forma ascendente, e a forma ascendente do defeito diminui a carga dinâmica mínima, podendo favorecer fenómenos de perda de contacto entre a roda e o carril.

Observando ainda a Figura 4.20, verifica-se que, nos defeitos pontuais de forma geométrica P2 a P5, imediatamente após a ocorrência de perda de contacto entre a roda e o carril, surge uma força de impacto de elevada frequência de excitação.
Ressalva-se que esta carga de impacto, calculada numericamente, pode estar sobrestimada, dado terem sido considerados, na modelação do carril, elementos de viga Euler-Bernoulli

e não elementos de via Rayleigh-Timoshenko (RT). Note-se que, no caso de excitação a elevadas frequências, a consideração de elementos RT é mais adequada do que a de EB, como se indica no Capítulo 3, por considerarem a deformação por corte. Não se adoptaram elementos de viga RT pelo facto da versão do software FEAP utilizada não permitir considerar, em simultâneo, elementos RT e o modelo de contacto não linear de Hertz.

Deslocamentos verticais da via e da travessa

Na Figura 4.21, apresenta-se o deslocamento vertical ao longo da via, obtido com a forma geométrica do defeito P1, com valor de pico igual a 8 mm (também indicada na Figura), para as velocidades de 220 e 360 km/h.

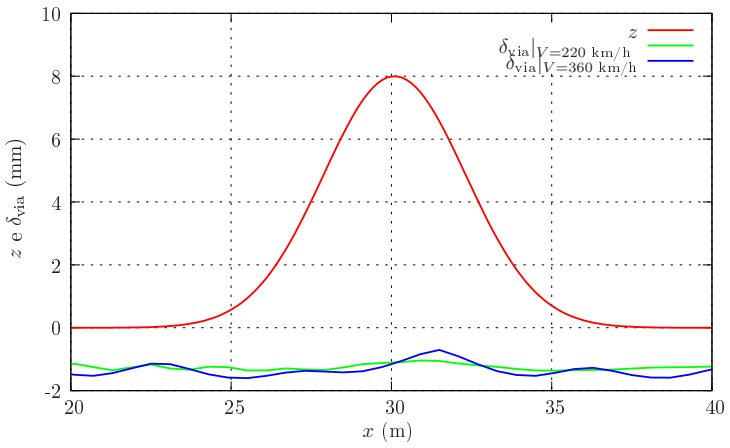


Figura 4.21: Variação do deslocamento vertical ao longo da via balastrada, no caso de esta apresentar defeito pontual P1 com valor de pico de 8 mm

Observando esta Figura, verifica-se que o deslocamento máximo da via atinge-se, nas duas situações de tráfego, imediatamente após a ocorrência do pico do defeito.

No que diz respeito à resposta dinâmica da via balastrada com defeito pontual do tipo P1, indicam-se, no Quadro 4.13, os seus deslocamentos verticais, para diferentes picos de defeito e velocidades de circulação do veículo.

Na Figura 4.22, apresenta-se a evolução do factor de amplificação dinâmico do deslocamento vertical da via balastrada, em função da velocidade do comboio ICE2.

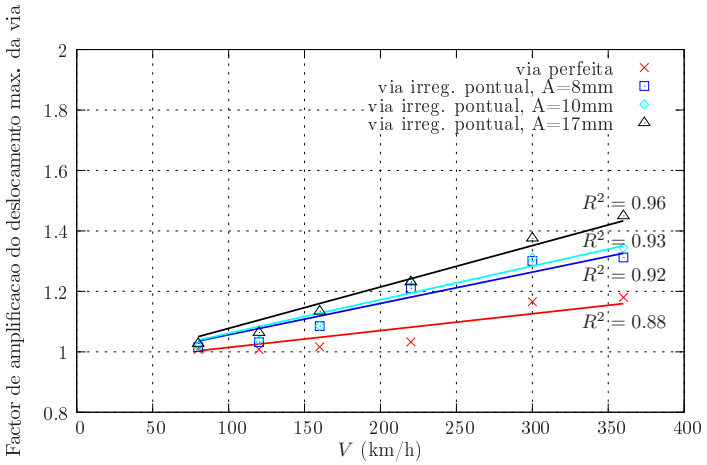


Figura 4.22: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação do deslocamento máximo da via balastrada: via perfeita *vs.* via com defeito pontual P1

Os resultados apresentados no Quadro 4.13 e na Figura 4.22, relativos ao comportamento dinâmico da via balastrada com defeito pontual do tipo P1, mostram que:

- o deslocamento máximo da via varia entre $1,2$ e $1,8$ mm, valores situados na gama corrente de deslocamentos da via para a magnitude de carga considerada (1-2 mm);
- o deslocamento máximo da via, para velocidades até 220 km/h e qualquer um dos três valores de pico, é semelhante;
- o valor máximo de pico correspondente à manutenção correctiva (A = 10 mm) induz, para todas as velocidades consideradas, um deslocamento máximo de via semelhante ao obtido com o limite de manutenção preventiva (A = 8 mm);
- o factor de amplificação do deslocamento máximo da via aumenta linearmente com o aumento da velocidade do comboio;
- os deslocamentos máximos da via, obtidos com os valores de pico de defeito, correspondentes à manutenção preventiva e correctiva (A = 8 mm e A = 10 mm), são 30% superiores ao deslocamento estático, ao passo que o deslocamento máximo, obtido com o pico associado à acção imediata (A = 17 mm), é 45% superior a esse deslocamento.

Quadro 4.13: Resposta estrutural da via balastrada, perfeita e com defeito pontual P1, para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e força no sistema de fixação ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Velocidade (km/h)	Valor	δ_{via} (mm)				F_{fix} (kN)			
		perfeita	$A = 8$ mm	$A = 10$ mm	$A = 17$ mm	perfeita	$A = 8$ mm	$A = 10$ mm	$A = 17$ mm
80	Máx.	1,230	1,239	1,242	1,254	37,0	37,2	37,3	37,7
	μ	1,222	1,222	1,222	1,222	36,4	36,6	36,6	36,6
120	Máx.	1,250	1,259	1,268	1,299	37,1	37,3	37,8	38,8
	μ	1,223	1,225	1,225	1,225	36,3	36,4	36,4	36,5
160	Máx.	1,298	1,324	1,325	1,384	38,7	38,8	39,5	41,3
	μ	1,238	1,236	1,238	1,240	37,0	36,9	36,9	36,9
220	Máx.	1,399	1,477	1,503	1,503	38,4	39,7	40,4	43,2
	μ	1,254	1,254	1,256	1,257	36,1	36,3	36,2	36,3
300	Máx.	1,587	1,600	1,679	1,398	39,9	40,2	40,9	44,3
	μ	1,128	1,290	1,293	1,297	35,0	35,1	35,0	35,0
360	Máx.	1,469	1,601	1,640	1,769	39,8	40,6	41,9	46,9
	μ	1,319	1,323	1,329	1,343	34,5	34,2	34,0	34,0

Máx., valor máximo;
μ, valor médio;
A, valor de pico do defeito.

Quanto ao deslocamento vertical máximo da via balastrada com diferentes formas geométricas de defeito pontual, este é apresentado no Quadro 4.14.

Quadro 4.14: Deslocamento vertical máximo da via balastrada, em função da forma geométrica do defeito pontual (A= 8 mm, V= 360 km/h, $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Deslocamento vertical da via (mm)	P1	P2	P3	P4	P5
	1,601	1,818	2,091	4,307	3,957

Ao analisar os resultados, observa-se que a forma geométrica que provoca um maior deslocamento vertical máximo da via é a P4, tendo sido verificado um deslocamento superior a 4 mm, valor inadmissível em vias ferroviárias de alta velocidade. Verifica-se também que os deslocamentos verticais da via são tanto maiores quanto maior for a diferença entre picos consecutivos do mesmo defeito.

Força no sistema de fixação carril-travessa

No Quadro 4.13, indicam-se, para além dos deslocamentos da via, os valores da força no sistema de fixação, obtidos, nos casos de via perfeita e de via com defeito pontual do tipo P1 com diferentes valores de pico, para diferentes velocidades de circulação.
Na Figura 4.23, apresenta-se a evolução, com a velocidade do veículo, do factor de amplificação da força no sistema de fixação, nos casos de via perfeita e de via com defeito pontual do tipo P1.

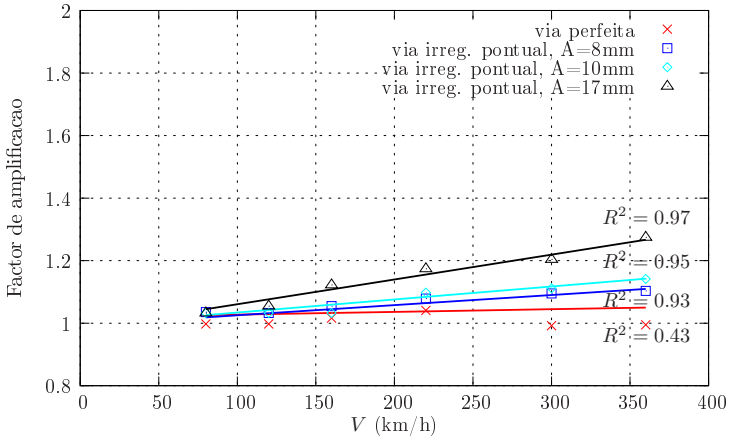


Figura 4.23: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da força no sistema de fixação: via perfeita *vs.* via com defeito pontual P1 (via balastrada)

Examinando o Quadro 4.13 e a Figura 4.23, nota-se que, para velocidades de circulação até 220 km/h, a força no sistema de fixação é semelhante, qualquer que seja o valor de pico do defeito. Os resultados obtidos permitem afirmar que o factor de amplificação dinâmico da força no sistema de fixação aumenta linearmente com a velocidade de circulação e pode atingir um máximo de 30%, no caso de velocidade igual a 360 km/h e pico igual a 17 mm (limite de acção imediata).

No Quadro 4.15, indica-se a força no sistema de fixação carril-travessa obtida, à velocidade de 360 km/h, tendo em conta as cinco formas geométricas de defeitos anteriormente apresentadas com valor de pico igual a 8 mm.

Quadro 4.15: Força máxima no sistema de fixação da via balastrada, em função da forma geométrica do defeito pontual (A = 8 mm, V=360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Força no sistema de fixação (kN)	P1	P2	P3	P4	P5
	40,6	44,0	53,9	117,2	61,2

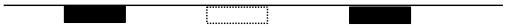
Os resultados mostram que a forma geométrica de defeito mais desfavorável, em termos de força no sistema de fixação, é a P4 à qual corresponde uma força 19,5% superior à carga estática por eixo.

4.2.7 Comportamento dinâmico da via com travessas dançantes

Nesta parte do trabalho, aborda-se a influência das travessas dançantes ou soltas em via balastrada no comportamento dinâmico da via. A existência de travessas dançantes surge apenas em via balastrada e resulta essencialmente da ocorrência de assentamentos diferenciais da camada de balastro da via.

Para ser avaliada a influência da existência de travessas dançantes no comportamento dinâmico do sistema via balastrada-veículo, consideram-se as seguintes situações:

- uma travessa dançante



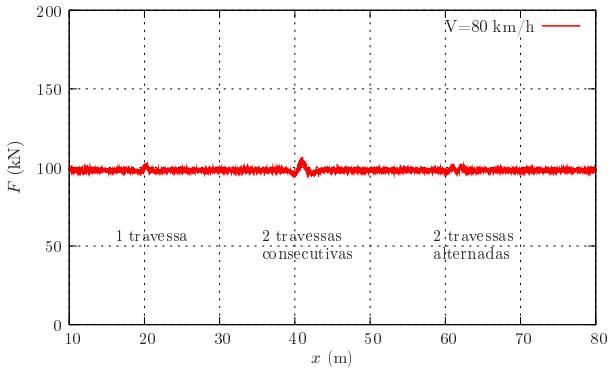
- duas travessas dançantes consecutivas

- duas travessas dançantes alternadas

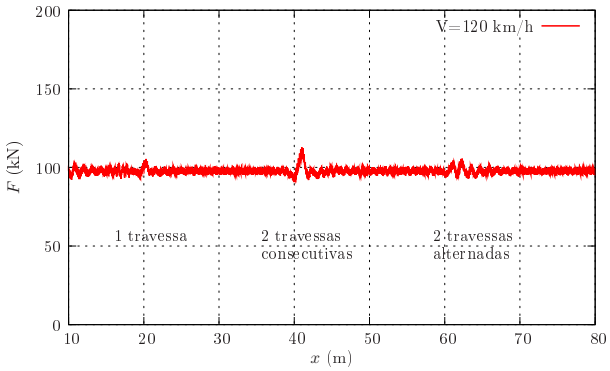
Tem-se como pressuposto que a travessa solta nunca entra em contacto com o balastro, nem no momento em que o veículo passa sobre ela. Deste modo, as travessas dançantes ou soltas podem ser simuladas pela eliminação do elemento que une o carril às travessas e estas à camada de balastro. Refere-se ainda que, nos cálculos realizados, considera-se interacção linear de contacto entre a roda e o carril.

Força dinâmica sobre a via

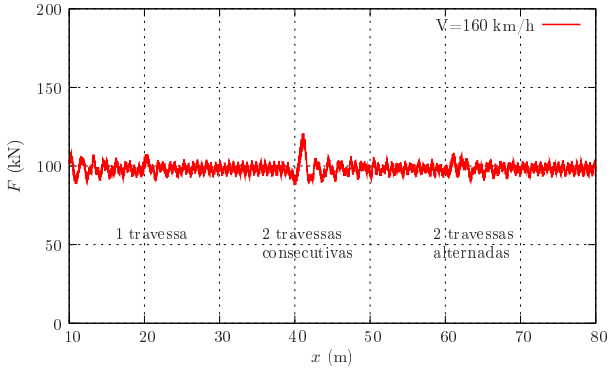
A Figura 4.24 mostra a variação da carga dinâmica sobre a via, para diferentes velocidades, nas três situações referidas: uma travessa dançante; duas travessas dançantes consecutivas; duas travessas soltas alternadas.



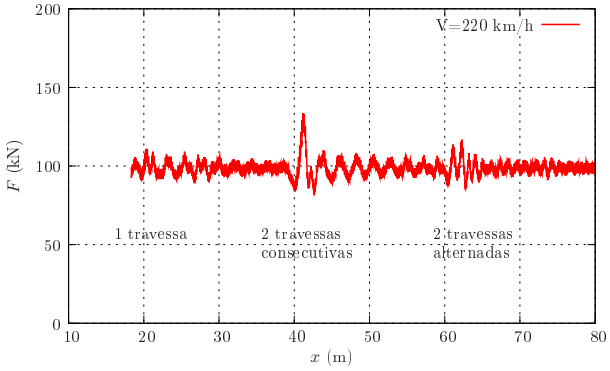
a) V = 80 km/h



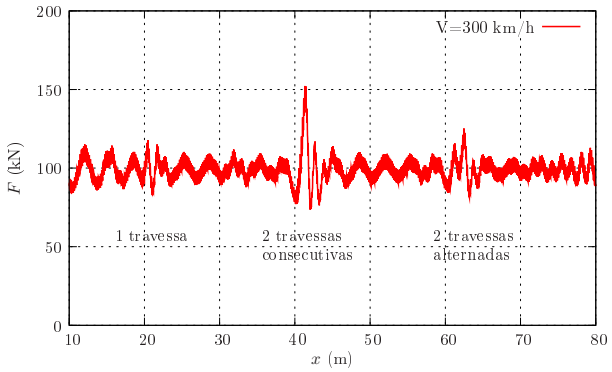
b) V = 120 km/h



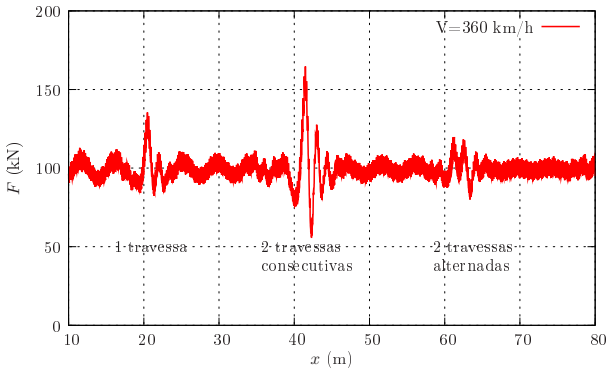
c) V = 160 km/h



d) V = 220 km/h



e) V = 300 km/h



f) V = 360 km/h

Figura 4.24: Variação da carga dinâmica sobre a via balastrada com travessas dançantes

Observando a Figura 4.24, nota-se que a situação mais desfavorável, em termos de distribuição e de número de travessas dançantes, é a existências de duas travessas soltas consecutivas. Verifica-se também que a carga dinâmica sobre a via, devido à existência de travessa(s) solta(s), aumenta significativamente com o aumento da velocidade do comboio.

No Quadro 4.16, apresenta-se a força dinâmica sobre a via balastrada, para diferentes velocidades de circulação, nos casos de via perfeita e de via com uma ou duas travessas dançantes. A carga dinâmica é caracterizada em termos dos seus valores mínimo (Mín.), máximo (Máx.) e médio (μ).

Quadro 4.16: Força dinâmica sobre a via balastrada com travessas dançantes, para diferentes velocidades de circulação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)

Velocidade (km/h)	F (kN)	Via perfeita	Número de travessas dançantes		
			1 isolada	2 consecutivas	2 alternadas
80	Mín.	96,4	95,3	94,4	95,5
	Máx.	100,1	102,7	106,5	102,3
	μ	98,1	98,1	98,1	98,1
120	Mín.	94,3	92,3	90,9	92,7
	Máx.	100,9	105,4	112,8	105,6
	μ	98,1	98,1	98,1	98,1
160	Mín.	92,8	88,6	87,8	90,0
	Máx.	103,9	108,7	120,9	108,4
	μ	98,1	98,1	98,1	98,1
220	Mín.	94,1	89,1	81,9	85,2
	Máx.	104,1	111,0	133,8	116,8
	μ	98,1	98,2	98,1	98,1
300	Mín.	93,4	82,8	73,5	81,4
	Máx.	105,1	117,8	152,3	125,2
	μ	98,0	98,0	98,1	98,1
360	Mín.	91,7	82,3	56,0	80,0
	Máx.	107,7	135,4	164,7	119,8
	μ	98,1	98,2	98,0	98,2

Na Figura 4.25, mostra-se a evolução do factor de amplificação da carga dinâmica, em função da velocidade de circulação, nas situações de via perfeita e de via com travessas soltas.

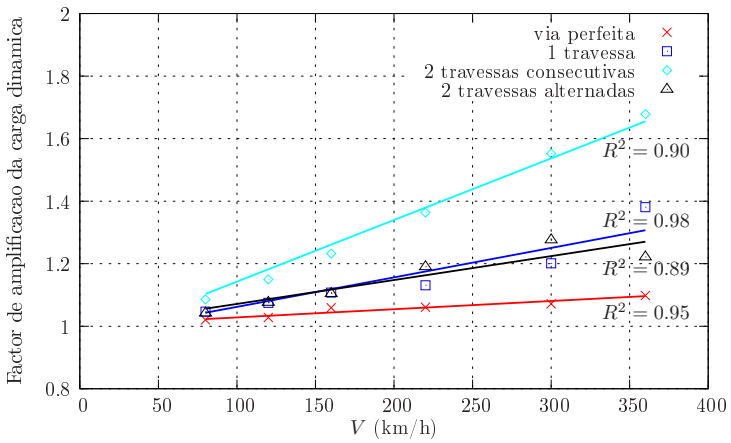


Figura 4.25: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da carga dinâmica: via perfeita *vs.* via travessas soltas (via balastrada)

Analisando os resultados indicados no Quadro 4.16 e na Figura 4.25, constata-se que:

- a existência de travessas dançantes na via balastrada não provoca perda de contacto entre a roda e o carril;
- a magnitude da carga dinâmica sobre a via, no caso de existirem duas travessas dançantes alternadas, é semelhante à carga obtida com uma travessa solta isolada;
- a carga dinâmica, a 360 km/h, no caso de via com duas travessas soltas consecutivas, ultrapassa o valor limite da solicitação (160 kN), indicado em ETI (2002) para altas velocidades (superiores a 220 km/h);
- o factor de amplificação da carga dinâmica aumenta linearmente com o aumento da velocidade, em qualquer uma das três situações analisadas;
- o factor de amplificação da carga dinâmica, para a velocidade de 360 km/h, é superior a $1,6$, no caso de duas travessas consecutivas, e aproximadamente $1,3$, nas duas outras situações.

É interessante constatar que, tal como foi referido em SUPERTRACK (2005), em determinadas situações, a força dinâmica sobre a via, provocada pela existência de uma travessa solta isolada, possa ser superior à força dinâmica, no caso de duas travessas soltas alternadas. No estudo apresentado, este aspecto ocorre para as velocidades de 80, 160 e 360 km/h.

Deslocamentos verticais da via e da travessa

Antes de analisar-se o comportamento dinâmico da via balastrada com travessas soltas, apresenta-se, na Figura 4.27 e no Quadro 4.17, a resposta estática da via balastrada, no caso da carga ser aplicada sobre uma travessa solta isolada ou entre duas travessas soltas consecutivas ou alternadas, como se mostra na Figura 4.26.

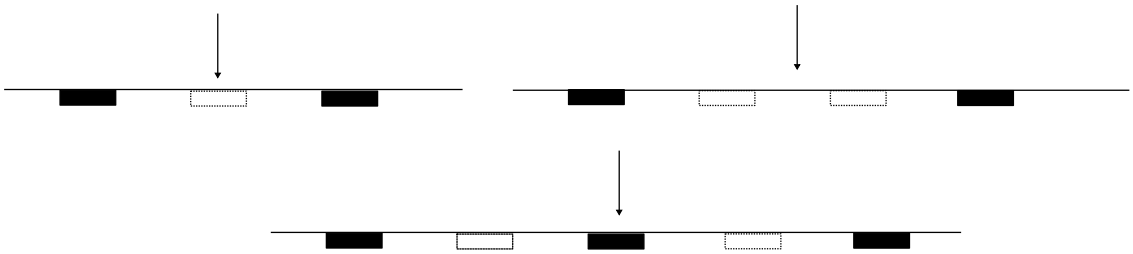


Figura 4.26: Esquema de aplicação de carga estática sobre via balastrada com travessas soltas

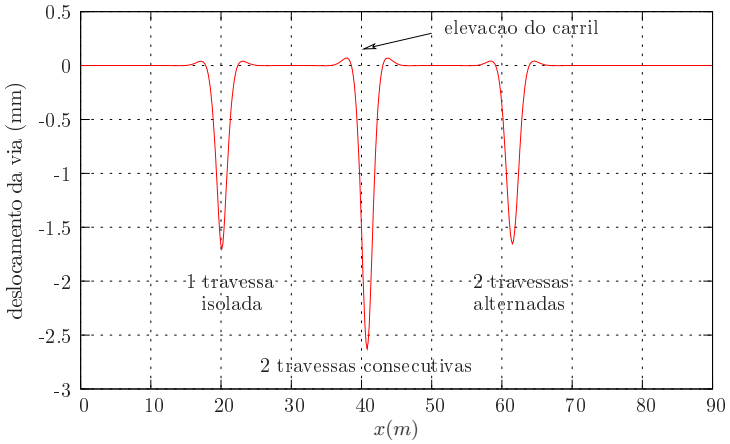


Figura 4.27: Deslocamento da via balastrada com uma e duas travessas dançantes - solicitação estática de 98,1 kN

Quadro 4.17: Resposta estática (valores máximos) da via balastrada com uma ou duas travessas dançantes ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)

Distribuição e número de travessas soltas	δ_{via} (mm)	δ_{trav} (mm)	F_{fix} (kN)
0 T	1,220	0,785	36,8
1 T	1,702	0,420	128,2
2 TC	2,626	0,309	210,3
2 TA	1,653	1,047	89,6

0 T, nenhuma travessa solta; 1 T, uma travessa solta isolada; 2 TC, duas travessas soltas consecutivas; 2 TA, duas travessas soltas alternadas.

Analisando o comportamento estático da via balastrada com travessas soltas, verifica-se que:

- a situação mais desfavorável, em termos de deslocamento da via e forças no sistema de fixação, é a existência de duas travessas soltas consecutivas, tal como se havia constatado para a carga dinâmica;
- a existência de uma travessa solta isolada parece ser mais gravosa do que a ocorrência de duas travessas soltas alternadas, como também foi verificado no âmbito do projecto SUPERTRACK (2005);

Passa-se agora à análise do comportamento dinâmico da via balastrada com travessas soltas. No Quadro 4.18, indica-se o deslocamento da via, no caso de via perfeita e de via com uma ou duas travessas dançantes, consecutivas ou alternadas.

Interpretando os resultados apresentados no Quadro 4.18, constata-se que a situação mais gravosa, em termos de distribuição e de número de travessas dançantes, é a ocorrência de duas travessas soltas consecutivas. Nesta situação, o deslocamento máximo da via é superior a 2 mm, ultrapassando os 3 mm, para velocidades iguais ou superiores a 220 km/h. Por esta razão, a EN13231-1 (2006) não permite a existência de duas travessas soltas consecutivas em vias ferroviárias. No caso da existência de uma ou duas travessas dançantes alternadas, verifica-se que o deslocamento máximo da via é da ordem dos 2 mm.

Quadro 4.18: Resposta estrutural da via balastrada, perfeita e com travessas soltas, para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e força no sistema de fixação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)

Velocidade (km/h)	Valor	δ_{via}(mm)				F_{fix}(kN)			
		perfeita	1 T	2 TC	2 TA	perfeita	1 T	2 TC	2 TA
80	Máx.	1,230	1,745	2,723	1,787	37,0	134,2	243,7	139,0
	μ	1,222	1,427	1,715	1,405	36,4	80,9	112,4	79,5
120	Máx.	1,250	1,756	2,819	1,814	37,1	134,5	251,1	139,2
	μ	1,223	1,440	1,747	1,424	36,3	81,5	114,0	79,6
160	Máx.	1,298	1,756	2,930	1,859	38,7	136,8	262,0	144,4
	μ	1,238	1,450	1,811	1,434	37,0	81,4	116,4	79,6
220	Máx.	1,399	1,700	3,034	1,915	38,4	130,1	273,3	149,9
	μ	1,254	1,479	1,859	1,452	36,1	79,5	117,1	81,3
300	Máx.	1,587	1,753	3,100	1,944	39,9	135,6	276,6	143,1
	μ	1,128	1,476	1,880	1,519	35,0	78,3	118,2	80,2
360	Máx.	1,469	2,067	3,120	1,940	39,8	145,3	280,2	145,2
	μ	1,319	1,698	1,940	1,516	34,5	81,7	121,8	79,2

1 T, uma travessa isolada;

2 TC, duas travessas consecutivas;

2 TA, duas travessas alternadas;

Máx, valor máximo;

μ, valor mínimo.

Abaixo, analisam-se os factores de amplificação dos deslocamentos máximos da via. Na Figura 4.28, apresenta-se, em função da velocidade de circulação, a evolução do factor de amplificação, no caso de existência de travessas dançantes em via balastrada.

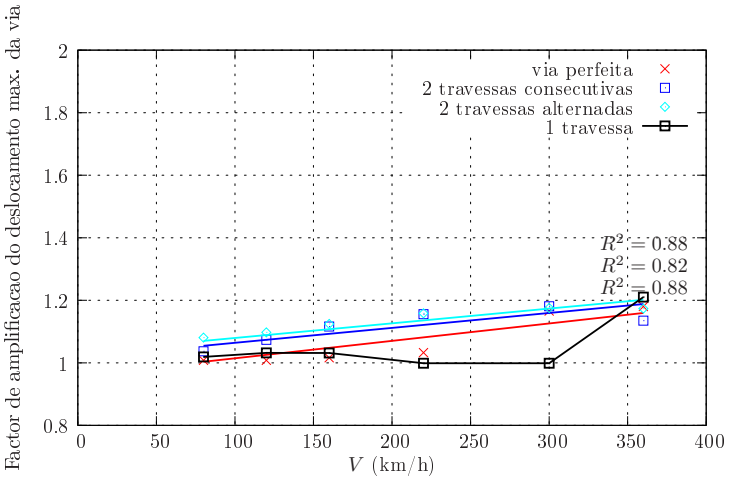


Figura 4.28: Evolução do factor de amplificação do deslocamento máximo da via balastrada, em função da velocidade do veículo: via perfeita *vs.* via com travessas dançantes

Pela observação da Figura 4.28, verifica-se que, existindo uma travessa solta isolada, o deslocamento da via é idêntico, para velocidades até 300 km/h, notando-se um incremento substancial desta grandeza apenas com o aumento da velocidade de 300 para 360 km/h. No caso de haver duas travessas soltas na via, a influência da velocidade do comboio no deslocamento máximo da via é significativa.

Força no sistema de fixação carril-travessa

No Quadro 4.18, anteriormente apresentado, indicam-se os valores máximo, médio e de desvio padrão da força no sistema de fixação carril-travessa, para as seis velocidades em estudo e as diferentes configurações de travessas soltas na via balastrada. Examinando os resultados, constata-se que, no caso de existir(em) travessa(s) dançante(s), a força máxima no sistema de fixação carril-travessa é muito elevada, variando entre 130 e 281 kN, consoante a distribuição e o número de travessas soltas e a velocidade do veículo.

Na Figura 4.29, mostra-se, em função da velocidade do veículo, a evolução do factor de amplificação da força no sistema de fixação, nos casos de via perfeita e de via com travessas dançantes.

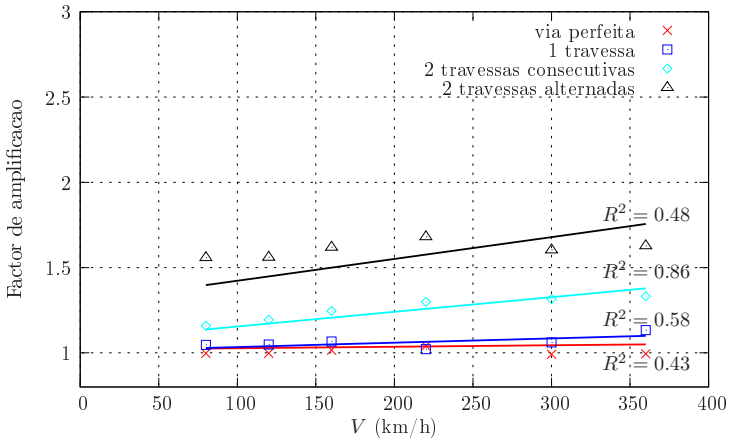


Figura 4.29: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da força no sistema de fixação: via perfeita *vs.* via com travessas dançantes

Observando a Figura anterior, nota-se que a força no sistema de fixação aumenta com o aumento de velocidade do tráfego, qualquer que seja a distribuição das travessas soltas.

Na Figura 4.30, apresenta-se a força no sistema de fixação nas travessas adjacentes a travessas soltas, no caso de circulação de veículo a 360 km/h sobre a via balastrada.

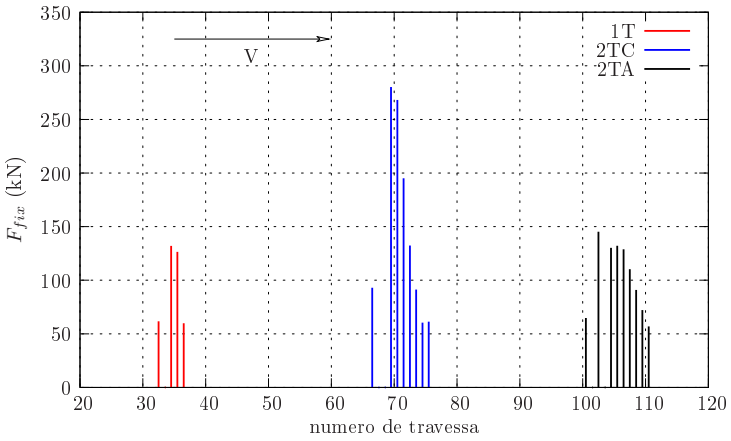


Figura 4.30: Força no sistema de fixação nas travessas adjacentes a travessas soltas, no caso de circulação do ICE2 a 360 km/h

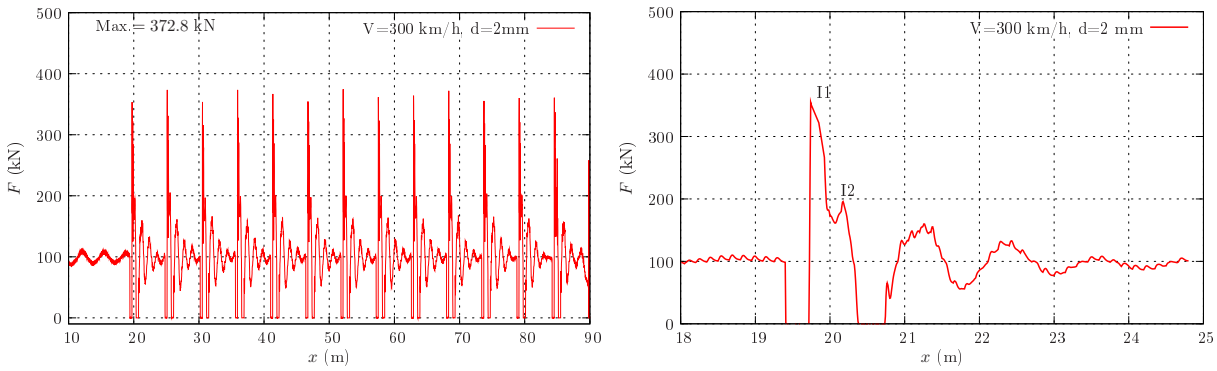
Esta Figura 4.30 mostra que a ocorrência de uma travessa solta tem influência na magnitude da força no sistema de fixação nas duas travessas adjacentes à travessa solta, no sentido da circulação do veículo. No caso de existência de duas travessas dançantes consecutivas ou alternadas, essa influência é verificada, respectivamente nas cinco ou seis travessas seguintes às travessas soltas, na direcção do movimento do comboio.

4.2.8 Comportamento dinâmico da via perfeita excitada por um liso na roda do comboio

Outra fonte de excitação dos sistemas ferroviários é a circulação sobre uma via perfeita de um veículo, cujas rodas apresentem um ou mais lisos. Nesta secção do trabalho, investiga-se o comportamento dinâmico da via balastrada, no caso de sobre ela circular uma roda com um único liso de comprimento igual a $0,1625$ m. Importa referir que, nos cálculos realizados, considera-se o modelo não linear de Hertz no contacto entre a roda e o carril.

Força dinâmica sobre a via

Na Figura 4.31, observa-se a variação da carga dinâmica ao longo da via, no caso de sobre ela circular uma roda, a 300 km/h, com um liso cuja profundidade é de 2 mm e o comprimento, de $0,1625$ mm.



a) ao longo da via b) pormenor

Figura 4.31: Variação da carga dinâmica ao longo da via perfeita balastrada devido à circulação, a 300 km/h, de uma roda com liso ($d = 2$ mm)

Observando esta Figura, verifica-se que durante a circulação da roda com liso sobre a via, há inicialmente perda de contacto entre a roda e o carril, seguindo-se uma elevada força de impacto precedida por um novo instante de perda de contacto entre roda e carril. Para além da ocorrência de perda de contacto entre a roda e o carril, durante a circulação de uma roda com liso sobre a via, constata-se, na Figura 4.31, a ocorrência de duas cargas de impacto, I_1 e I_2. Veja-se, na Figura, que, para a velocidade de 300 km/h, a carga de impacto I_1 é $3,57$ vezes superior à carga estática e a segunda carga, $1,97$ vezes. As cargas de impacto identificadas ocorrem, não só para a velocidade de 300 km/h, mas também para as restantes cinco velocidades de circulação consideradas, dependendo a sua

magnitude da velocidade de circulação do comboio. A variação da carga dinâmica ao longo da via, resultante da circulação de um liso da roda sobre a via, observada neste estudo, é idêntica à verificada por outros autores, tais como Nielsen & Igeland (1995); Seco *et al.* (2006); Oberg (2006) entre outros.

Na Figura 4.32, mostra-se a evolução do factor de amplificação da carga dinâmica sobre a via, em função da velocidade, no caso de roda perfeita e de roda com liso circularem sobre a via balastrada. Observando a Figura, verifica-se que, até à velocidade de 160 km/h, o factor de amplificação aumenta quase o quádruplo; depois, a evolução é aproximadamente constante até à velocidade de 300 km/h, seguindo-se um novo incremento do factor de amplificação de 300 para 360 km/h.

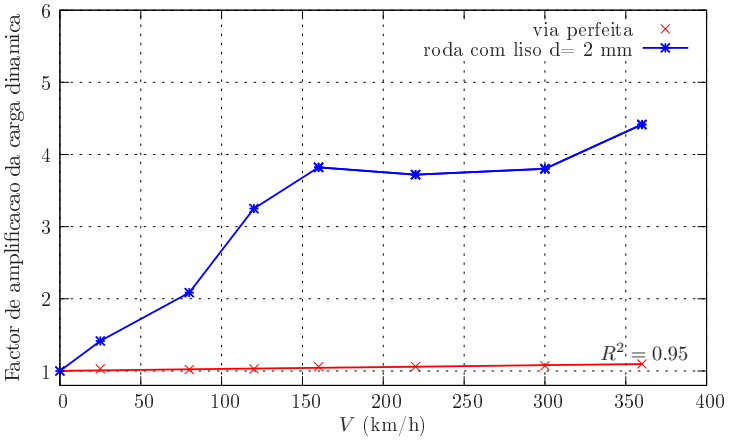


Figura 4.32: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da carga dinâmica sobre a via balastrada: roda perfeita *vs.* roda com liso ($d = 2$ mm)

No Quadro 4.19, indica-se a força dinâmica sobre a via balastrada, obtida para diferentes velocidades de circulação, no caso de roda perfeita e de roda com liso de comprimento igual a $l = 0,1625$ m e profundidade de $d = 2$ mm circularem sobre uma via perfeita. A força dinâmica é, como nas análises anteriores, caracterizada pelos seus valores mínimo (Mín.), máximo (Máx.), médio (μ) e de desvio padrão (σ).

Veja-se, neste Quadro, que, para a velocidade máxima (360 km/h), a carga dinâmica sobre a via é superior ao quádruplo da carga dinâmica obtida com roda perfeita a circular em via perfeita à mesma velocidade. Note-se também que, para a profundidade de liso de 2 mm, para cumprir-se a carga dinâmica máxima, em vias interoperáveis de alta velocidade, a velocidade de circulação do veículo não deve ser superior a 25 km/h.

Quadro 4.19: Força dinâmica resultante da circulação de uma roda com liso sobre a via balastrada perfeita ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Velocidade (km/h)	F (kN)	Roda perfeita	Roda com liso $d = 2$ mm, $l = 0,1625$ m
25	Mín.	95,4	32,5
	Máx.	100,0	138,8
	μ	98,1	98,1
	σ	0,4	5,8
80	Mín.	96,4	17,9
	Máx.	100,1	204,6
	μ	98,1	98,1
	σ	0,6	20,8
120	Mín.	94,3	0,0
	Máx.	100,9	318,9
	μ	98,1	98,0
	σ	1,2	50,7
160	Mín.	92,8	0,0
	Máx.	103,9	375,0
	μ	98,1	98,0
	σ	2,0	56,2
220	Mín.	94,1	0,0
	Máx.	104,1	364,3
	μ	98,1	98,0
	σ	2,0	58,5
300	Mín.	93,4	0,0
	Máx.	105,1	372,8
	μ	98,0	98,2
	σ	2,8	55,2
360	Mín.	91,7	0,0
	Máx.	107,7	433,3
	μ	98,1	98,0
	σ	3,8	53,5

Para analisar-se a influência da profundidade do liso da roda na magnitude da força dinâmica sobre a via, avalia-se, para a velocidade de 360 km/h, a força dinâmica resultante da circulação de um liso cujos valores da profundidade variam desde 0 a 2 mm, em intervalos de 0,5 mm. No Quadro 4.20, apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 4.20: Força dinâmica sobre a via balastrada, em função da profundidade do liso da roda (V=360 km/h, $l = 0,1625$ m e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

F	$d = 0$ mm	$d = 0,5$ mm	$d = 1,0$ mm	$d = 1,5$ mm	$d = 2,0$ mm
Mín. (kN)	91,7	23,3	0,0	0,0	0,0
Máx. (kN)	107,7	164,3	238,8	314,3	433,3
μ (kN)	98,1	98,0	97,8	97,7	98,0
σ (kN)	1,19	19,6	34,2	42,2	54,9

Mín., valor mínimo; Máx., valor máximo; μ, valor médio; σ, desvio padrão; d, profundidade do defeito da roda; l, comprimento do liso.

Interpretando os valores indicados no Quadro 4.20, constata-se que a força dinâmica máxima e o respectivo desvio padrão aumentam com o aumento da profundidade do liso. Nota-se também que, para o tipo de via em estudo, há perda de contacto entre a roda e o carril, para profundidades de liso superiores a 1,0 mm.

Deslocamentos verticais da via

No que diz respeito aos deslocamentos verticais da via balastrada, resultantes da circulação de um veículo a diferentes velocidades com e sem defeito na roda, estes são apresentados no Quadro 4.21. Relembra-se que o defeito considerado na roda consiste na existência de um único liso de profundidade igual a 2 mm e de comprimento igual a 0,1625 m.

Quadro 4.21: Deslocamento vertical máximo da via balastrada perfeita nos casos de circulação de uma roda perfeita e de uma roda com liso ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Velocidade (km/h)	δ_{via} (mm)	
	roda perfeita	roda com $d = 2$ mm
25	1,219	1,497
80	1,280	2,034
120	1,287	2,173
160	1,298	2,398
220	1,304	2,353
300	1,423	2,310
360	1,469	2,612

Na Figura 4.33, indica-se a evolução do factor de amplificação dinâmico do deslocamento máximo da via, em função da velocidade de tráfego.

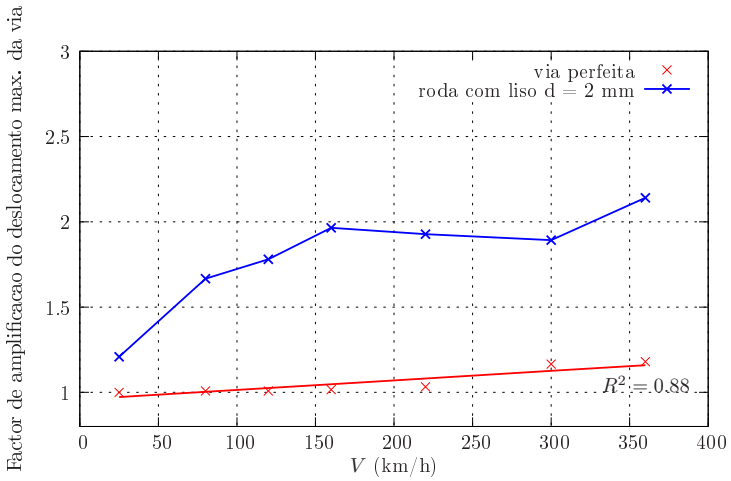


Figura 4.33: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmico do deslocamento máximo da via balastrada: roda perfeita *vs.* roda com liso ($d = 2$ mm)

Os resultados, indicados no Quadro 4.21 e na Figura 4.33, mostram que o deslocamento máximo da via, sobre a qual circula uma roda com liso de 2 mm, aumenta com o aumento da velocidade do veículo e que este deslocamento é, no caso de velocidade a mais de 80 km/h, superior a 2 mm, valor máximo admissível para este tipo de vias.

Força no sistema de fixação carril-travessa

No Quadro 4.22, indica-se a força máxima no sistema de fixação carril-travessa, obtida para diferentes velocidades de circulação, no caso da roda do comboio apresentar ou não um liso com profundidade de 2 mm e comprimento de $0,1625$ m.

Na Figura 4.34, apresenta-se a evolução do factor de amplificação dinâmico da força máxima no sistema de fixação carril-travessa, em função da velocidade de tráfego.

Analisando os resultados obtidos, nota-se que: a força no sistema de fixação carril-travessa é, aproximadamente, constante entre as velocidades de 160 e 300 km/h; a força no sistema de fixação, à velocidade de 360 km/h, é de 44 % superior, no caso de existência de liso na roda em relação à circulação de uma roda perfeita sobre via perfeita; a magnitude da força máxima no sistema de fixação varia, no caso de circulação de roda com liso, entre 41 e 53 kN.

Quadro 4.22: Força máxima no sistema de fixação da via balastrada perfeita nos casos de circulação de uma roda perfeita e de uma roda com liso ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Velocidade (km/h)	F_{fix} (kN)	
	roda perfeita	roda com $d = 2$ mm
25	36,8	40,8
80	38,1	50,5
120	37,8	47,1
160	38,7	48,8
220	38,4	48,2
300	37,0	49,2
360	36,8	53,0

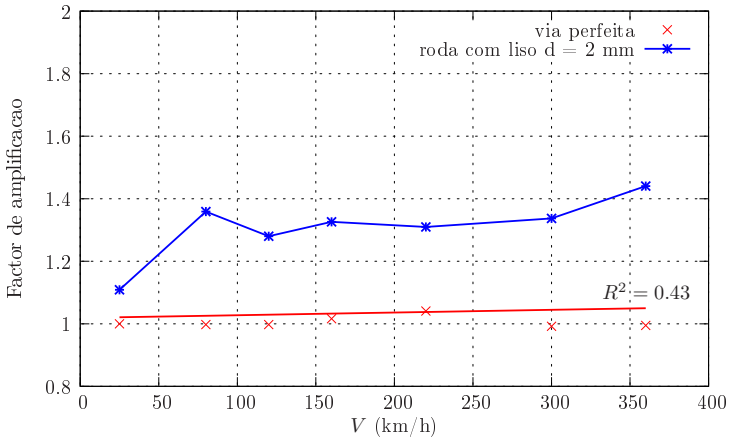


Figura 4.34: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmico da força no sistema de fixação da via balastrada: roda perfeita *vs.* roda com liso ($d = 2$ mm)

4.3 Comportamento estrutural da via em laje contínua

Dado que o funcionamento estrutural dos sistemas de via em laje é menos investigado do que o das vias balastradas, pelo facto da sua aplicação em vias ferroviárias europeias ser recente, apresenta-se um estudo numérico sobre o comportamento estrutural da via em laje contínua, como um contributo para o melhor conhecimento.

Para isso, na análise a seguir apresentada, consideram-se os seguintes cenários de qualidade da via e das rodas do comboio:

- via perfeita sobre a qual circula uma roda perfeita (excitação paramétrica);

- via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal com comprimento de onda entre 3 e 25 m e desvio padrão correspondente ao limite de alerta para manutenção preventiva de vias com velocidade de circulação entre 220 e 300 km/h;
- via com defeito pontual com valor de pico correspondente aos limites de alerta, de intervenção e de acção imediata de vias com velocidades de circulação entre 220 e 300 km/h;
- via perfeita sobre a qual circula um eixo de veículo cuja roda apresenta um único liso, com comprimento igual a $0,1625$ m e diferentes valores de profundidade.

À semelhança do estudo já apresentado para a via balastrada, considera-se também para a análise da via em laje:

- velocidades de circulação de 80, 120, 160, 220, 300 e 360 km/h;
- modelo de veículo correspondente ao modelo de um quarto de bogie (Figura 3.8 c));
- modelo linearizado de contacto entre a roda e o carril linearizado com $k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m e modelo de contacto não linear de Hertz com $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$.

4.3.1 Descrição e modelação da via

Modelo estrutural

Na Figura 4.35, indica-se o modelo estrutural adoptado para modelar a via em laje contínua de betão. O modelo considerado é bidimensional e apresenta uma extensão de $97,5$ m, sendo constituído por 1954 elementos definidos por 4813 nós. À semelhança do modelo da via balastrada, também o modelo de via em laje considera simetria longitudinal da estrutura.

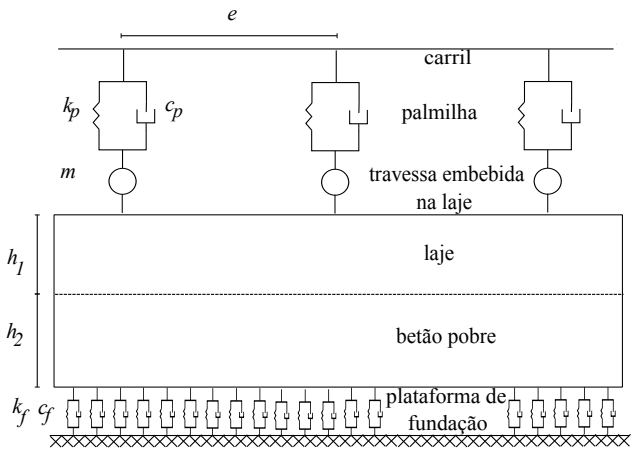


Figura 4.35: Modelo estrutural da via ferroviária em laje contínua de betão

No que diz respeito ao tipo de elementos, a fundação é definida por um conjunto de molas uniformemente distribuídas sem interacção longitudinal. A camada de betão pobre e a laje de betão são modeladas por elementos de oito nós de estado plano de tensão. As travessas são simuladas por massas pontuais e as palmilhas, definidas por elementos discretos, sendo o seu comportamento mecânico caracterizado por um sistema de mola e amortecedor em paralelo. No que diz respeito ao carril, este é definido por elementos de viga Euler-Bernoulli.

Características mecânicas da via

No Quadro 4.23, indicam-se as características geométricas e mecânicas adoptadas na caracterização dos elementos constituintes da via em laje contínua de betão. Os valores dos parâmetros indicados correspondem às características da via em laje Rheda 2000, descrita na secção 2.2.2 desta dissertação. Note-se que, para as palmilhas são apresentados dois valores para a rigidez vertical destes elementos. O primeiro valor refere-se à rigidez da palmilha em caso estático, $k_{p,est}$. O segundo corresponde à rigidez da palmilha, em situação dinâmica, $k_{p,din}$.

Os parâmetros indicados no Quadro 4.23 são: E, módulo de elasticidade; I, inércia do carril; ν, coeficiente de Poisson; ρ, massa volúmica; A_t, área da secção transversal do carril; k_p, rigidez vertical da palmilha; c_p, amortecimento da palmilha; m, massa da travessa; e, espaçamento entre travessas; h_1, espessura da laje; h_2, espessura da camada de betão pobre; k_f, rigidez vertical da fundação; c_f, amortecimento da fundação.

Quadro 4.23: Características geométricas e mecânicas dos elementos da via em laje

Componente	Tipo de elemento	Parâmetro
carril UIC 60	viga Euler Bernoulli	$E = 210$ GPa; $I = 3055$ cm^4 ; $\nu = 0,3$; $A_t = 76,84$ cm^2 ; $\rho = 60,34$ kg/m
palmilha	mola e amortecedor em paralelo	$k_{p,est} = 22,5$ kN/mm; $k_{p,din} = 40$ kN/mm; $c_p = 8$ kNs/m
travessa embebida	massa pontual	$m = 30$ kg; $e = 0,65$ m
laje	estado plano de tensão de 8 nós	$E = 34$ GPa; $\nu = 0,2$; $\rho = 25$ kg/m^3; $h_1 = 0,24$ m
betão pobre	estado plano de tensão de 8 nós	$E = 10$ GPa; $\nu = 0,3$; $\rho = 25$ kg/m^3; $h_2 = 0,30$ m
plataforma da fundação	apoio de Winkler	$k_f = 130$ kN/mm^2; $c_f = 30$ kNs/m

4.3.2 Comportamento estático da via

Precedendo a análise do comportamento dinâmico da via em laje contínua, apresenta-se a sua resposta estática, devido à aplicação da carga de $98,1$ kN sobre uma travessa (embebida) da via, solicitação que corresponde à carga por roda da locomotiva do ICE 2.

No Quadro 4.24, apresenta-se o deslocamento máximo ao nível do carril e da travessa e, ainda, a força no sistema de fixação carril-travessa, valores obtidos na situação estática referida.

Quadro 4.24: Resposta estática da via laje no caso de carga aplicada sobre um apoio (valores máximos)

Deslocamento da via, δ_{via}	$1,578$ mm
Deslocamento ao nível da travessa, δ_{trav}	$0,054$ mm
Força no sistema de fixação, F_{fix}	$34,3$ kN

Os resultados apresentados indicam que, tal como foi verificado na análise da via balastrada, o deslocamento vertical máximo da via em laje insere-se na gama corrente de deslocamentos, para a magnitude da carga considerada: 1 a 2 mm, segundo TIFSA (2007). No que diz respeito à força no sistema de fixação em caso estático, esta é aproximadamente 35% da carga aplicada, tal como na via balastrada estudada.

Analisa-se, agora, a distribuição espacial da solicitação pelas travessas adjacentes à travessa onde a carga é aplicada. Na Figura 4.36, apresenta-se, para a via balastrada e para a via em laje, a percentagem da carga aplicada às travessas adjacentes àquela sobre a qual se aplica a carga estática (travessa 0).

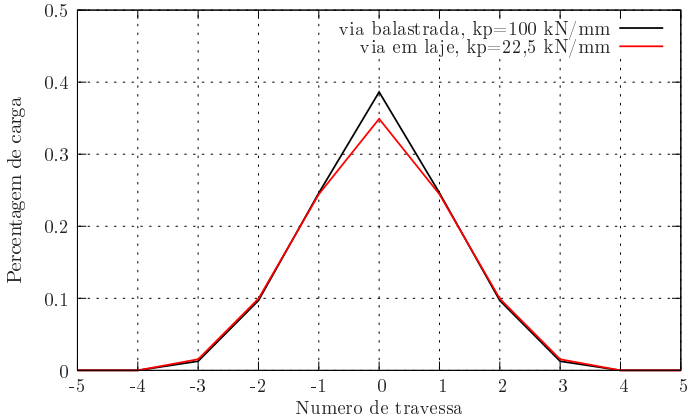


Figura 4.36: Distribuição espacial da força aplicada sobre as travessas no caso estático

Observando a Figura 4.36, constata-se que a distribuição da carga estática pelas travessas adjacentes à travessa onde a carga é aplicada é semelhante em ambos os sistemas de via ferroviária.

4.3.3 Receptância e frequências próprias

A caracterização dinâmica da via em laje pode ser feita a partir da análise da receptância directa e das frequências próprias da via.

Na Figura 4.37, apresenta-se, em função da frequência de excitação, a receptância directa da via em laje, no caso de carga aplicada sobre uma travessa da via.

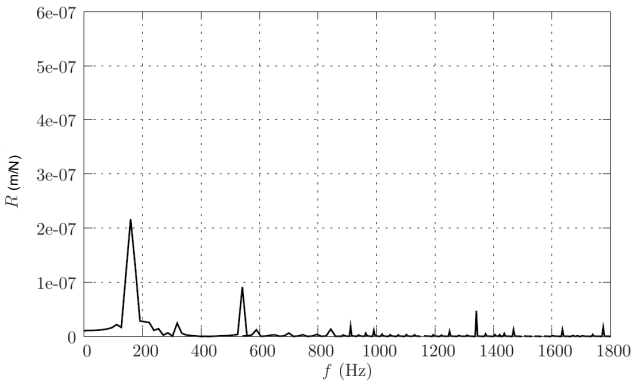


Figura 4.37: Receptância da via em laje em função da frequência

Pela análise da Figura 4.37, verifica-se que:

- as frequências próprias mais relevantes da via em laje, associadas à deformação vertical, são: 167, 589 e 1373 Hz, valores superiores aos obtidos em via balastrada, o que revela que a via em laje tem maior inércia do que a via balastrada;
- os valores máximos da receptância da via em laje são consideravelmente menores do que os da via balastrada, confirmando a maior rigidez da via em laje em relação àquela.

Constata-se que os valores obtidos para as frequências próprias da via em laje são idênticos aos verificados em sistemas ferroviários semelhantes ao da via em estudo (Man, 2000; Brenschede, 2000; Dahlberg, 2006).

4.3.4 Comportamento dinâmico da via perfeita

Nesta parte do trabalho, faz-se a análise do comportamento dinâmico da via em laje perfeita, tendo em conta diferentes velocidades de circulação do comboio ICE2. Tal como foi realizado no estudo da via balastrada, para avaliar-se a influência do modelo de contacto no comportamento dinâmico da via perfeita em laje, considera-se, para a velocidade de 360 km/h, os modelos de interacção de contacto linearizado e não linear.

O Quadro 4.25 mostra os resultados obtidos com os dois modelos de contacto.

Quadro 4.25: Resposta estrutural da via em laje perfeita, em função do modelo de contacto entre roda e carril (V=360 km/h)

Via	Valores máximos	Modelo linearizado ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)	Modelo de Hertz ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)
perfeita	δ_{via} (mm)	$1,102$	$1,108$
	F_{fix} (kN)	$42,8$	$41,9$

Ao observar os resultados obtidos, conclui-se que, no cálculo da via em laje perfeita, pode adoptar-se o modelo de interacção de contacto linearizado com $k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m, dado que este conduz aos mesmos resultados do modelo não linear de Hertz com um menor esforço computacional.

Força dinâmica sobre a via

No Quadro 4.26, apresenta-se, para as velocidades de circulação de 80, 120, 160, 220, 300 e 360 km/h, a força dinâmica sobre a via, em termos do seu valor mínimo (Mín.), máximo (Máx.), médio (μ) e de desvio padrão (σ).

A interpretação dos resultados do Quadro indica que:

- o aumento da velocidade de circulação de 80 para 300 km/h faz aumentar a força dinâmica máxima sobre a via em laje perfeita em, aproximadamente, $8,7\%$;
- o desvio padrão da força dinâmica aumenta com o aumento da velocidade de circulação do veículo;
- a carga dinâmica máxima em via perfeita é, em cada velocidade, inferior ao limite normativo indicado em ETI (2008).

Quadro 4.26: Força dinâmica sobre a via em laje perfeita ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)

Velocidade (km/h)	F (kN)	Via perfeita
80	Mín.	94,1
	Máx.	101,6
	μ	98,1
	σ	1,2
120	Mín.	93,3
	Máx.	103,6
	μ	98,1
	σ	1,8
160	Mín.	92,8
	Máx.	104,9
	μ	98,1
	σ	2,4
220	Mín.	90,9
	Máx.	107,3
	μ	98,2
	σ	3,0
300	Mín.	88,5
	Máx.	110,5
	μ	98,1
	σ	4,3
360	Mín.	89,6
	Máx.	110,0
	μ	98,2
	σ	4,7

Deslocamentos verticais da via e da travessa

No Quadro 4.27, indica-se, para cada velocidade considerada, os valores máximo, mínimo, médio e de desvio padrão dos deslocamentos verticais, ao nível do carril e da travessa embebida.

Quadro 4.27: Resposta estrutural da via em laje perfeita para diferentes velocidades (valores máximos): deslocamentos verticais da via e da travessa e força no sistema de fixação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)

Velocidade (km/h)	δ_{via} (mm)	δ_{trav} (mm)	F_{fix} (kN)
80	$1,054$	$0,056$	$39,9$
120	$1,073$	$0,083$	$39,6$
160	$1,062$	$0,055$	$42,0$
220	$1,076$	$0,072$	$40,1$
300	$1,052$	$0,075$	$39,0$
360	$1,102$	$0,073$	$42,8$

Os resultados, indicados no Quadro 4.27, permitem constatar que:

- o deslocamento vertical máximo da via em laje perfeita é, em todas as velocidade de circulação consideradas, inferior a $1,2$ mm;
- o deslocamento vertical máximo da via ao nível das travessas embebidas é muito reduzido, correspondendo entre 5 a 7% do valor total do deslocamento da via.

Força no sistema de fixação carril-travessa

Quanto à força no sistema de fixação carril-travessa embebida, os valores máximo, mínimo, médio e de desvio padrão estão indicados no Quadro 4.27, acima apresentado. Analisando os resultados, verifica-se que a força máxima no sistema de fixação carril-travessa tende a aumentar com o aumento da velocidade de circulação do veículo e vale entre 40 a 44% da carga estática por eixo do comboio ICE2.

Tensões na camada de betão pobre e na laje

Quanto às tensões na camada de betão pobre e na laje, apresenta-se, no Quadro 4.28, o valor máximo (positivo e negativo) das tensões vertical e de flexão da laje e da camada de betão pobre, para as diferentes velocidades de circulação consideradas no cálculo.

Quadro 4.28: Resposta estrutural da via em laje perfeita para diferentes velocidades: tensões vertical e longitudinal na laje e na camada de betão pobre

Velocidade (km/h)	Tensão na laje (kPa)				Tensão em betão pobre (kPa)			
	Vertical		Flexão		Vertical		Flexão	
	+	−	+	−	+	−	+	−
80	21,34	84,30	41,47	52,10	6,26	16,10	1,82	5,29
120	23,99	91,51	39,48	57,92	6,68	17,11	1,84	5,33
160	24,41	90,60	40,52	55,78	6,13	16,60	1,81	5,79
220	29,89	89,65	43,90	58,69	7,13	17,52	1,76	5,13
300	22,45	91,51	36,04	52,83	5,93	16,95	1,77	5,72
360	24,91	92,91	47,43	61,42	7,13	17,89	1,80	5,86

+, tracção; - , compressão.

Observando os resultados, verifica-se que as tensões verticais e de flexão apresentam valores baixos quer na laje, quer na camada de betão pobre, o que indicia que a laje não está sujeita a flexão significativa. Este facto, juntamente com os valores reduzidos do deslocamento vertical ao nível das travessas embebidas, confirma que a elasticidade da via em laje contínua está localizada, quase exclusivamente, nas palmilhas colocadas entre o carril e a laje, como já foi referido no capítulo 2. Os valores reduzidos das tensões na laje e na camada de betão pobre, obtidos numericamente, estão de acordo com os valores das tensões, avaliadas experimentalmente por TIFSA (2007), num trecho ferroviário sujeito a tráfego misto.

Dada a reduzida magnitude das tensões na laje de betão, considera-se que esta não sofre ruptura por fadiga de flexão, o que é corroborado pelo facto da metodologia de dimensionamento da laje não contemplar este tipo de ruína. No entanto, diga-se que o fenómeno de fadiga do betão deve ser convenientemente investigado, no caso de vias ferroviárias em laje descontínua, visto prever-se ocorrência de tensões elevadas de flexão na proximidade das juntas.

4.3.5 Comportamento dinâmico da via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal

Na Figura 4.38, apresenta-se o perfil de irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal considerado para a análise do comportamento dinâmico da via em laje. Esta irregularidade foi definida pela soma de várias funções harmónicas com comprimentos de onda λ entre 3 e 25 m. O desvio padrão do nivelamento longitudinal da via (σ_{NL}) vale 1,25 mm, simulando-se uma irregularidade aleatória distribuída correspondente ao limite de alerta para velocidades entre 220 e 300 km/h.

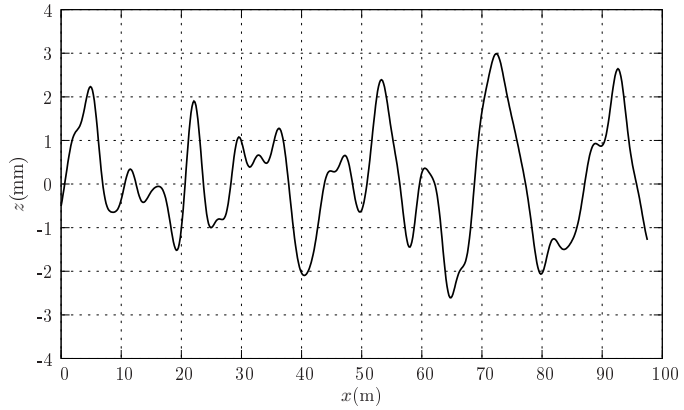


Figura 4.38: Irregularidade distribuída da via em laje: $\lambda = [3; 25]$ m, $\sigma_{NL} = 1,25$ mm

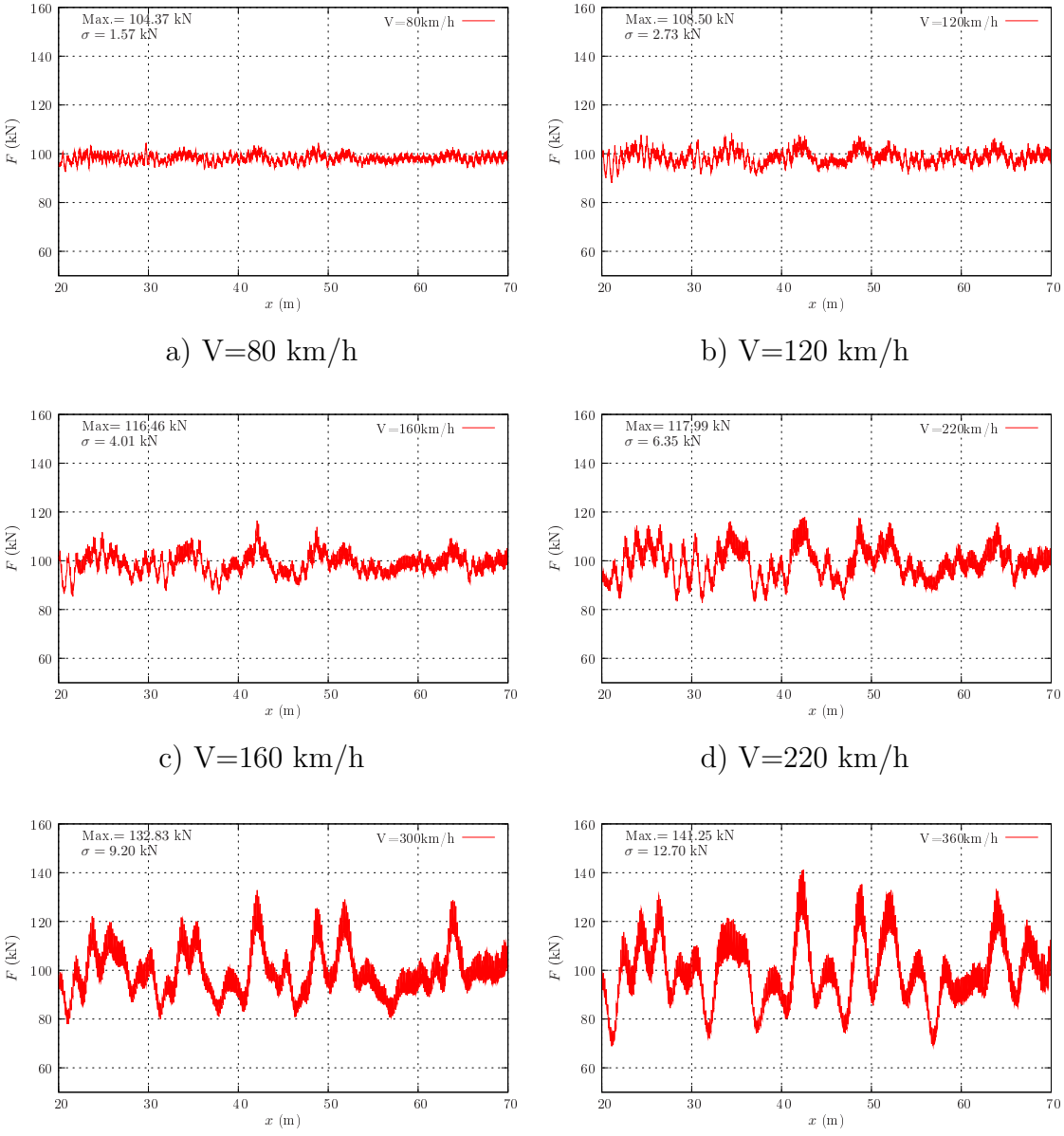
Para avaliar-se a influência do modelo de contacto no comportamento dinâmico da via com irregularidade distribuída, considera-se, para a velocidade de 360 km/h, os modelos de interacção de contacto linearizado e não linear. Os resultados indicam-se no Quadro 4.29 e mostram que, no caso de via com irregularidade distribuída com desvio padrão igual a 1,25 mm, pode adoptar-se o modelo de interacção de contacto linearizado, dado que os resultados obtidos com os dois modelos são semelhantes.

Quadro 4.29: Resposta estrutural da via em laje com irregularidade distribuída, em função do modelo de contacto entre roda e carril (V=360 km/h)

Via com irregularidade distribuída $3 \leq \lambda \leq 25$ m	Valores máximos	Modelo linearizado ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)	Modelo de Hertz ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)
	δ_{via} (mm)	$1,375$	$1,395$
	F_{fix} (kN	$51,9$	$52,7$

Força dinâmica sobre a via

Na Figura 4.39, apresenta-se a variação da carga dinâmica, ao longo da via em laje com irregularidade distribuída, para as seis velocidades de circulação consideradas.



a) V=80 km/h

b) V=120 km/h

c) V=160 km/h

d) V=220 km/h

e) V=300 km/h

f) V=360 km/h

Figura 4.39: Variação da carga dinâmica ao longo da via em laje com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal D1 para diferentes velocidades de circulação

No Quadro 4.30, indica-se os valores mínimos (Mín.), máximos (Máx.), médios (μ) e de desvio padrão (σ) da força dinâmica, obtida para diferentes velocidades de circulação, no caso de via perfeita e de via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal.

Quadro 4.30: Força dinâmica sobre a via em laje com irregularidade distribuída D1: $3 \leq \lambda \leq 25$ m e $\sigma_{NL} = 1,25$ mm ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)

Velocidade (km/h)	F (kN)	Via perfeita	Via com irregularidade
80	Mín.	94,1	92,7
	Máx.	101,6	104,4
	μ	98,1	98,1
	σ	1,2	1,6
120	Mín.	93,3	88,1
	Máx.	103,6	108,5
	μ	98,1	98,1
	σ	1,8	2,7
160	Mín.	92,8	85,4
	Máx.	104,9	116,5
	μ	98,1	98,1
	σ	2,4	4,0
220	Mín.	90,9	82,8
	Máx.	107,3	118,0
	μ	98,2	98,1
	σ	3,0	6,4
300	Mín.	88,5	77,9
	Máx.	110,5	132,8
	μ	98,1	98,2
	σ	4,3	9,2
360	Mín.	89,6	68,8
	Máx.	110,0	141,3
	μ	98,2	98,1
	σ	4,7	12,7

Analisando os resultados indicados no Quadro 4.30 e na Figura 4.39, verifica-se que:

- a carga dinâmica varia em torno do valor da carga estática ($P = 98,1$ kN);
- o desvio padrão da força dinâmica aumenta, em via perfeita e em via com irregularidade distribuída, com o aumento da velocidade de circulação do veículo;
- o desvio padrão da força dinâmica sobre a via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal é superior, em cada velocidade, ao da via perfeita;

- a carga dinâmica máxima, avaliada em cada velocidade, é inferior ao limite máximo de carga dinâmica por roda, indicado na ETI (2008).

Na Figura 4.40, apresenta-se, em função da velocidade de circulação do veículo, a evolução do factor de amplificação dinâmica da carga, no caso de via em laje perfeita e de via com irregularidade distribuída.

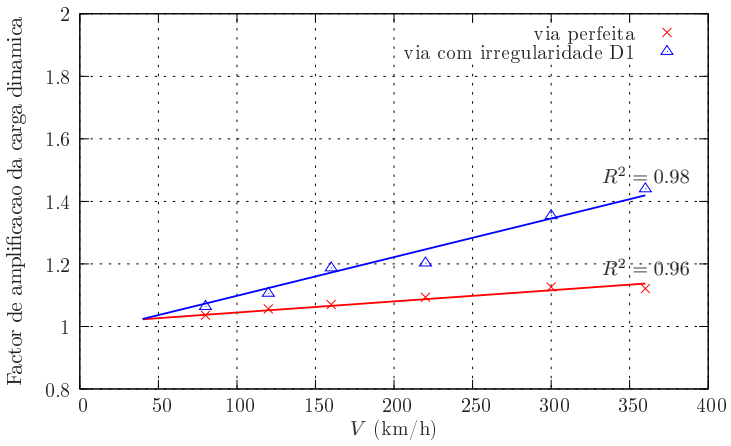


Figura 4.40: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmica da carga: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal (via em laje).

Pela observação da Figura 4.40, constata-se que a carga dinâmica aumenta linearmente com o aumento da velocidade de circulação, quer em via perfeita, quer em via com irregularidade distribuída, e que o factor de amplificação da carga dinâmica em relação à estática, em via perfeita, varia entre $1,0$ e $1,13$ e, em via com irregularidade distribuída, entre $1,0$ e $1,43$.

Deve dizer-se que a ORE (1988) propõe a expressão empírica (4.6), para uma estimativa da carga dinâmica sobre uma via ferroviária com irregularidade distribuída,

$$F = P + \Delta F_{din} \tag{4.5}$$

$$\Delta F_{din} = 1,201 + 0,060P + 0,051(V - 50)(S - 0,5) \tag{4.6}$$

sendo: F, carga dinâmica (ton); ΔF_{din}, componente dinâmica da carga (ton); P, carga por eixo (ton); V, velocidade entre 60 e 120 km/h; S, desvio padrão da irregularidade distribuída com valor entre 0,5 e 3 mm.

De modo a poder validar-se esta expressão, procede-se à comparação dos valores da carga dinâmica obtidos numericamente no cálculo de via em laje com os estimados através da

expressão empírica. Importa referir que esta expressão é apenas aplicável na estimativa da carga dinâmica sobre a via ferroviária, resultante de irregularidades distribuídas de nivelamento longitudinal de via com desvio padrão compreendido entre 0,5 e 3 mm.

No Quadro 4.31, apresenta-se, para as seis velocidades consideradas no estudo, a carga dinâmica de interacção via-veículo obtida pela expressão empírica (4.6) e pelo cálculo numérico.

Quadro 4.31: Carga dinâmica sobre a via em laje: comparação das metodologias empírica *vs.* numérica

Velocidade	Empírica, ORE (1988)		Numérica	
(km/h)	ΔP_{din} (ton)	P_{din} (kN)	P_{din} (kN)	Variação
80	$2,937$	$112,8$	$104,4$	$-7,4\%$
120	$4,467$	$120,4$	$108,5$	$-9,8\%$
160	$5,997$	$128,1$	$116,5$	$-9,1\%$
220	$8,292$	$139,6$	$118,0$	$-15,8\%$
300	$11,352$	$154,9$	$132,8$	$-14,2\%$
360	$13,647$	$166,3$	$141,3$	$-15,1\%$

Pela análise dos resultados, verifica-se que os valores obtidos através da expressão empírica são, no máximo, $15,8\%$ superiores aos obtidos numericamente. Justifica-se esta diferença pelo facto da expressão empírica não atender ao tipo de via (balastrada ou em laje), nem considerar a elasticidade do sistema ferroviário nem as características dinâmicas do veículo. No entanto, parece-nos que a expressão poderá ser aplicada, como avaliação preliminar da força dinâmica sobre a via. Note-se que os valores estimados são superiores aos obtidos numericamente, o que revela a utilização da expressão empírica está do lado da segurança.

Deslocamentos verticais da via e da travessa

A Figura 4.41 mostra a variação do deslocamento da via em laje com irregularidade distribuída, à medida que o veículo circula sobre ela, às velocidades de 220, 300 e 360 km/h.

No Quadro 4.32, indica-se, para cada velocidade, e para a via perfeita e com irregularidade distribuída, os valores máximo, médio e o desvio padrão do deslocamento da via, do deslocamento da travessa e da força de fixação.

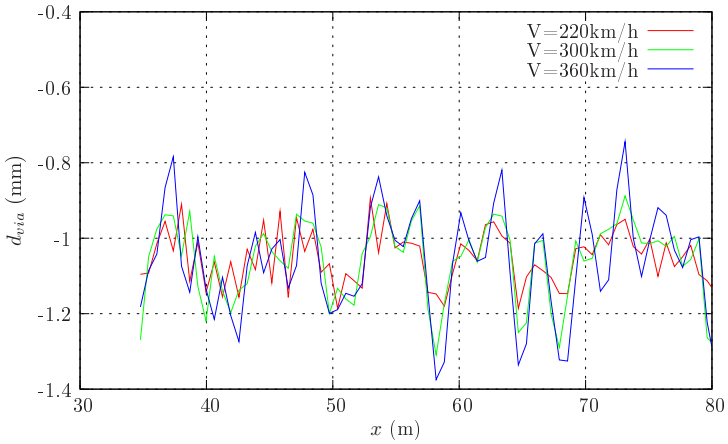


Figura 4.41: Variação do deslocamento vertical da via em laje com irregularidade distribuída em função da velocidade de circulação

Veja-se, no Quadro 4.32, que, em via perfeita e para a velocidade de 300 km/h, o deslocamento máximo da via é inferior ao obtido para a velocidade de 220 km/h, e o deslocamento vertical das travessas para velocidade igual a 300 km/h é ligeiramente superior ao obtido para a velocidade de 360 km/h. Apesar das diferenças verificadas não serem significativas, este fenómeno pode estar relacionado com o facto da frequência de excitação paramétrica da via, para a velocidade de 300 km/h (128,2 Hz = $V/0,65$), ser próxima de uma frequência de anti-ressonância de via (127,9 Hz), como se indicou na Figura 4.37.

Continuando a análise dos resultados, apresentados na Figura 4.41 e no Quadro 4.32, verifica-se que o deslocamento máximo da via com irregularidade distribuída é inferior a $1,5$ mm, em todas as situações analisadas.

Quadro 4.32: Resposta estrutural da via em laje perfeita e com irregularidade distribuída, para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e da travessa e força no sistema de fixação ($k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m)

Velocidade (km/h)	Valor	δ_{via} (mm)		δ_{trav} (mm)		F_{fix} (kN)	
		perfeita	$3 \leq \lambda \leq 25$ m	perfeita	$3 \leq \lambda \leq 25$ m	perfeita	$3 \leq \lambda \leq 25$ m
80	Máx.	1,054	1,103	0,056	0,074	39,9	41,1
	μ	-	1,037	-	0,058	-	39,2
	σ	-	0,020	-	0,009	-	0,6
120	Máx.	1,073	1,115	0,083	0,077	39,6	41,6
	μ	-	1,058	-	0,062	-	39,8
	σ	-	0,028	-	0,011	-	0,9
160	Máx.	1,062	1,193	0,056	0,078	42,0	44,6
	μ	-	1,054	-	0,058	-	39,8
	σ	-	0,041	-	0,012	-	1,5
220	Máx.	1,076	1,186	0,072	0,073	40,1	44,7
	μ	-	1,054	-	0,060	-	39,8
	σ	-	0,066	-	0,014	-	2,5
300	Máx.	1,052	1,309	0,075	0,085	39,0	48,9
	μ	-	1,059	-	0,059	-	40,0
	σ	-	0,098	-	0,019	-	3,5
360	Máx.	1,102	1,375	0,073	0,077	42,8	51,9
	μ	-	1,067	-	0,033	-	40,2
	σ	-	0,139	-	0,020	-	4,9

Máx., valor máximo;
μ, valor médio;
σ, desvio padrão.

Ainda sobre o deslocamento da via, apresenta-se, na Figura 4.42, em função da velocidade de circulação do veículo, o factor de amplificação do deslocamento máximo da via, em relação à situação estática, nos casos de via perfeita e de via com irregularidade distribuída de comprimento de onda entre 3 e 25 m (gama D1).

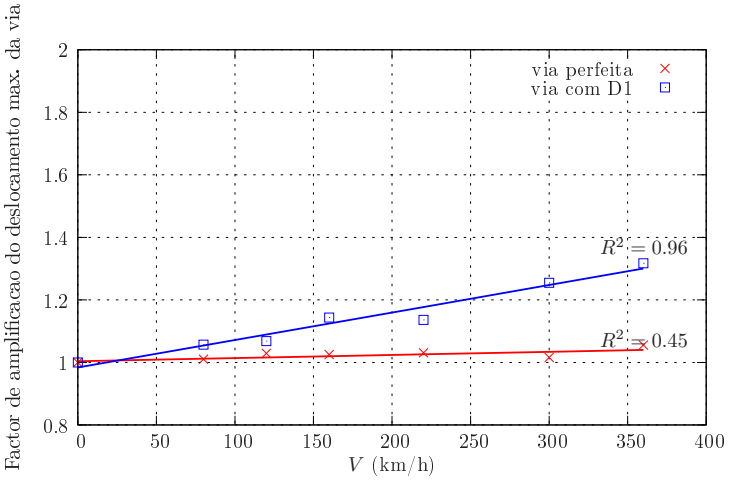


Figura 4.42: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação do deslocamento máximo da via: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída (via em laje)

Observando a Figura 4.42, verifica-se que o factor de amplificação do deslocamento máximo da via aumenta linearmente com o aumento da velocidade, atingindo um máximo de $1,3$, no caso de via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal. Em via perfeita, o valor de R^2 obtido é reduzido; no entanto, há a referir a reduzida variação do factor de amplificação do deslocamento máximo da via com o aumento da velocidade de circulação do comboio.

No que diz respeito aos deslocamentos verticais ao nível da travessa (embebida da laje), estes são muito reduzidos, como pode verificar-se no Quadro 4.32, dado que a elasticidade da via está localizada principalmente no sistema de fixação carril-travessa.

Força no sistema de fixação carril-travessa

Os valores máximo, mínimo, médio e de desvio padrão da força no sistema de fixação carril-travessa, obtidos quer em via perfeita quer em via com irregularidade distribuída, estão indicados no Quadro 4.32, anteriormente apresentado.

Os resultados obtidos mostram que, na via com irregularidade distribuída, a magnitude da força no sistema de fixação carril-travessa, varia entre 41 e 52 kN, valores superiores aos obtidos em via perfeita: 39 a 43 kN.

Na Figura 4.43, apresenta-se, em função da velocidade de tráfego, o factor de amplificação dinâmico da força no sistema de fixação carril-travessa, em relação à situação estática, em via perfeita e via com irregularidade distribuída.

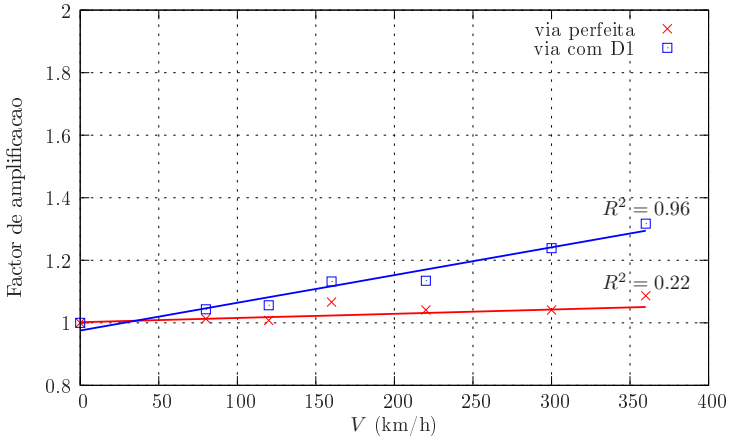


Figura 4.43: Evolução, com a velocidade do veículo, do factor de amplificação da força no sistema de fixação: via perfeita *vs.* via com irregularidade distribuída D1 (via em laje)

Ao observar esta Figura, constata-se que o factor de amplificação da força no sistema de fixação aumenta linearmente com o aumento da velocidade de circulação, no caso de via com irregularidade distribuída.

4.3.6 Comportamento dinâmico da via com defeito pontual de nivelamento longitudinal

Na análise do comportamento dinâmico da via com um defeito pontual de nivelamento longitudinal, tem-se em conta as cinco formas geométricas de defeitos adoptadas no estudo da via balastrada com valores de pico de 8, 10 e 17 mm, respectivamente, os limites de alerta, de intervenção e de acção imediata, definidos para velocidades de circulação entre 220 e 300 km/h. Relembra-se que a forma dos defeitos pontuais, adoptados no trabalho, foi indicada na Figura 4.16.

Tal como foi realizado para a via balastrada, começa por avaliar-se a influência do modelo de contacto no comportamento dinâmico da via em laje. Assim, apresenta-se, no Quadro 4.33, a força dinâmica máxima, obtida para a velocidade de 360 km/h, tendo em conta os dois modelos de interacção.

Quadro 4.33: Força dinâmica sobre a via em laje, em função do modelo de contacto, para diferentes formas geométricas do defeito pontual (A = 8 mm e V = 360 km/h)

Força dinâmica (kN)	P1		P2		P3		P4		P5	
	k_H	C_H	k_H	C_H	k_H	C_H	k_H	C_H	k_H	C_H
	$141,1$	$142,4$	$174,7$	$175,5$	$188,5$	$193,4$	$533,1$	$553,6$	$423,5$	$404,3$

com: $k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m, rigidez linearizada para a carga de 98,1 kN; $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$, rigidez de Hertz.

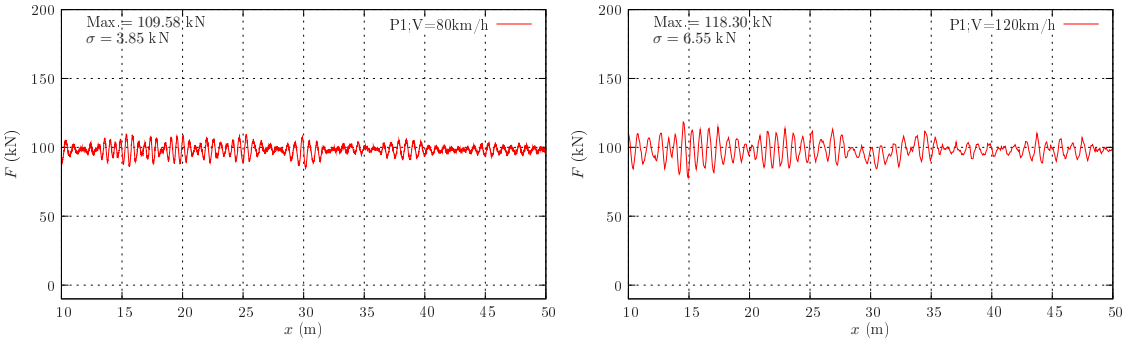
Os valores indicados, no Quadro 4.33, mostram diferenças entre os resultados obtidos com o modelo linearizado com $k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m e o modelo não linear, pelo que não parece ser adequada a consideração daquele modelo neste tipo de cálculo dinâmico.

Antes de apresentar a análise do comportamento dinâmico da via em laje com defeitos pontuais, importa referir que a existência deste tipo de defeitos em via em laje contínua é menos provável do que em vias balastradas ou vias em laje com juntas, dada a exigência, em projecto, de uma menor variabilidade da rigidez da fundação em vias em laje do que nas balastradas. No entanto, optou-se por indicar os resultados, que se obteriam com estes defeitos, de modo a poder comparar-se o desempenho da via ferroviária balastrada com o da via em laje contínua.

Força dinâmica sobre a via

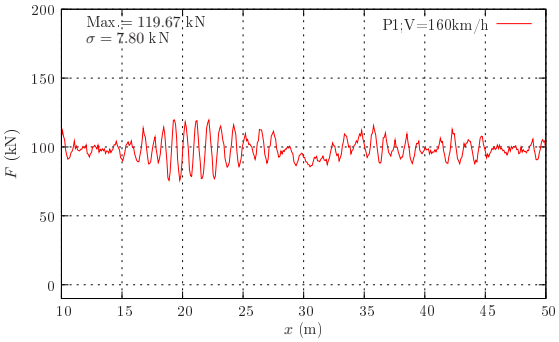
Começa por examinar-se o comportamento dinâmico da via em laje com defeito pontual, cuja forma geométrica é do tipo P1.

Na Figura 4.44, apresenta-se, para as seis velocidades de circulação, a variação da carga dinâmica ao longo da via em laje, com defeito P1 com valor de pico igual a 8 mm.

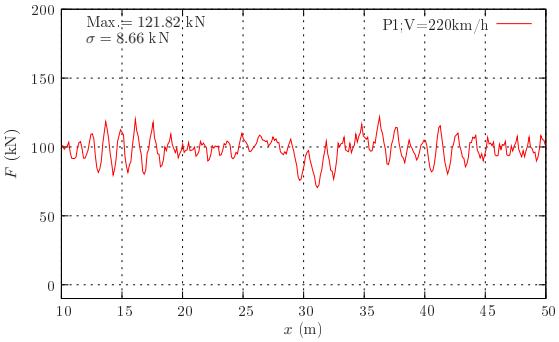


a) V=80 km/h

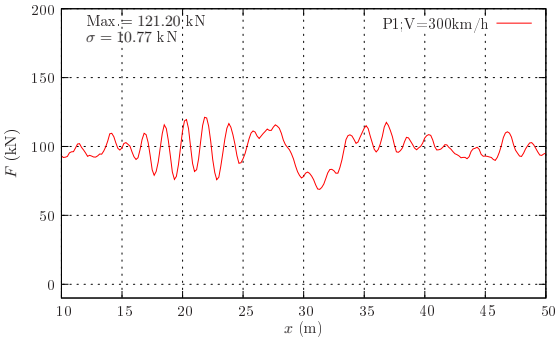
b) V=120 km/h



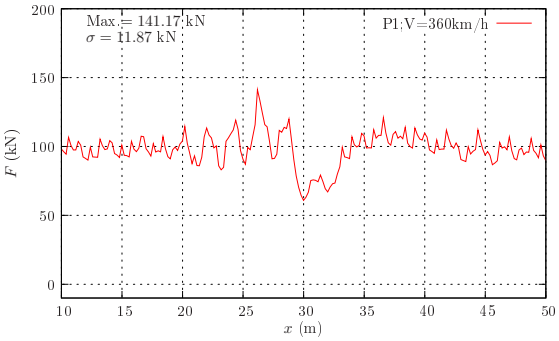
c) V=160 km/h



d) V=220 km/h



e) V=300 km/h



f) V=360 km/h

Figura 4.44: Variação da carga dinâmica ao longo da via em laje devido a defeito pontual P1 com valor de pico igual a 8 mm, para diferentes velocidades de circulação

No Quadro 4.34, apresenta-se a força dinâmica sobre a via em laje, obtida para diferentes velocidades de circulação, no caso de via perfeita e de via com defeito pontual do tipo P1 com picos de 8, 10 e 17 mm. São indicados os valores mínimo (Mín.), máximo (Máx.) e médio (μ).

Analisando a Figura 4.44 e o Quadro 4.34, verifica-se que, tal como na via balastrada, o defeito com forma P1 não provoca perda de contacto entre a roda e o carril, para velocidades até 360 km/h, e não origina carga dinâmica com magnitude superior ao definido em ETI (2002).

Quadro 4.34: Força dinâmica sobre a via em laje com defeito pontual do tipo P1 para diferentes velocidades e valores de pico ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Velocidade (km/h)	F (kN)	Via perfeita	P1: $z = Ae^{-1/2(0,45x)^2}$		
			$A = 8$ mm	$A = 10$ mm	$A = 17$ mm
80	Mín.	94,1	85,7	85,4	82,8
	Máx.	101,6	109,6	109,4	109,6
	μ	98,1	98,1	98,1	98,1
120	Mín.	93,3	78,1	78,1	78,1
	Máx.	103,6	118,3	118,3	118,3
	μ	98,1	98,1	98,1	98,1
160	Mín.	92,8	75,7	75,8	75,2
	Máx.	104,9	119,6	119,7	119,8
	μ	98,1	98,1	98,1	98,2
220	Mín.	90,9	70,56	66,9	55,3
	Máx.	107,3	121,8	123,6	130,3
	μ	98,2	98,1	98,1	98,1
300	Mín.	88,5	68,8	63,2	43,0
	Máx.	110,5	121,2	121,4	128,4
	μ	98,1	98,1	98,1	98,1
360	Mín.	89,6	60,9	55,6	35,4
	Máx.	110,0	141,2	145,3	159,8
	μ	98,2	98,0	98,0	98,0

Na Figura 4.45, apresenta-se, em função da velocidade do veículo, o factor de amplificação da carga dinâmica, em relação à situação estática, no caso de via perfeita e de via com defeito pontual P1, com valores de pico de 8, 10 e 17 mm.

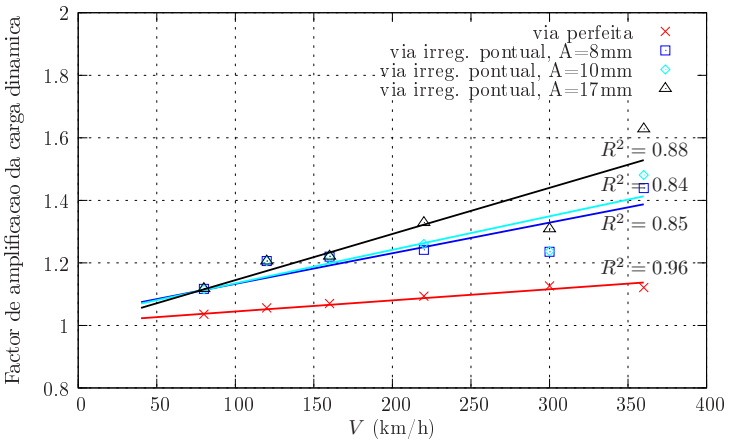
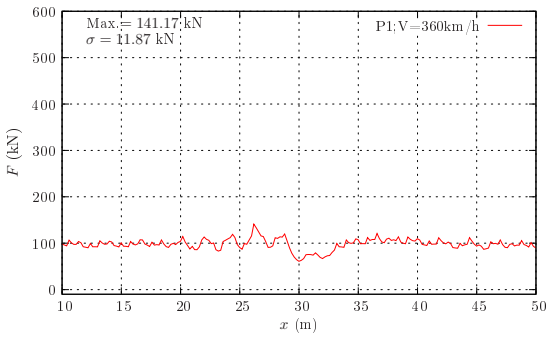


Figura 4.45: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmico da carga, para diferentes valores de pico de defeito P1 (via em laje)

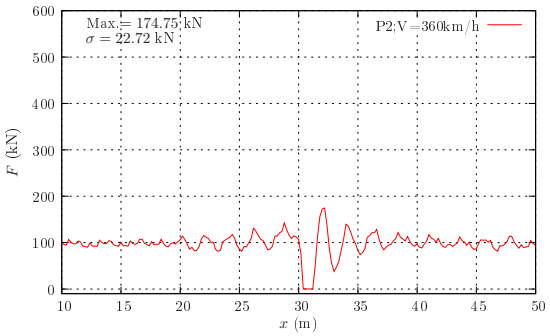
A Figura 4.45 mostra que a força dinâmica máxima sobre a via em laje com defeito pontual do tipo P1 aumenta linearmente com o aumento da velocidade de circulação do veículo.

Comparando o factor de amplificação da carga dinâmica da via em laje com o da via balastrada (Figuras 4.45 e 4.19), constata-se que, naquele tipo de via e na situação mais desfavorável (V = 360 km/h e A = 17 mm), o factor de amplificação é superior (1, 63) ao da via balastrada (1, 53), o que pode ser justificado pela maior rigidez da via em laje em relação à outra.

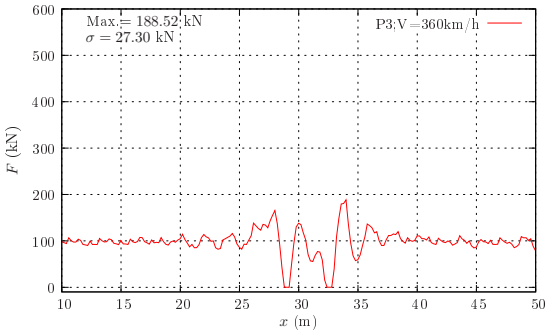
Investiga-se agora a carga dinâmica sobre a via nas restantes cinco formas geométricas de defeitos pontuais. Na Figura 4.46, apresenta-se, para cada um dos cinco defeitos geométricos com pico igual a 8 mm, a variação da carga dinâmica ao longo da via, no caso do veículo circular a 360 km/h.



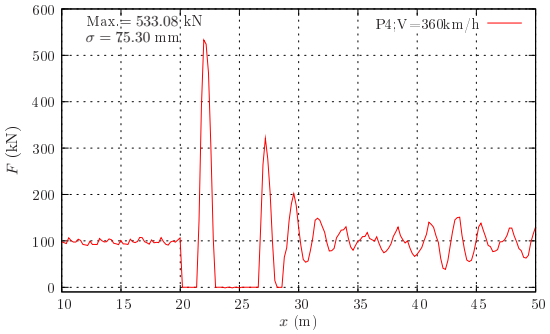
a) Defeito pontual P1



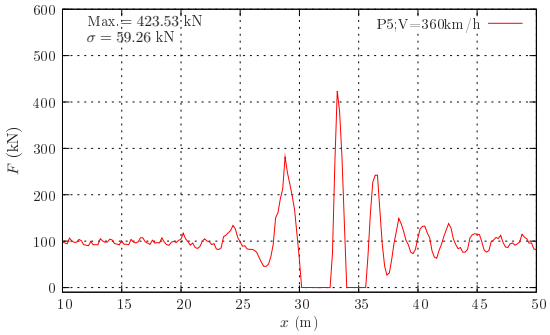
b) Defeito pontual P2



c) Defeito pontual P3



d) Defeito pontual P4



e) Defeito pontual P5

Figura 4.46: Variação da carga dinâmica sobre via em laje, para diferentes formas geométricas de defeitos pontuais (A = 8 mm, V = 360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

No Quadro 4.35, indica-se a força dinâmica obtida à velocidade de 360 km/h, para os cinco tipos de defeitos pontuais, indicados na Figura 4.16, em termos dos seus valores máximo, mínimo, médio e de desvio padrão.

Quadro 4.35: Força dinâmica sobre a via em laje, em função da forma geométrica do defeito pontual (A = 8 mm, V = 360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Força (kN)	P1	P2	P3	P4	P5
Mín.	60,9	0,0	0,0	0,0	0,0
Máx.	141,1	174,8	188,5	533,1	423,5
μ	97,8	98,0	98,1	98,6	98,0

Pela análise dos resultados indicados nos Quadros 4.34 e 4.35 e nas Figuras 4.45 a 4.46, verifica-se que, tal como na via balastrada:

- a forma geométrica do defeito P1 é a única, entre as cinco formas consideradas, que não conduz a perda de contacto entre roda e carril (Quadro 4.35);
- o valor de pico do defeito pontual P1 parece ser pouco significativa na carga dinâmica, no caso de velocidades de circulação inferiores a 160 km/h (Quadro 4.34);
- o factor de amplificação da carga dinâmica em relação à estática, devido ao defeito com forma P1, é semelhante, para os valores de pico de 8 e 10 mm (Figura 4.45);
- a carga dinâmica máxima é, em todas as situações analisadas, inferior ao limite, indicado na ETI (2008);
- a forma geométrica de defeito pontual, que origina maiores forças dinâmicas sobre a via, é a P4, porque a diferença entre picos consecutivos do mesmo defeito é maior do que nas outras formas geométricas.

A partir desta interpretação, parece poder afirmar-se que os documentos normativos deverão indicar, limites não só para o valor de pico, mas também para as diferenças máximas entre picos consecutivos do mesmo defeito pontual.

Deslocamentos verticais da via e da travessa

No que diz respeito aos deslocamentos verticais da via, estes são apresentados, no Quadro 4.36, para os casos de via perfeita e de via com defeito pontual do tipo P1 com distintos valores de pico.

A interpretação dos resultados, apresentados no Quadro 4.36, mostra que:

- o deslocamento máximo da via em laje com defeito pontual P1 varia entre $1,1$ e $1,6$ mm, valores ligeiramente inferiores aos obtidos em via balastrada com o mesmo tipo de defeito;
- o deslocamento máximo da via em laje com defeito pontual P1 é semelhante, para velocidades até 220 km/h, qualquer que seja o pico do defeito;
- o valor de pico correspondente à manutenção correctiva (A = 10 mm) provoca um deslocamento máximo de via em laje semelhante ao obtido com um pico correspondente ao limite de manutenção preventiva (A = 8 mm);

A variação do factor de amplificação dinâmico do deslocamento máximo da via com a velocidade de circulação está representada na Figura 4.47.

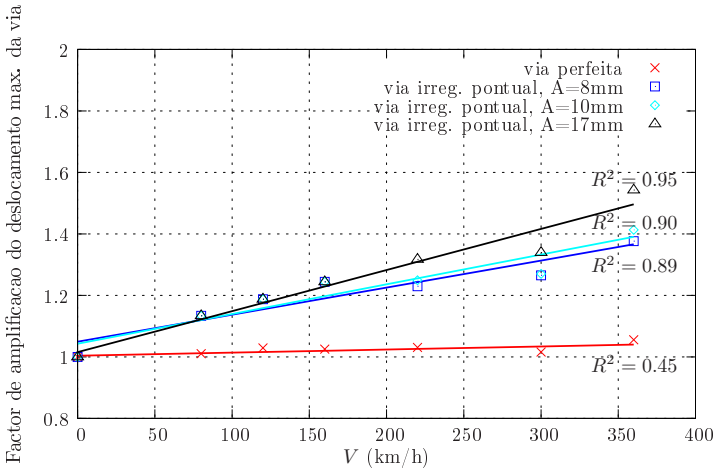


Figura 4.47: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação do deslocamento máximo da via em laje: via perfeita *vs.* via com defeito pontual P1

Observando a Figura anterior, verifica-se que a evolução, com a velocidade do veículo, do factor de amplificação do deslocamento máximo da via em laje é aproximadamente linear, com uma taxa de crescimento superior à verificada na via balastrada.

Quadro 4.36: Resposta estrutural da via em laje, perfeita e com defeito pontual P1 para diferentes velocidades: deslocamentos verticais da via e força no sistema de fixação ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Velocidade (km/h)	Valor	δ_{via}(mm)				F_{fix}(kN)			
		perfeita	$A = 8$ mm	$A = 10$ mm	$A = 17$ mm	perfeita	$A = 8$ mm	$A = 10$ mm	$A = 17$ mm
80	Máx.	1,054	1,183	1,183	1,183	39,9	43,7	43,7	43,7
	μ	-	1,094	1,094	1,095	-	40,5	40,5	40,6
120	Máx.	1,073	1,239	1,239	1,239	39,6	45,9	45,9	46,0
	μ	-	1,107	1,110	1,110	-	41,3	41,3	41,4
160	Máx.	1,062	1,298	1,298	1,298	42,0	48,5	48,5	48,5
	μ	-	1,114	1,115	1,116	-	41,7	41,7	41,7
220	Máx.	1,076	1,283	1,304	1,374	42,1	46,8	47,6	50,3
	μ	-	1,080	1,081	1,086	-	40,7	40,7	40,9
300	Máx.	1,052	1,320	1,325	1,398	39,9	48,7	48,8	52,2
	μ	-	1,077	1,077	1,078	-	40,6	40,6	40,7
360	Máx.	1,102	1,436	1,474	1,610	42,8	53,6	55,1	60,3
	μ	-	1,061	1,061	1,077	-	40,0	40,0	40,6

Máx., valor máximo;
μ, valor médio.

No Quadro 4.37, indica-se o deslocamento vertical máximo da via em laje em função da forma geométrica do defeito pontual.

Quadro 4.37: Deslocamento vertical máximo da via em laje em função da forma geométrica do defeito pontual (A = 8 mm, V= 360 km/h, $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Deslocamento vertical da via (mm)	P1	P2	P3	P4	P5
	1,436	1,951	2,076	5,778	4,378

Os resultados mostram que a forma geométrica, que provoca maior deslocamento vertical máximo da via, é a P4, pelo facto de apresentar uma diferença entre picos consecutivos de maior valor. Constata-se também que os deslocamentos verticais são superiores aos obtidos na via balastrada, no caso de defeitos pontuais com a forma geométrica P2, P4 e P5.

Força no sistema de fixação carril-travessa

No Quadro 4.36, já apresentado, indicam-se os valores da força no sistema de fixação, para via perfeita e via com defeito pontual P1. Os resultados foram obtidos para diferentes velocidades de circulação e valores de pico de defeito. Estes resultados mostram que: a força no sistema de fixação carril-travessa é semelhante qualquer que seja o valor de pico, para velocidades inferiores a 160 km/h; a força no sistema de fixação é idêntica, em qualquer velocidade de circulação, para valores de picos de defeito de 8 e 10 mm, sendo superior apenas no caso de defeito com pico igual a 17 mm.

A Figura 4.48 mostra, em função da velocidade do veículo, a evolução do factor de amplificação da força no sistema de fixação nos casos de via perfeita e de via com defeito pontual P1.

Relativamente à força no sistema de fixação carril-travessa no caso de via com defeito P1, verifica-se que o factor de amplificação dinâmica aumenta linearmente, em todos os casos analisados, excepto no caso de defeito com pico igual a 17 mm, correspondente ao limite para acção imediata, no qual se nota um aumento brusco do factor de amplificação de $1,32\%$ para $1,53\%$, entre as velocidades de 300 e 360 km/h.

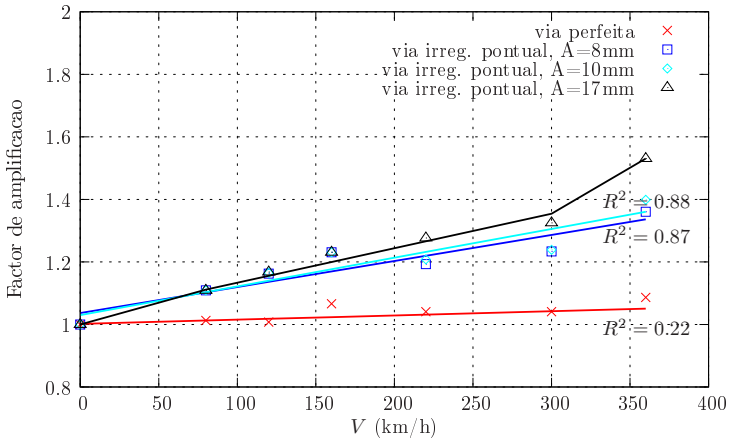


Figura 4.48: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da força no sistema de fixação: via perfeita *vs.* via com defeito pontual P1 (via em laje)

Para as restantes formas geométricas de defeitos, indica-se, no Quadro 4.38, a força no sistema de fixação carril-travessa, obtida para a velocidade de 360 km/h.

Quadro 4.38: Força máxima no sistema de fixação da via em laje, em função da forma geométrica do defeito pontual (A=8 mm, V=360 km/h e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Força no sistema de fixação (kN)	P1	P2	P3	P4	P5
	$53,6$	$74,6$	$75,6$	$218,7$	$166,8$

A partir dos resultados obtidos, verifica-se que a forma geométrica de defeito pontual mais desfavorável, em termos de força no sistema de fixação, é a P4. Comparando a força no sistema de fixação carril-travessa em via em laje com a força em via balastrada, nota-se que naquela, os valores obtidos são superiores aos verificados nesta.

4.3.7 Comportamento dinâmico da via perfeita excitada por um liso na roda do comboio

Nesta secção da tese, analisa-se o comportamento dinâmico da via em laje, no caso de sobre ela circular uma roda com um único liso de comprimento igual a $0,1625$ m. Deve dizer-se que, nos cálculos realizados, adopta-se o modelo não linear de Hertz no contacto entre a roda e o carril.

Força dinâmica sobre a via

A variação da força dinâmica ao longo da via em laje, no caso de sobre ela circular, a 300 km/h, uma roda do comboio ICE2, com um liso de 2 mm de profundidade e 0,1625 m de comprimento está indicada na Figura 4.49.

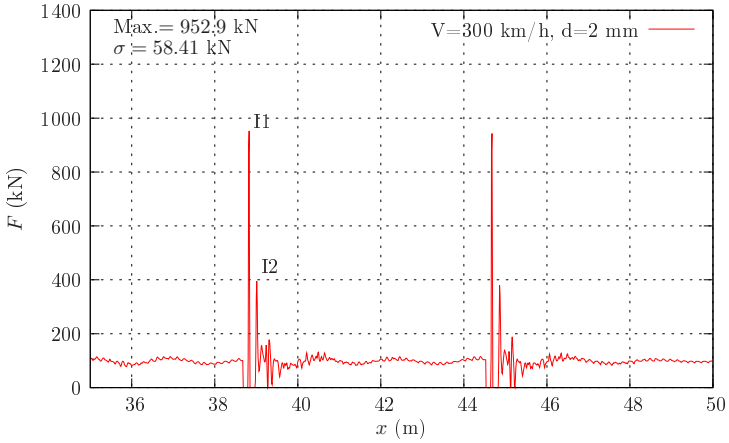


Figura 4.49: Variação da carga dinâmica ao longo da via em laje devido à circulação, a 300 km/h, de uma roda com liso ($d = 2$ mm)

Na Figura 4.50, apresenta-se a variação da carga dinâmica no caso das velocidade de circulação serem de 25, 160, 220, 300 e 360 km/h.

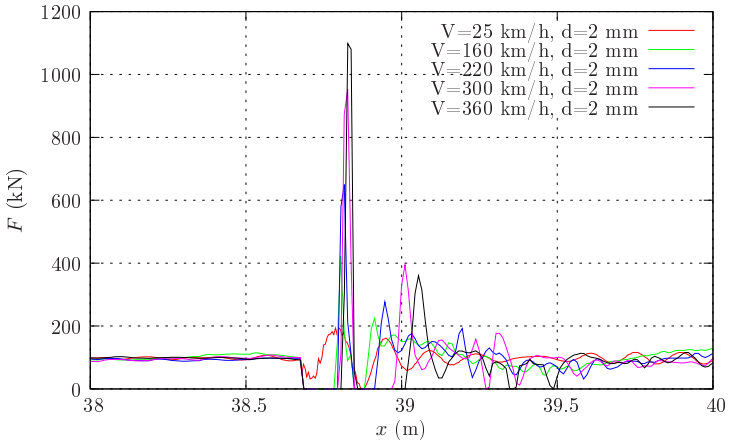


Figura 4.50: Variação da carga dinâmica ao longo da via em laje, para diferentes velocidades do comboio, no caso de sobre ela circular uma roda com liso ($d = 2$ mm)

As Figuras 4.49 e 4.50 revelam que:

- a existência de uma roda com liso de profundidade igual a 2 mm provoca, para velocidades de circulação superiores a 25 km/h, perda de contacto entre roda e carril antes e depois da ocorrência de uma elevada carga de impacto sobre a via;
- a força dinâmica de impacto sobre a via aumenta com o aumento da velocidade de circulação do veículo;
- a posição da segunda carga de impacto (I_2), em relação à primeira carga de impacto (I_1), aumenta com o aumento da velocidade de circulação do veículo;
- a magnitude das cargas de impacto I_1 e I_2 são, para a velocidade de 300 km/h, respectivamente, de 952,9 kN e 394,7 kN, valores 9,7 e 4,0 vezes superiores ao da carga estática.

Os valores obtidos mostram também que a posição da segunda carga de impacto (I_2), em relação à primeira (I_1), aumenta com o aumento da velocidade de circulação do veículo e que a carga de impacto, devido a um liso da roda do comboio ICE 2 com profundidade igual a 2 mm, é superior na via em laje, em comparação com a da via balastrada (cf. Quadro 4.19).

No Quadro 4.39, regista-se a força dinâmica obtida, para diferentes velocidades de circulação, no caso de roda perfeita e de roda com liso de comprimento igual a $0,1625$ m e de profundidade igual a 2 mm circularem sobre uma via perfeita. Apresentam-se, ainda, resultados para as velocidades de 25 e 40 km/h, para além das seis velocidades consideradas, para avaliar-se o efeito dos lisos das rodas dos comboios a velocidades de circulação mais baixas.

Os resultados, indicados no Quadro 4.39, revelam que a força dinâmica máxima (de impacto) vale, à velocidade de 25 km/h, aproximadamente 190 kN, o que significa que, na presença de um liso com profundidade igual a 2 mm, para ser respeitado o limite máximo da força dinâmica em vias interoperáveis de alta velocidade, é necessário reduzir a velocidade do comboio para valores da ordem dos 20-25 km/h.

Quadro 4.39: Força dinâmica resultante da circulação de uma roda com liso sobre a via em laje perfeita ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Velocidade (km/h)	F (kN)	Roda perfeita	Roda com liso $d = 2$ mm, $l = 0,1625$ m
25	Mín.	94,0	0,0
	Máx.	101,3	236,2
	μ	98,1	98,1
	σ	1,1	17,3
40	Mín.	93,2	0,0
	Máx.	102,1	308,6
	μ	98,1	98,1
	σ	1,2	30,1
80	Mín.	94,1	0,0
	Máx.	101,6	310,8
	μ	98,1	98,1
	σ	1,2	35,5
120	Mín.	93,3	0,0
	Máx.	103,6	256,2
	μ	98,1	98,0
	σ	1,8	31,1
160	Mín.	92,8	0,0
	Máx.	104,9	451,2
	μ	98,1	98,1
	σ	2,4	31,1
220	Mín.	90,9	0,0
	Máx.	107,3	709,1
	μ	98,2	98,1
	σ	3,0	39,6
300	Mín.	88,5	0,0
	Máx.	110,5	952,9
	μ	98,1	98,1
	σ	4,3	58,4
360	Mín.	89,6	0,0
	Máx.	110,0	1253,6
	μ	98,2	98,2
	σ	4,7	70,3

Mín, valor mínimo; Máx., valor máximo; μ, valor médio; σ, desvio padrão; d, profundidade do liso; l, comprimento do liso.

Na Figura 4.51, apresenta-se, em função da velocidade, o factor de amplificação dinâmica da carga sobre a via, no caso de roda perfeita e roda com liso ($l = 0,1625$ m e $d = 2$ mm).

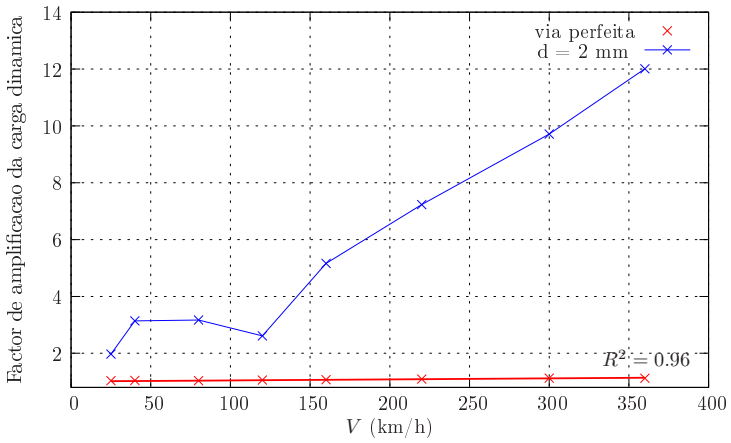


Figura 4.51: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação da carga dinâmica sobre a via em laje: roda perfeita *vs.* roda com liso ($d = 2$ mm)

Ao observar esta Figura, constata-se que o factor de amplificação da carga dinâmica em relação à carga estática é, aproximadamente, constante para velocidades entre 40 e 80 km/h, havendo um ligeiro decréscimo para a velocidade de 120 km/h. Nota-se também que o factor de amplificação da carga dinâmica, em relação à carga estática, aumenta linear e acentuadamente desde 120 a 360 km/h. Estes resultados são semelhantes aos de Dukkipati & Dong (1999), Seco *et al.* (2006) e Remennikov (2008): a circulação de uma roda com liso a uma velocidade de circulação relativamente baixa (entre 30 e 40 km/h) induz uma força dinâmica sobre a via de maior magnitude do que a da força obtida a velocidades de circulação superiores.

Neste trabalho, investiga-se também a influência da profundidade do liso na força dinâmica sobre a via em laje contínua. Assim, no Quadro 4.40, indica-se, para a velocidade de 360 km/h, a carga dinâmica obtida em função da profundidade do liso da roda, verificando-se que a carga de impacto induzida por um liso com profundidade de 2 mm é, aproximadamente, o quádruplo da obtida no caso de liso com profundidade igual a $0,5$ mm. Refere-se ainda que, na via em laje, há perda de contacto no caso da existência de liso com profundidade superior a $0,5$ mm, enquanto que, na via balastrada, isso só se verifica para profundidades de defeito superiores a 1 mm.

Quadro 4.40: Força dinâmica sobre via em laje em função da profundidade do liso da roda (V=360 km/h, $l = 0,1625$ m e $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

F	$d = 0$ mm	$d = 0,5$ mm	$d = 1,0$ mm	$d = 1,5$ mm	$d = 2,0$ mm
Mín. (kN)	89,6	0,0	0,0	0,0	0,0
Máx. (kN)	110,1	320,9	662,9	744,6	1239,0
μ (kN)	98,0	97,7	97,0	97,3	98,0
σ (kN)	4,7	21,5	40,3	67,7	62,0

Mín., valor mínimo; Máx., valor máximo; μ, valor médio; σ, desvio padrão; d, profundidade do defeito da roda.

Deslocamentos verticais da via e da travessa

O deslocamento máximo da via em laje, no caso de circular sobre ela uma roda com liso de profundidade igual a 2 mm, está indicado no Quadro 4.41, para as velocidades de 25, 40, 80, 120, 160, 220, 300 e 360 km/h.

Quadro 4.41: Deslocamento vertical máximo da via em laje nos casos de circulação de uma roda perfeita e de uma roda com liso ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Velocidade (km/h)	δ_{via} (mm)	
	roda perfeita	roda com $d = 2$ mm
25	1,032	2,223
40	1,063	2,510
80	1,054	2,330
120	1,073	1,839
160	1,062	1,850
220	1,076	1,762
300	1,052	2,015
360	1,102	2,061

Os resultados indicados no Quadro 4.41 mostram que, para velocidades de circulação entre 120 e 360 km/h, o deslocamento da via é inferior ao obtido para velocidades mais baixas (entre 25 e 80 km/h).

Na Figura 4.52, apresenta-se a evolução, em função da velocidade, do factor de amplificação dinâmico do deslocamento máximo da via.

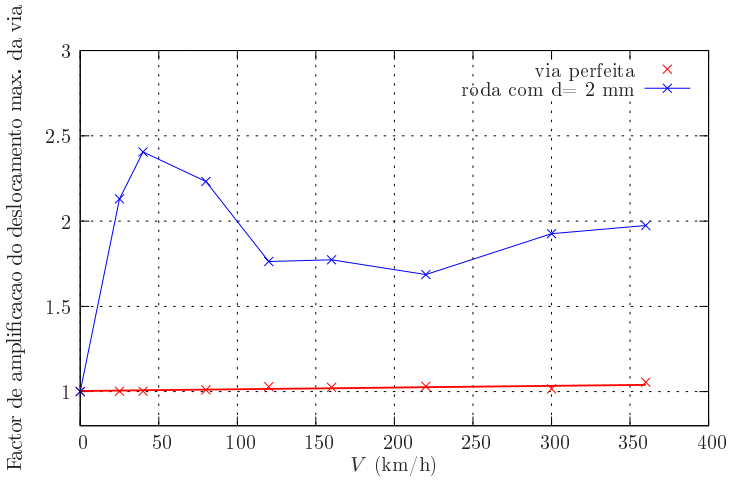


Figura 4.52: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmico do deslocamento máximo da via em laje: roda perfeita *vs.* roda com liso ($d = 2$ mm)

Analisando os resultados, verifica-se que a velocidade crítica do veículo, em termos de deslocamento máximo de via, no caso de roda com defeito, é aproximadamente de 40 km/h.

Força no sistema de fixação carril-travessa

No Quadro 4.42, indica-se a força no sistema de fixação, obtida para diferentes velocidades de circulação, no caso da roda do comboio ser perfeita ou apresentar um único liso com profundidade igual a 2 mm.

A interpretação dos resultados do Quadro 4.41 revela que a existência de um liso na roda, de profundidade igual a 2 mm, faz aumentar significativamente a força nos sistemas de fixação carril-travessa.

A Figura 4.53 mostra, em função da velocidade do comboio, a evolução do factor de amplificação dinâmico da força máxima no sistema de fixação carril-travessa.

Analisando a Figura, verifica-se que a força máxima no sistema de fixação atinge o seu valor máximo para a velocidade de 40 km/h, tal como o observado em termos de deslocamento máximo da via.

Quadro 4.42: Força máxima no sistema de fixação da via em laje perfeita nos casos de circulação de uma roda perfeita e de uma roda com liso ($C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$)

Velocidade (km/h)	F_{fix} (kN)	
	roda perfeita	roda com $d = 2$ m
25	39, 7	80, 8
40	39, 8	90, 4
80	39, 9	87, 2
120	39, 6	67, 6
160	42, 0	62, 5
220	42, 1	64, 6
300	39, 9	75, 5
360	42, 8	77, 2

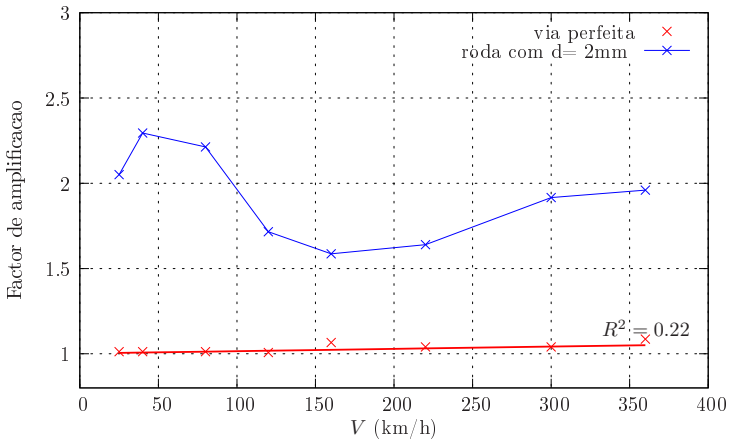


Figura 4.53: Evolução, em função da velocidade do veículo, do factor de amplificação dinâmico da força no sistema de fixação da via em laje: roda perfeita *vs.* roda com liso (d = 2 mm)

4.4 Comparação do comportamento estrutural das vias balastrada e em laje

Começa por comparar-se o comportamento estrutural da via balastrada e o da via em laje, em termos de frequências próprias e de receptância directa da via. Ao observar as Figuras 4.4 e 4.37, que apresentam respectivamente a receptância directa da via balastrada e da via em laje, nota-se que as frequências próprias da via em laje são superiores às obtidas na via balastrada, o que evidencia que aquela via é mais rígida do que esta.

Comparando a via balastrada com a via em laje, no que diz respeito à resposta estrutural a uma solicitação estática, os estudos realizados mostram que: 1) o deslocamento vertical máximo da via em laje é, para a mesma magnitude de carga, superior ao obtido em via balastrada; 2) a distribuição da solicitação estática pelas travessas adjacentes, à travessa sobre a qual a carga é aplicada, é semelhante nos dois tipos de via ferroviária; 3) a força nos sistemas de fixação, nas duas vias, vale aproximadamente 35% da carga aplicada. Resumindo, pode dizer-se que a resposta estática das duas vias ferroviárias é semelhante, notando-se apenas diferenças no que diz respeito ao valor do deslocamento máximo da via.

Relativamente à resposta dinâmica das duas vias ferroviárias, sintetiza-se no Quadro 4.43, o deslocamento vertical máximo do carril da via balastrada e do carril da via em laje, obtido para as seis velocidades consideradas, e no caso de vias sem defeito. No mesmo Quadro, indica-se também a gama corrente de deslocamentos verticais do carril, verificados em vias ferroviárias reais semelhantes às consideradas na investigação (TIFSA, 2007). Note-se que o deslocamento vertical do carril é avaliado a partir do deslocamento vertical da via (total) e do deslocamento vertical ao nível da travessa, como se indica na expressão (4.7).

$$\delta_{carril} + \delta_{trav} = \delta_{via} \tag{4.7}$$

Quadro 4.43: Deslocamento do carril nas vias balastrada e na laje (via perfeita)

Tipo de via	Velocidade (km/h)	δ_{carril} (mm)	gama corrente de δ_{carril}(mm)
via balastrada	80	0,306	0,050 - 0,350
	120	0,327	
	160	0,372	
	220	0,362	
	300	0,359	
	360	0,347	
via em laje	80	0,997	0,800 -1,500
	120	0,989	
	160	1,006	
	220	1,003	
	300	0,977	
	360	1,028	

Ao observar o Quadro 4.43, constata-se que os valores obtidos numericamente estão de acordo com a gama de deslocamentos reais da via medidos experimentalmente.

Quanto à resposta estrutural da via com irregularidade distribuída, verifica-se que o deslocamento da via em laje é inferior ao da balastrada, como se pode comprovar nos Quadros 4.9 e 4.32, anteriormente apresentados, e pela Figura 4.54. Esta Figura apresenta, para a velocidade de circulação de 360 km/h, o deslocamento vertical das vias balastrada e em laje.

Comparando os valores indicados nos Quadros 4.9 e 4.32, verifica-se que o deslocamento vertical máximo da via em laje é inferior ao da via balastrada, qualquer que seja a velocidade de circulação do comboio, confirmando-se a maior rigidez da via em laje.

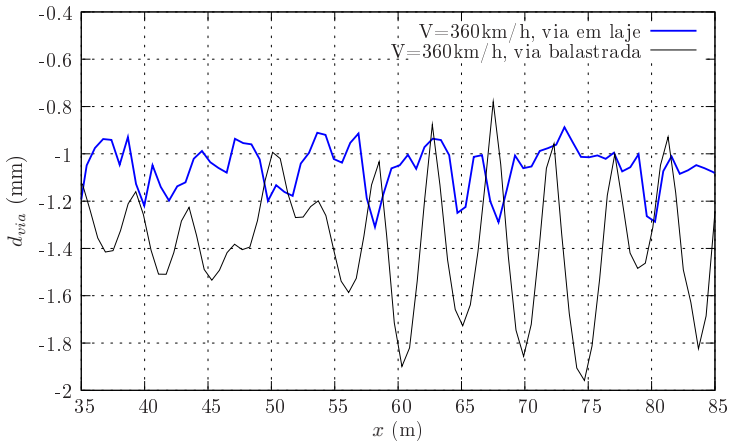


Figura 4.54: Deslocamento da via balastrada e da via em laje com irregularidades distribuídas no caso de velocidade de 360 km/h.

No que diz respeito à distribuição da rigidez da via pelos seus elementos constituintes, os resultados obtidos confirmam que, na via em laje, a flexibilidade vertical do sistema concentra-se, essencialmente, ao nível das palmilhas; ao passo que, na via balastrada, a flexibilidade do sistema está distribuída, em profundidade, pelas camadas granulares. Note-se que a rigidez vertical das palmilhas nesta via apresenta, por isso, um valor superior ao das palmilhas consideradas para a via em laje.

Quanto à presença de defeitos pontuais na via ferroviária, verifica-se que, para a mesma forma geométrica de defeito, a carga dinâmica máxima sobre a via em laje é superior à da via balastrada. Por este facto, no futuro, os documentos normativos, referentes à qualidade geométrica de vias ferroviárias, deverão indicar valores máximos de pico de defeitos, em função do tipo de via ferroviária (balastrada ou em laje).

Comparando a resposta dinâmica destes dois tipos de via devido à circulação de um liso de roda sobre a via, verifica-se que, nas mesmas condições de circulação: 1) a força dinâmica sobre a via em laje é superior; 2) o deslocamento vertical máximo é superior na

via balastrada; 3) a força nos sistemas de fixação é superior na via em laje. Assim, o efeito das rodas com lisos (ou rodas poligonizadas) é significativo e relevante no comportamento dinâmico do sistema via-veículo, não devendo, por isso, ser desprezada a sua influência, durante a exploração da via, quer esta seja balastrada, quer em laje.

Observou-se ainda nos dois tipos de vias que, para a velocidade de 360 km/h, o limite máximo admissível da carga dinâmica, indicado pela ETI (2008) para a velocidade de 300 km/h, não é cumprido aquando da circulação do veículo sobre a via com defeito pontual do tipo P3, P4 ou P5. Relembra-se que este limite também é ultrapassado no caso de circulação do veículo a 360 km/h sobre uma via balastrada com duas travessas consecutivas. Dada a inexistência de indicações precisas, nos documentos normativos vigentes, não só para o valor máximo admissível da carga dinâmica, no caso de velocidades de circulação superiores a 300 km/h, como também para o valor limite de nivelamento longitudinal de vias projectadas a velocidades superiores a 300 km/h, torna-se necessária a actualização destes documentos.

4.5 Conclusões

O estudo numérico, cujos resultados foram apresentados e analisados neste capítulo, permite formular algumas conclusões sobre o comportamento dinâmico da via balastrada e da via em laje, não só em função da qualidade geométrica da via e das rodas dos comboios, como também da velocidade de circulação dos veículos ferroviários.

Foram então analisados os seguintes cenários:

- via perfeita sobre a qual circula uma roda perfeita (excitação paramétrica);
- via com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal com comprimento de onda entre 3 e 25 m e desvio padrão igual a 1,25 mm, correspondente ao limite de alerta para manutenção preventiva de vias com velocidade de circulação entre 220 e 300 km/h;
- via com defeito pontual com diferentes formas geométricas e diferentes valores de pico correspondentes aos limites de alerta, de intervenção e de acção imediata, para velocidades de circulação entre 220 e 300 km/h;
- via balastrada com uma ou duas travessas dançantes;

- via perfeita sobre a qual circula uma roda que apresenta um único liso de comprimento igual a $0,1625$ m e com diferentes valores de profundidade.

Relativamente às irregularidades distribuídas da via, se esta cumpre os limites de desvio padrão de nivelamento longitudinal, indicados na EN13848-5 (2008) em função da velocidade, os resultados revelam que, a qualquer velocidade de circulação do comboio, a carga dinâmica sobre a via (balastrada ou em laje) é inferior ao limite indicado na ETI (2002).

No que diz respeito aos defeitos pontuais da via, verifica-se que não é só o valor máximo do pico do defeito o único aspecto a influenciar o comportamento dinâmico do sistema via-veículo, como considera a EN13848-5 (2008). Pela análise dinâmica realizada, verifica-se que, para além do valor máximo de pico do defeito pontual, também a forma e a diferença entre picos consecutivos do mesmo defeito influenciam fortemente a solicitação dinâmica sobre a via.

Outro aspecto, a mencionar, é a necessidade de normativas para a definição de limites máximos admissíveis das irregularidades distribuídas e pontuais de nivelamento longitudinal das vias de linhas ferroviárias projectadas para velocidades superiores a 300 km/h, dado que: 1) os documentos normativos actuais não indicam qualquer limite para essas velocidades; 2) a circulação de comboios sobre vias com irregularidade, a velocidade superior a 300 km/h, origina cargas dinâmicas, cuja magnitude deve ser controlada para se garantir não só a segurança e o conforto de passageiros, como também o bom desempenho da via e do comboio.

Quanto à influência das travessas dançantes em via balastrada no comportamento dinâmico do sistema via-veículo, constata-se que o caso mais desfavorável, em termos de solicitação sobre a via, é a ocorrência de duas travessas soltas consecutivas. Salienta-se que a existência de duas travessas dançantes alternadas induz uma carga dinâmica similar à obtida com uma única travessa solta na via. Deve ainda referir-se que a circulação do ICE2, a 360 km/h, sobre a via balastrada com duas travessas soltas consecutivas, provoca uma carga dinâmica de magnitude superior ao limite máximo indicado em ETI (2008).

Relativamente ao efeito dos lisos das rodas do comboio no comportamento dinâmico do sistema via-veículo, o estudo mostra que, dependendo da profundidade do liso e da velocidade de circulação, pode existir perda de contacto entre a roda e o carril e ocorrência de elevadas forças dinâmicas de impacto sobre a via. A existência de lisos nas rodas induz forças de impacto sobre a via, com carácter periódico, que podem provocar ruptura quer por resistência de alguns elementos da via, quer por fadiga. Por esta razão, para

evitar-se a degradação dos elementos da via, provocada por elevadas cargas de impacto, será necessário considerar sistemas de detecção automática de lisos nas rodas. Também a indicação de valores máximos admissíveis, em termos de extensão, profundidade e número de lisos nas rodas dos comboios deve constar em documentos normativos.

A investigação permite também fazer algumas considerações sobre a modelação do contacto entre a roda do comboio e o carril. Na verdade, verifica-se que o efeito da não linearidade do contacto roda-carril pode ser desprezado, no caso da variação dinâmica da força (variação positiva ou negativa em relação à carga estática) $\Delta F = |F - P|$ ser inferior à carga de linearização P. Nestas circunstâncias e nas situações mais desfavoráveis ($F = 0$ e $F = 2P$), o erro máximo que se obtém, com a consideração do modelo linearizado, é da ordem de 26%, como a seguir se demonstra.

Considere-se, então:

- $k_H = 1,53 \times 10^9$ N/m, para $\Delta F \leq P$, ou seja, $F \in [0, 2P]$, com $P = 98,1$ kN;
- $C_H = 1,04 \times 10^{11}$ N/m$^{2/3}$, para $F > 2P$.

Para $P = 98,1$ kN:

$$k_H(P) = \sqrt[3]{\frac{4E^*}{3}RP} = 1,53 \times 10^9 \text{ N/m} = \sqrt[3]{c \times P} \text{ , logo } c = 3,650945 \times 10^{22}$$
$$k_H(2P) = \sqrt[3]{3,650945 \times 10^{22} \times 2P} = 1,9276 \times 10^9 = 1,26\ k_H(P)$$

No que concerne à influência da velocidade de circulação no comportamento dinâmico das vias ferroviárias, a investigação confirma que o aumento da velocidade de circulação do veículo faz aumentar, de forma quase linear, a força dinâmica de contacto entre roda e carril, em qualquer tipo de via ferroviária e em qualquer cenário de qualidade. Por exemplo, em vias com irregularidade distribuída, o aumento de velocidade do comboio ICE2 de 80 para 360 km/h faz aumentar a carga dinâmica, aproximadamente, em 31%, na via balastrada; na via em laje, esse aumento é superior, na ordem dos 35%.

Ao comparar-se a resposta dinâmica da via balastrada com a da via em laje contínua de betão, foram identificadas diferenças nos dois sistemas ferroviários que não podem ser ainda generalizadas, dado ser necessário investigar-se a influência de outras configurações geométricas quer da via balastrada, quer da via em laje no comportamento destas vias. No entanto, apresentam-se, para os casos analisados nesta tese, as diferenças identificadas no que diz respeito ao comportamento dinâmico dos dois sistemas ferroviários investigados.

Assim, a partir da análise efectuada, verifica-se que a distribuição da solicitação estática nas travessas adjacentes à travessa que recebem a carga é semelhantes nos dois tipos de via ferroviária. Também se constata que as frequências próprias da via em laje são superiores às da via balastrada, confirmando a sua maior rigidez em relação à via balastrada. Sobre a influência das irregularidades da via e das rodas do comboio no comportamento dinâmico das vias, os resultados permitem concluir que a solicitação dinâmica máxima sobre a via em laje, para o mesmo tipo de irregularidade, é superior à obtida em via balastrada. Também a variação da solicitação dinâmica sobre a via, traduzida pelo desvio padrão, é maior na via em laje do que na via balastrada. Por este facto, julga-se necessário definir limites de alarme mais rigorosos para a via em laje do que para a via balastrada. Relembra-se que os limites indicados na EN13848-5 (2008) para as irregularidades distribuídas e pontuais da via são definidos sem qualquer distinção do tipo de via ferroviária. Há ainda outros dois aspectos a salientar, no que diz respeito às diferenças entre a via balastrada e a via em laje. Um, diz respeito ao deslocamento vertical máximo da via: nas mesmas condições de excitação, o deslocamento vertical máximo da via balastrada é superior ao obtido em via em laje. O outro aspecto é que, de um modo geral, a força no sistema de fixação na via em laje é superior à da via balastrada.

Capítulo 5

A degradação e a recuperação da qualidade geométrica em vias balastradas

5.1 Introdução

Neste capítulo, aborda-se a qualidade geométrica de vias balastradas, considerando-se quer os fenómenos de degradação, quer os de recuperação do nivelamento longitudinal. Não é objecto de estudo desta tese, a evolução da qualidade geométrica de sistemas de via em laje, porque os mecanismos de degradação e de recuperação da sua geometria são distintos dos das vias balastradas e também porque esses mecanismos são pouco conhecidos (pela sua recente aplicação na Europa), o que levaria a um outro tipo de estudo.

Como já foi referido no Capítulo 2, a qualidade geométrica de uma via ferroviária caracteriza-se em termos de nivelamentos longitudinal e transversal, de alinhamento, de bitola e de empeno. Na evolução ao longo do tempo de cada um destes parâmetros geométricos, considera-se uma fase de degradação e uma outra, de recuperação da qualidade geométrica, consequente de acções de manutenção.

O que mais contribui para a degradação do nivelamento longitudinal das vias balastradas, é o assentamento vertical permanente das camadas granulares. Quanto à recuperação da qualidade geométrica da via, após a realização do ataque sobre o balastro, o *Office for Research and Experiments of the International Union of Railways* (ORE, 1988) verifica,

pela análise de medições de geometria de várias vias europeias, que a recuperação depende do estado de qualidade da via, no momento da realização das acções de manutenção. Note-se que a operação de ataque sobre o balastro é uma acção que permite não só corrigir o nivelamento longitudinal (NL) da via, como também o alinhamento, o nivelamento transversal e o empeno.

Para uma reflexão sobre a evolução da qualidade geométrica de vias balastradas, começa-se este capítulo pela descrição, na secção 5.2, de alguns dos modelos de assentamento permanente das camadas granulares de vias ferroviárias. Na secção 5.3, apresenta-se uma previsão numérica da degradação do nivelamento longitudinal de uma via balastrada, devido a assentamentos verticais permanentes. Nesse estudo numérico, adopta-se, como modelo de assentamento, o proposto pelo ORE (1988), ao qual se associa um cálculo dinâmico da via ferroviária com interacção entre a via e o veículo. Depois, na secção 5.4, identificam-se as operações de manutenção preventiva, mais frequentes, em vias ferroviárias. Na secção 5.5, propõem-se dois modelos para o planeamento de acções de manutenção preventiva, em função da evolução da qualidade geométrica dos sistemas ferroviários, a partir de uma formulação de optimização global - a programação linear inteira mista 0 - 1. Por fim, na secção 5.6, apresentam-se as conclusões relativas a este capítulo.

5.2 Modelos de assentamento permanente da via balastrada

Os assentamentos verticais permanentes das camadas granulares das vias balastradas resultam da passagem repetida de cargas de tráfego e dependem não só da qualidade dos materiais granulares da via (balastro, sub-balastro e solo de fundação), como também da qualidade da execução da compactação desses materiais.

Quanto à evolução do assentamento vertical permanente da via ferroviária, Meissonnier (2000) e Lundqvist (2005), entre outros, referem a existência de duas fases distintas, que se passa a indicar:

- fase 1, que ocorre imediatamente após as operações de ataque e durante a compactação dos materiais granulares;
- fase 2, que ocorre durante a exploração da via, ou seja, entre a realização de acções de manutenção sobre a via.

Na primeira fase, a evolução do assentamento permanente é rápida. O ORE (1988) indica que, após o ataque sobre o balastro, as camadas granulares da via sofrem assentamentos não uniformes e de elevado valor. A não uniformidade de assentamento depende de vários factores, tais como a distribuição das cargas sobre a via, a magnitude da carga dinâmica, as condições de apoio do carril sobre as travessas, o grau de compactação das camadas granulares, etc. Na segunda fase, que ocorre durante a exploração da via, o assentamento permanente desta apresenta uma evolução lenta e denomina-se assentamento secundário ou a longo prazo. As causas deste assentamento secundário são várias, tais como: 1) a densificação do material granular e do solo de fundação, como consequência da passagem repetida de cargas; 2) a penetração de partículas de sub-balastro nos vazios do material de fundação; 3) a redução do volume de material granular, devido à fractura de partículas de balastro e ao desgaste por abrasão; 4) o movimento das partículas de balastro e sub-balastro; 5) o possível movimento lateral e longitudinal das travessas; 6) o comportamento plástico do balastro, sub-balastro e material de fundação (Meissonnier, 2000; Lundqvist, 2005; Dahlberg, 2006).

Quanto ao assentamento permanente da via, ele pode ser estimado por vários modelos, definidos a partir de medições realizadas sobre vias ferroviárias, dos quais se apresentam, o modelo de Sato, o proposto pela Universidade Técnica de Munique e o do ORE, por parecerem os mais relevantes no âmbito da investigação desta tese. Refere-se ainda a existência de modelos para a estimativa da deformação permanente das camadas granulares da via, formulados a partir da análise de resultados laboratoriais. Estes modelos, definidos por Hetter, Fröhling e Sato, entre outros (não apresentados neste tese), podem ser consultados em Fröhling (1997); EUROBALT (2000); Dahlberg (2006), etc.

Modelo de Sato

No modelo de Sato, o assentamento vertical da via y é estimado pela expressão (5.1),

$$y = \gamma(1 - e^{\alpha x}) + \beta x \tag{5.1}$$

sendo: x, número de passagens sobre a via; α, β e γ, parâmetros.

Sobre os parâmetros da expressão (5.1), refere-se que γ indica o valor do assentamento inicial; α, a duração dessa fase inicial; e β considera a influência das condições de carregamento, tais como a velocidade, a pressão sobre a travessa, a aceleração vertical do balastro, etc (Meissonnier, 2000; EUROBALT, 2000; Bodin, 2001).

Relativamente a este modelo, o primeiro termo representa o assentamento inicial da via, e o segundo, o assentamento a longo prazo. Pela expressão (5.1), observa-se que o assentamento inicial evolui exponencialmente com o número de passagens x, enquanto o assentamento a longo prazo aumenta linearmente com esse número.

Veja-se ainda que neste modelo não há qualquer distinção entre passagens de eixos com valores de carga diferente, o que parece pouco realista, dado que eixos com maior carga induzem uma maior degradação do que eixos com menor valor de carga (EUROBALT, 2000).

Por esta razão, Sato propõe um outro modelo para a estimativa do assentamento da via S em mm, que se indica na expressão (5.2),

$$S = 2,09 \times 10^3 T^{0,31} V^{0,98} M^{1,1} L^{0,21} P^{0,26} \tag{5.2}$$

sendo: T, número de passagens em milhões por ano; V, velocidade do comboio em km/h, M, parâmetro que tem em conta as características da via; L, parâmetro que tem em conta o tipo de carril; P, parâmetro que tem em conta as características da camada de leito de via.

Note-se que o parâmetro L toma o valor 1, no caso de carris de BLS e 10, no caso de carris com juntas; o parâmetro P vale 1, no caso de camada de leito de via com boas características e 10, com más características (Al Shaer *et al.*, 2008). Relativamente ao parâmetro M, este pode ser avaliado pela expressão (5.3),

$$M = P_b y_z S_i \tag{5.3}$$

sendo: P_b, a tensão vertical na camada de balastro; y_z, a aceleração do carril; S_i, coeficiente de impacto, que depende das características do carril.

Modelo de Shenton

O modelo de Shenton, definido a partir de resultados obtidos em ensaios realizados à escala real (Thom, 2007) para estimar o assentamento vertical permanente da via balastrada, está indicado na expressão (5.4),

$$y = k_1 N^{0,2} + k_2 N \tag{5.4}$$

sendo: y, assentamento permanente da via; k_1 e k_2, parâmetros; N, número de ciclos, correspondente ao número de passagens.

Os parâmetros k_1 e k_2 deste modelo dependem da carga por eixo, do tipo de carril, do número de travessas por km de via e da rigidez desta. O termo k_1 pretende considerar a perturbação do balastro após ataque, enquanto que o termo k_2 caracteriza o assentamento a longo prazo devido a um elevado número de ciclos de carga.

Os coeficientes k_1 e k_2 do modelo de Shenton podem ser ainda avaliados, respectivamente, pelas expressões (5.5) e (5.6),

$$k_1 = K_s \frac{P}{20g}(0,69 + 0,028 L_z) \tag{5.5}$$

$$k_2 = K_s \frac{P}{20g}(2,7 \times 10^{-6}) \tag{5.6}$$

sendo: K_s, factor que depende da via e da sua fundação ($\approx 1,1$); L_z, levantamento do carril (em mm), em consequência do ataque; g, aceleração da gravidade; P, carga.

Modelo da Universidade Técnica de Munique

O modelo da Universidade Técnica de Munique foi proposto a partir de ensaios em laboratório, cujas condições foram definidas de modo a representar a passagem de um veículo sobre uma junta no carril (Al Shaer *et al.*, 2008).
Este modelo, indicado nas expressões (5.7) a (5.9), permite avaliar o assentamento da via, segundo uma das três perspectivas: optimista, média e pessimista:

$$S_{\text{opt}} = 1,57\, p\, \Delta N + 3,04\, p^{1,21} \ln(N) \tag{5.7}$$

$$S_{\text{méd}} = 1,89\, p\, \Delta N + 15,20\, p^{1,21} \ln(N) \tag{5.8}$$

$$S_{\text{pess}} = 2,33\, p\, \Delta N + 5,15\, p^{1,21} \ln(N) \tag{5.9}$$

sendo: S_{opt}, $S_{\text{méd}}$ e S_{pess}, o assentamento da via, tendo em conta, respectivamente, um nível optimista, médio e pesssimista ; p, pressão vertical no balastro; N, número de passagens.

Ainda sobre este modelo, salienta-se que o primeiro termo das expressões (5.7) a (5.9) refere-se ao assentamento imediatamente após operações de ataque, e o segundo, ao assentamento a longo prazo, após a passagem de 10 000 eixos (Al Shaer *et al.*, 2008).

Modelo do ORE

A partir da análise (estatística) quer da evolução da deterioração geométrica de vias ferroviárias europeias, quer da influência das cargas dinâmicas nessa evolução, o ORE assume que a degradação de vias balastradas, devido às cargas dinâmicas, pode ser caracterizada genericamente por leis de potência.

O modelo apresentado pelo ORE, para estimativa do assentamento permanente das camadas granulares da via ferroviária, é o indicado na expressão (5.10),

$$E(T) = E_0 + kT^{\alpha}F_{din}^{\beta} \tag{5.10}$$

sendo: $E(T)$, assentamento permanente da via em mm, após a passagem de T toneladas acumuladas; E_0, perfil inicial da via; k, α e β, parâmetros; F_{din}, carga dinâmica sobre a via.

Para avaliar-se a estimativa do assentamento permanente da via, o ORE (1988) indica os valores 1 e 3, respectivamente, para os parâmetros α e β. No entanto, outros autores sugerem, para o parâmetro β, valores distintos aos referidos, que podem variar entre 0,8 e 5 (Teixeira, 2003).

Sobre a carga dinâmica, a considerar na expressão (5.10), note-se que ela pode ser estimada segundo o ORE, pela expressão (4.5), indicada na p. 155 desta tese, no caso de velocidades de circulação entre 60 e 120 km/h (ORE, 1988) No entanto, refere-se ainda que a sua utilização para a estimativa preliminar da carga dinâmica, no caso de velocidades de tráfego superiores a 120 km/h, não parece desadequada, como a seguir se mostra. Veja-se que para a via em laje, estudada no capítulo 4 desta dissertação, a carga dinâmica estimada pela expressão (4.5), para a velocidade de 360 km/h, é superior em 15,1% em relação à carga dinâmica obtida numericamente. A 120 km/h, a carga dinâmica estimada é superior em 9,8% (cf. p. 156). No caso da via balastrada analisada, para a velocidade de 360 km/h, a carga dinâmica, obtida pela expressão do ORE, é sobreestimada em 17,8% em comparação com o valor numérico. E, para a velocidade de 120 km/h, para a qual a expressão (4.5) se aplica, a diferença entre os valores estimado e numérico é de 11,3%. Salvaguarda-se que falta comprovação experimental.

Em ***síntese,*** no modelo de Sato, o assentamento da via é avaliado, considerando-se a tensão vertical na camada de balastro, a aceleração do balastro e ainda a velocidade do veículo, a tonelagem e outros factores que caracterizam o tipo de via. O modelo definido

pela Universidade Técnica de Munique consiste num conjunto de leis que prevê o assentamento da via, a partir da tensão vertical na camada de balastro, segundo perspectivas optimista, média ou pessimista, às quais correspondem taxas de assentamento das camadas granulares distintas. Por fim, o modelo definido pelo ORE, baseado numa abordagem estatística, considera a carga dinâmica por eixo, a velocidade do comboio e o volume de tráfego, desprezando as características mecânicas da via.

5.3 Previsão da evolução do nivelamento longitudinal de uma via ferroviária balastrada devido a assentamento permanente

Nesta secção do trabalho, apresenta-se uma metodologia numérica para previsão da degradação do nivelamento longitudinal de uma via ferroviária balastrada devida, exclusivamente, ao assentamento permanente vertical das camadas granulares, considerando a interacção dinâmica entre a via e o veículo.

A metodologia proposta consiste num procedimento iterativo, que se esquematiza, na Figura 5.1, e que apresenta as seguintes fases:

1.ª cálculo da solicitação dinâmica $F_{din}(x,0)$ sobre a via com irregularidade distribuída $z(x,0)$, tendo em conta a interacção dinâmica entre a via e o veículo;

2.ª cálculo do assentamento permanente da camada granular a partir de um modelo de assentamento, como, por exemplo, o definido por ORE (1988), considerando a carga dinâmica avaliada na fase anterior:

$$\frac{E(T) - E_0}{T} = k\ (F_{din})^3 \tag{5.11}$$

3.ª redefinição do perfil de irregularidade da via, tendo em conta o assentamento avaliado na fase anterior;

- aplicação de um assentamento pontual no carril, nos pontos da via apoiados em travessas, e cálculo numérico da deformada do carril, sendo esta o perfil de irregularidade da via $z(x,t)$;

4.ª realização de novo ciclo.

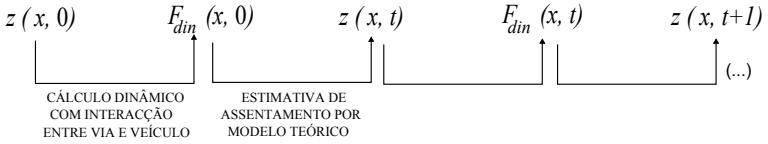


Figura 5.1: Metodologia numérica para a previsão da degradação do nivelamento longitudinal de uma via balastrada considerando a interacção dinâmica entre a via e o veículo

Considerando a metodologia descrita, apresenta-se um estudo paramétrico cujo objectivo é analisar as influências da taxa de assentamento, da velocidade de circulação do comboio e do tipo de comboio, na evolução da degradação do nivelamento longitudinal devido ao assentamento permanente das camadas granulares da via balastrada.

Neste estudo, toma-se a via balastrada, já descrita no capítulo 4 e caracterizada no Quadro 4.2 e Figura 4.1. Quanto ao perfil de irregularidade inicial considerado nos cálculos, ele corresponde ao nivelamento longitudinal de um troço da linha do Norte, avaliado em Janeiro de 2009, e indicado na Figura 5.2.

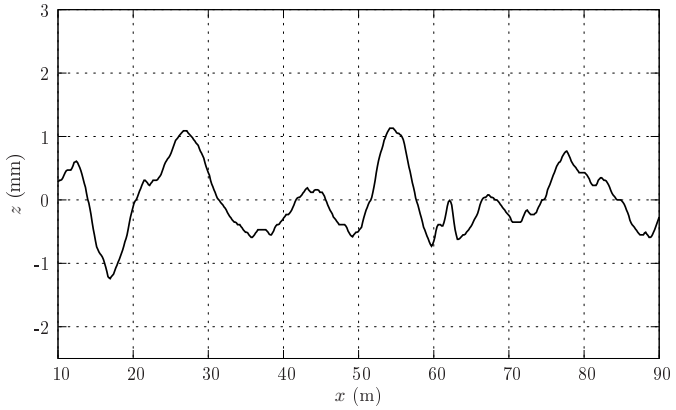


Figura 5.2: Irregularidade inicial de um troço de via balastrada

Ainda neste estudo, foi considerado o modelo do ORE para a estimativa do assentamento permanente das camadas granulares. No entanto, salienta-se que qualquer modelo de assentamento pode ser incluído na metodologia proposta.

Note-se que a maior ou menor taxa de assentamento permanente das camadas granulares traduz-se, no modelo do ORE, respectivamente, por um maior ou menor valor do parâmetro k. Assim, para ser analisada a influência da taxa de assentamento na previsão da evolução da degradação do nivelamento longitudinal (NL) de uma via ferroviária

balastrada, realizam-se cálculos para valores distintos do parâmetro k:

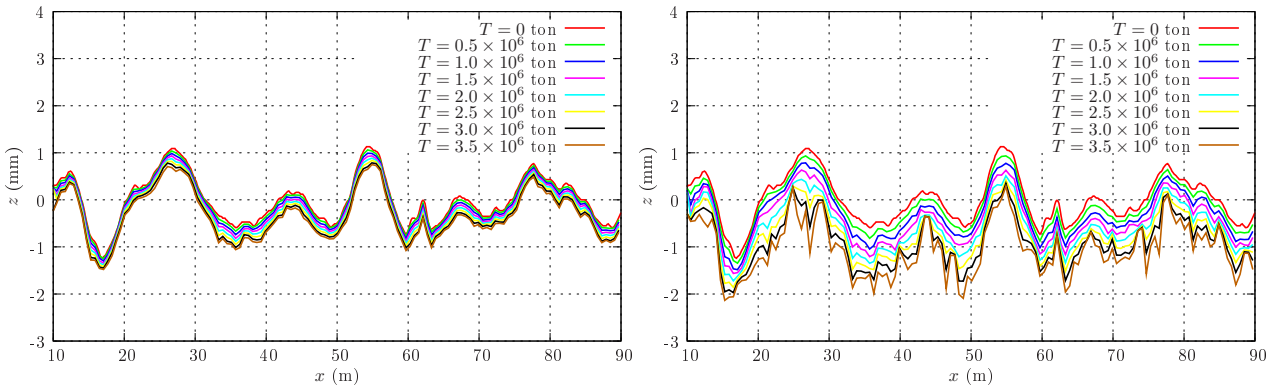
- $k = 1 \times 10^{-8}$, taxa de assentamento reduzida;

- $k = 3 \times 10^{-8}$, taxa de assentamento elevada.

Nestes cálculos, cujos resultados abaixo se apresentam, considera-se também: circulação dos comboios ICE 2 e Alfa Pendular às velocidade de 300 e 360 km/h; intervalos de 0,5 milhões de toneladas acumuladas sobre a via.

5.3.1 Influência da taxa de assentamento

Na Figura 5.3, mostra-se a evolução do nivelamento longitudinal do troço de via balastrada, em função do número de toneladas acumuladas, para as duas taxas de assentamento consideradas, no caso de circulação do ICE 2, à velocidade de 300 km/h.



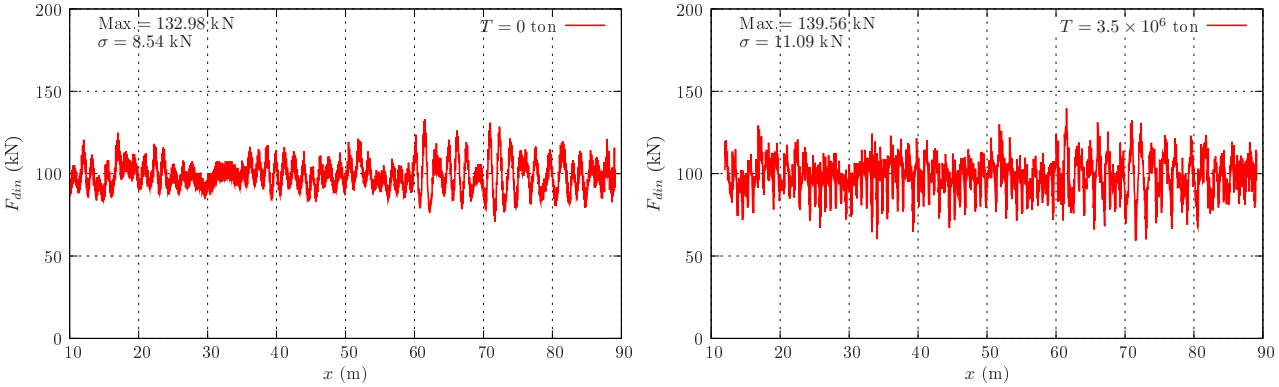
a) $k = 1 \times 10^{-8}$ b) $k = 3 \times 10^{-8}$

Figura 5.3: Evolução do nivelamento longitudinal de um troço de via balastrada em função do número de toneladas acumuladas sobre a via para diferentes valores de k (ICE2, V = 300 km/h)

Na Figura 5.3, constata-se a forte influência da taxa de assentamento das camadas granulares na evolução do nivelamento longitudinal da via balastrada.

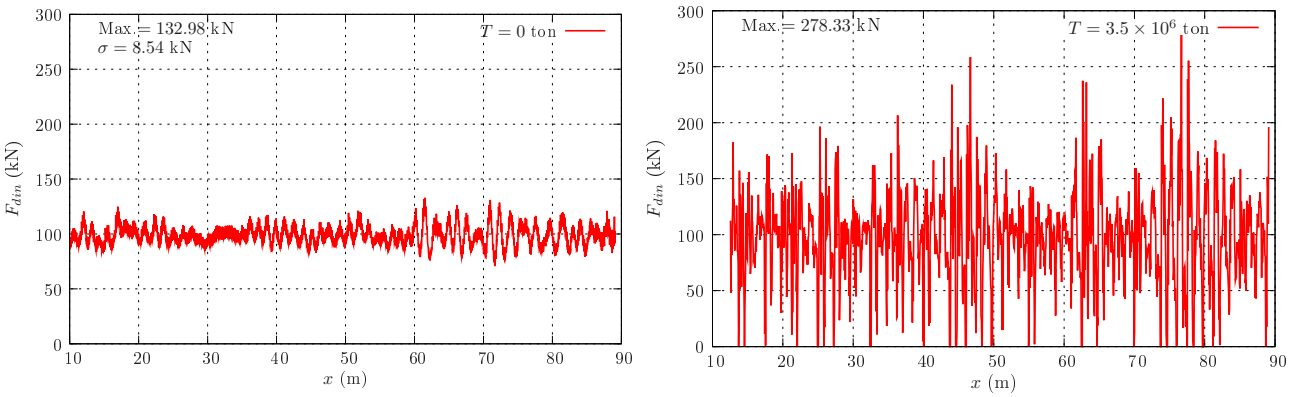
Nas Figuras 5.4 e 5.5, apresenta-se, para as condições de circulação referidas, a variação da carga dinâmica ao longo da via, na situação inicial ($T = 0$ ton), e após a passagem de $3,5$ milhões de toneladas, respectivamente, para as situações de $k = 1 \times 10^{-8}$ e de $k = 3 \times 10^{-8}$.

Atentando nestas Figuras, verifica-se que, no caso de taxa de assentamento reduzida, a força dinâmica máxima, ao fim de $3,5$ milhões de toneladas acumuladas, aumenta 5%, ao passo que, para taxa de assentamento elevada, o aumento da força é de 77%. Constata-se que a força dinâmica máxima, após a passagem de $3,5$ milhões de toneladas e no caso de taxa de assentamento reduzida ($k = 1 \times 10^{-8}$), é inferior a 160 kN, o limite indicado na ETI (2002) para velocidade de 300 km/h, enquanto, no caso da via apresentar elevada taxa de assentamento, a força dinâmica máxima é superior a 200 kN. A Figura 5.5 b) mostra também que, no caso de taxa de assentamento elevada e após a passagem de um número significativo de toneladas acumuladas, há perda momentânea de contacto entre a roda do comboio e o carril.



a) T= 0 ton b) T= $3,5 \times 10^6$ ton

Figura 5.4: Variação da carga dinâmica ao longo da via no caso de $k = 1 \times 10^{-8}$ (ICE 2, V= 300 km/h



a) T= 0 ton b) T= $3,5 \times 10^6$ ton

Figura 5.5: Variação da carga dinâmica ao longo da via no caso de $k = 3 \times 10^{-8}$ (ICE 2, V= 300 km/h

Na Figura 5.6, indica-se a evolução da carga dinâmica máxima e mínima, em função das toneladas acumuladas para diferentes taxas de assentamento da via. A variação da carga dinâmica ao longo da via, para diferentes valores de toneladas acumuladas, está indicada no Anexo A.

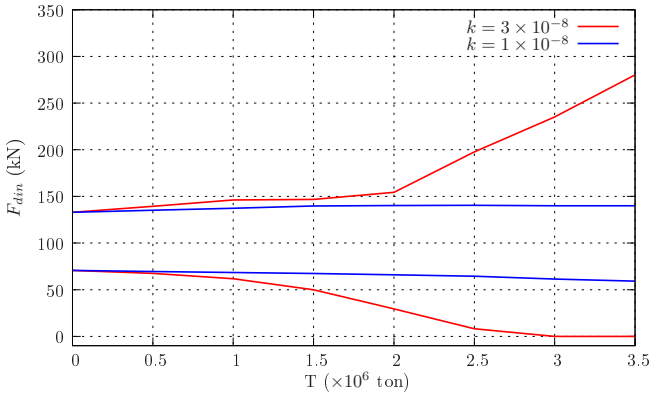


Figura 5.6: Evolução da carga dinâmica máxima e mínima em função das toneladas acumuladas para diferentes taxas de assentamento da via (V= 300 km/h; ICE 2)

Analisando esta Figura, nota-se que, no caso de reduzida taxa de assentamento permanente, a variação da força dinâmica sobre a via, desde 0 até $3,5$ milhões de toneladas acumuladas, é reduzida. A Figura 5.6 mostra ainda que, no caso de taxa elevada de assentamento permanente, após 2 milhões de toneladas acumuladas sobre a via, a força dinâmica máxima atinge o limite de 160 kN, indicado na ETI (2002), para essas condições de circulação. Constata-se também que há perda de contacto entre a roda do veículo e o carril, após 3 milhões de toneladas acumuladas, como consequência da degradação do perfil longitudinal da via.

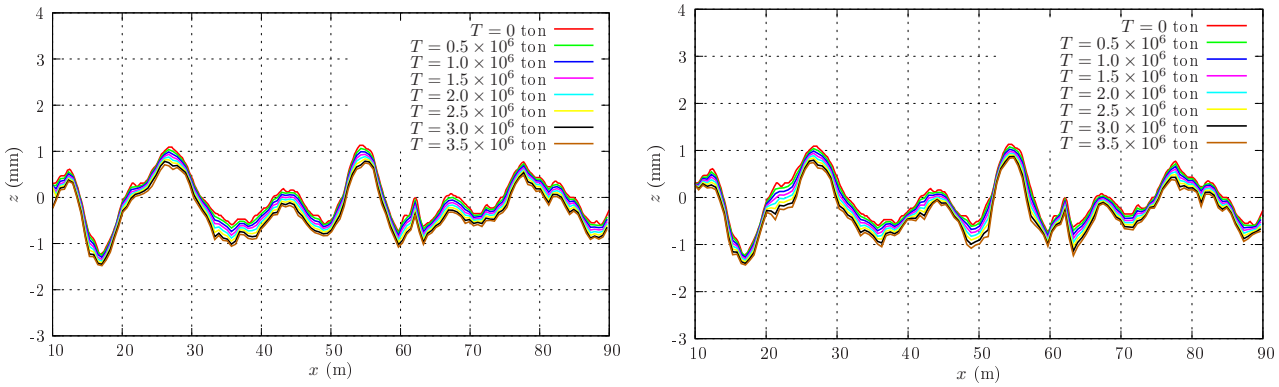
Dado que a taxa de assentamento das camadas granulares da via é tanto menor quanto melhor forem a capacidade de suporte da fundação e a qualidade dos materiais granulares, os resultados, analisados neste estudo, evidenciam a necessidade de boa qualidade dos materiais granulares e da fundação, para minimizar-se a degradação do nivelamento longitudinal das vias ferroviárias.

5.3.2 Influência da velocidade de circulação

Passa-se à análise da influência da velocidade de circulação do veículo na degradação do nivelamento longitudinal da via ferroviária balastrada em estudo.

Na Figura 5.7, observa-se a evolução do perfil de nivelamento longitudinal do troço de via balastrada, no caso do ICE 2 circular à velocidade de 300 e de 360 km/h e tendo em conta uma taxa de assentamento reduzida ($k = 1 \times 10^{-8}$).

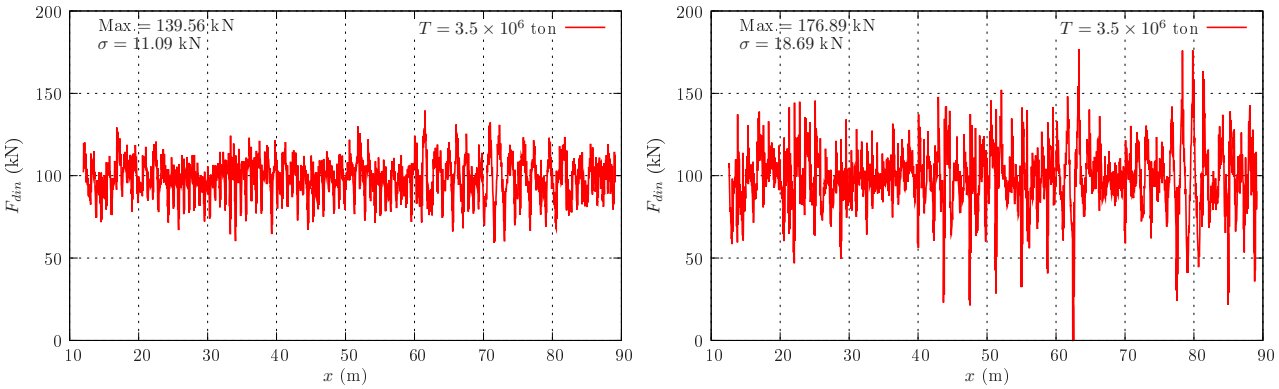
Pela análise da Figura, constata-se que o aumento da velocidade de circulação de 300 para 360 km/h não influencia, significativamente, neste caso particular, a degradação do NL.



a) V= 300 km/h. b) V= 360 km/h.

Figura 5.7: Evolução do nivelamento longitudinal de um troço de via balastrada em função do número de toneladas acumuladas sobre a via para diferentes velocidades de circulação (ICE 2, $k = 1 \times 10^{-8}$)

A variação da carga dinâmica ao longo da via com ICE 2 apresenta-se na Figura 5.8.



a) V=300 km/h b) V=360 km/h

Figura 5.8: Variação da carga dinâmica ao longo da via devido à circulação do ICE 2 ($k = 1 \times 10^{-8}$ e T= $3,5 \times 10^6$ ton)

Observando a Figura 5.8, verifica-se que, apesar do perfil de NL ser semelhante em ambos os casos, após a passagem de $3,5$ milhões de toneladas acumuladas, a força dinâmica máxima é, no caso de velocidade de circulação igual a 360 km/h, aproximadamente, 27% superior à obtida à velocidade de 300 km/h.

A Figura 5.9 apresenta a evolução da carga dinâmica máxima e mínima, em função das toneladas acumuladas, para as velocidades de 300 e 360 km/h. Os resultados mostram que há uma maior variação entre a carga dinâmica máxima e a mínima, no caso da velocidade de circulação ser igual a 360 km/h. A variação da carga dinâmica ao longo da via, para diferentes valores de toneladas acumuladas, está indicada no Anexo A.

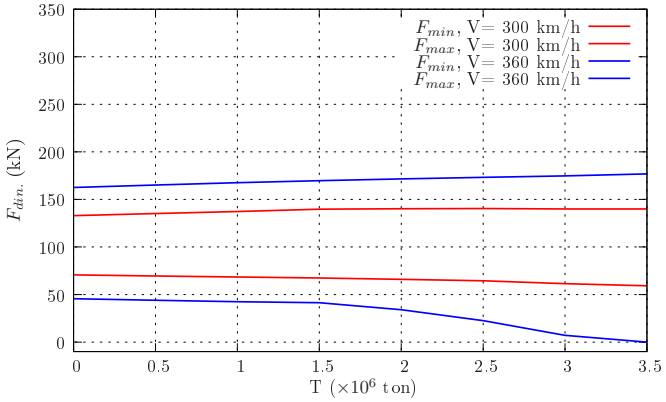
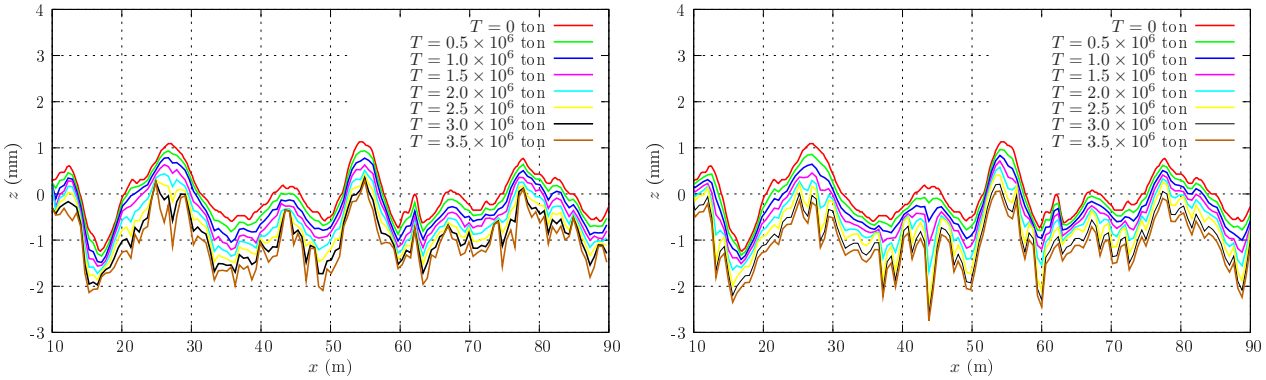


Figura 5.9: Evolução da carga dinâmica máxima e mínima em função das toneladas acumuladas para as velocidades de 300 e 360 km/h (ICE2, $k = 1 \times 10^{-8}$)

Apresentam-se agora os resultados obtidos, no caso de ser considerada uma taxa de assentamento elevada das camadas granulares ($k = 3,0 \times 10^{-8}$). A Figura 5.10 mostra, para as velocidades de 300 e 360 km/h, a evolução do nivelamento longitudinal da via balastrada, em função do número de toneladas acumuladas sobre a via.



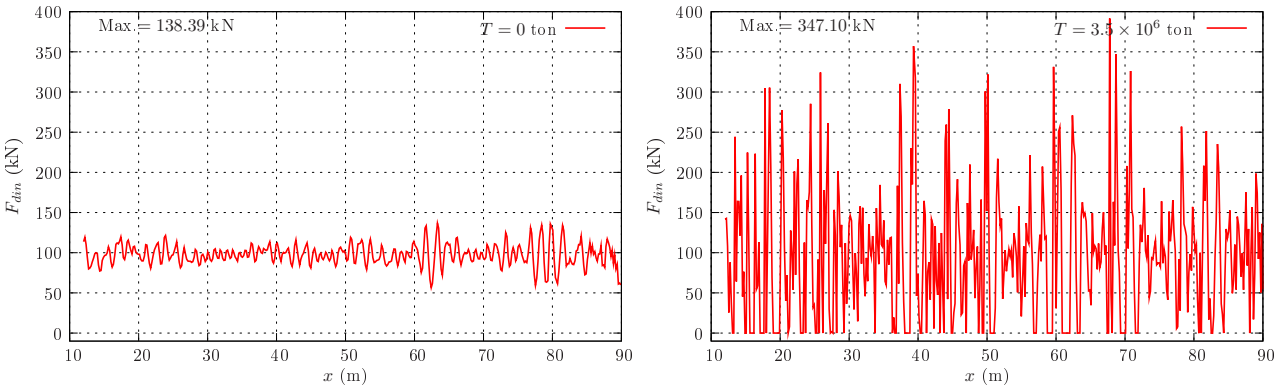
a) V= 300 km/h. b) V= 360 km/h.

Figura 5.10: Evolução do nivelamento longitudinal de um troço de via balastrada em função do número de toneladas acumuladas sobre a via para diferentes velocidade de circulação (ICE 2, $k = 3 \times 10^{-8}$)

Pela Figura, identificam-se diferenças na evolução dos perfis de NL, em função da velocidade de circulação: o assentamento permanente da via é maior quanto maior for a

velocidade do comboio, porque a força dinâmica sobre a via aumenta também com a velocidade, e o assentamento, com a força dinâmica ao cubo.

No Anexo A, mostra-se a variação da carga dinâmica ao longo da via, no caso de velocidade de circulação do ICE 2 a 360 km/h, para diferentes valores de toneladas acumuladas sobre a via, apresentando-se, na Figura 5.11, a variação da carga dinâmica apenas nos casos de $T = 0 \times 10^6$ ton e $T = 3,5 \times 10^6$ ton



a) $T = 0 \times 10^6$ ton b) $T = 3,5 \times 10^6$ ton

Figura 5.11: Variação da carga dinâmica ao longo da via com ICE 2 ($k = 3 \times 10^{-8}$, V = 360 km/h)

Como pode observar-se, após a passagem de $T = 3,5 \times 10^6$ ton, a carga dinâmica máxima sobre a via é $2,5$ vezes superior à obtida, na situação inicial, e ultrapassa largamente o valor limite de carga dinâmica por roda, que vale 160 kN.

A Figura 5.12 exibe a evolução da carga dinâmica máxima e mínima, em função das toneladas acumuladas, para as velocidades de 300 e 360 km/h e no caso de via balastrada com taxa de assentamento elevada. No Anexo A, indica-se a variação da carga dinâmica ao longo da via, para diferentes valores de toneladas acumuladas.

Pela análise da Figura 5.12, verifica-se que os comboios, se circularem à velocidade de 360 km/h, induzem maiores forças dinâmicas máximas e menores forças dinâmicas mínimas sobre a via do que na circulação a 300 km/h. Também se constata que pode ocorrer perda de contacto entre a roda do comboio e o carril, à velocidade de 360 km/h, para um menor número de toneladas acumuladas sobre a via do que a 300 km/h.

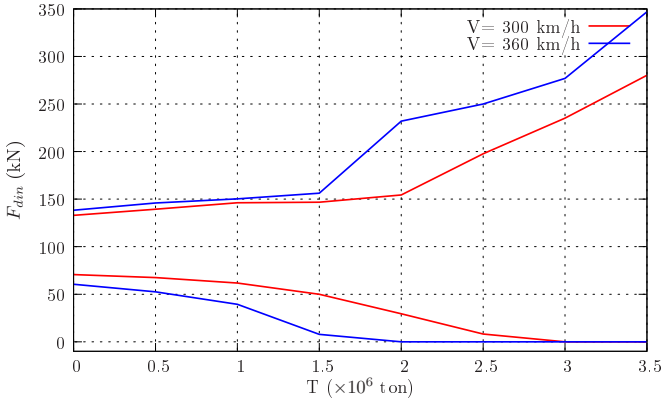
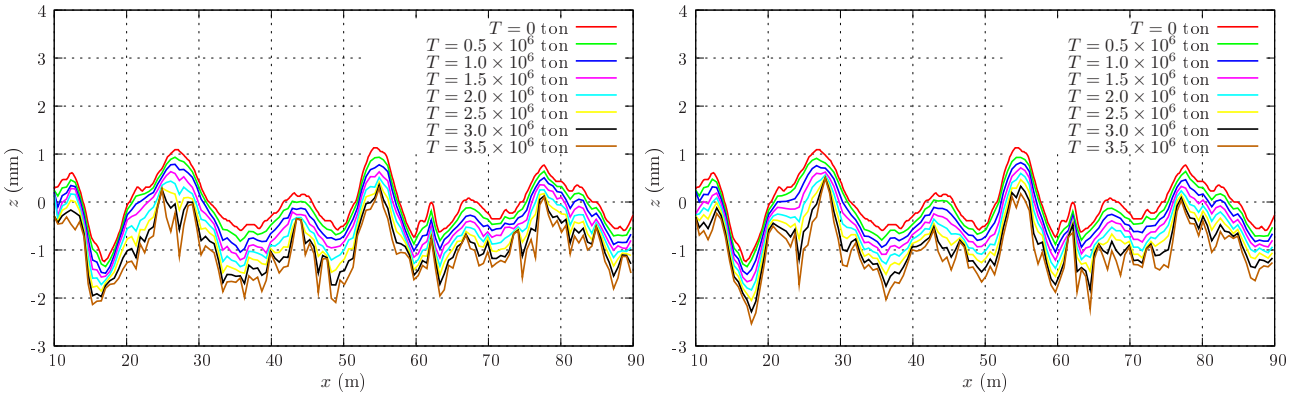


Figura 5.12: Evolução da carga dinâmica máxima e mínima em função das toneladas acumuladas para as velocidades de 300 e 360 km/h ($k = 3 \times 10^{-8}$)

5.3.3 Influência do tipo de comboio

Estuda-se, em seguida, a influência do tipo de comboio na evolução do nivelamento longitudinal do troço da via ferroviária balastrada.

Na Figura 5.13, mostra-se a evolução do perfil de nivelamento longitudinal do troço da via balastrada, com taxa de assentamento elevada, no caso dos comboios ICE 2 e Alfa Pendular circularem, à velocidade de 300 km/h. Para se identificarem as diferenças entre os dois comboios, em termos das suas características mecânicas, observe-se os Quadros 3.2 e 3.3. Como pode ver-se, a carga por roda do Alfa Pendular ($P = 66,7$ kN) é inferior à do comboio ICE 2 ($P = 98,1$ kN).

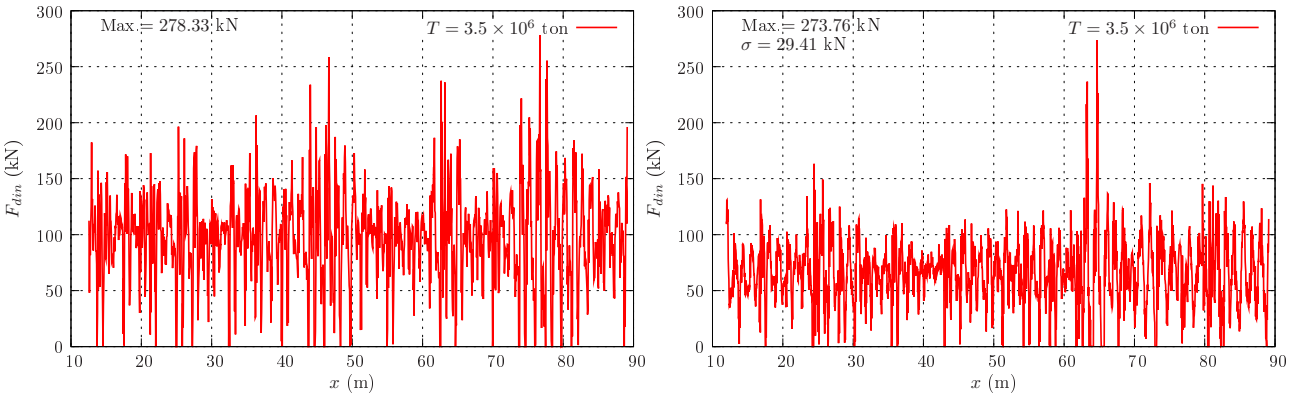


a) ICE2 b) Alfa Pendular

Figura 5.13: Evolução do nivelamento longitudinal de um troço de via balastrada em função do número de toneladas acumuladas sobre a via para diferentes comboios (V= 300 km/h, $k = 3 \times 10^{-8}$)

A análise da Figura 5.13, permite verificar que a evolução do nivelamento longitudinal da via, em função do número de toneladas acumuladas, é semelhante para os dois tipos de comboio. No entanto, convém lembrar que, como o Alfa Pendular apresenta uma carga por roda inferior à do ICE2, a $3,5$ milhões de toneladas acumuladas do Alfa Pendular corresponde um maior número de passagens de comboios.

Na Figura 5.14, apresenta-se a variação da carga dinâmica ao longo da via, devido à circulação dos comboios ICE2 e Alfa Pendular, à velocidade de 300 km/h, e após a passagem de $3,5$ milhões de toneladas.



a) ICE2 b) Alfa Pendular

Figura 5.14: Variação da carga dinâmica ao longo da via após a passagem de $T = 3,5 \times 10^6$ ton (V=300 km/h, $k = 3 \times 10^{-8}$)

Como pode ver-se, apesar da evolução do nivelamento longitudinal ser semelhante, nas duas situações analisadas (Figura 5.13), a força dinâmica máxima sobre a via é ligeiramente superior no caso do ICE2, devido às diferenças, nas características mecânicas, entre este comboio e o Alfa Pendular.

Na Figura 5.15, indica-se a evolução da carga dinâmica máxima e mínima em função das toneladas acumuladas dos comboios ICE 2 ($P = 98,1$ kN) e Alfa Pendular ($P = 66,7$ kN). A variação da carga dinâmica ao longo da via, para diferentes valores de toneladas acumuladas e para os dois comboios, está indicada no Anexo A.

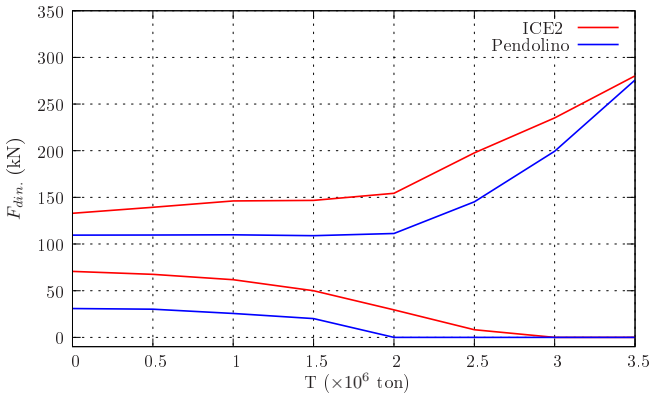


Figura 5.15: Evolução da carga dinâmica máxima e mínima em função das toneladas acumuladas para comboios ICE 2 e Alfa Pendular ($k = 3 \times 10^{-8}$, V= 300 km/h)

A Figura mostra que, a partir de 2 milhões de toneladas acumuladas, tanto a carga dinâmica máxima como a mínima evoluem de modo acentuado, em qualquer um dos tipos de comboios. Relembra-se que, segundo a ETI (2008), a carga dinâmica máxima admissível, para a velocidade de 300 km/h, é de 160 kN, valor atingido após a passagem de 2 milhões de toneladas com o comboio ICE2. No caso da circulação com o Alfa Pendular, essa carga limite é obtida após a passagem de um maior número de toneladas acumuladas (2,6 milhões de toneladas), ao qual corresponde um perfil de NL com menor qualidade geométrica do que o obtido com o ICE2, após a passagem de 2 milhões de toneladas (Figura 5.13). Note-se que aquele documento não apresenta qualquer indicação, no que diz respeito à carga dinâmica mínima admissível em vias ferroviárias, no entanto, não deve ocorrer perda de contacto entre a roda e o carril, ou seja, $F_{din} = 0$ kN, dado que, após este fenómeno, a roda do comboio cai violentamente sobre o carril, induzindo forças de impacto sobre a via, que se pretende limitar.

5.4 A manutenção em vias ferroviárias como processo de recuperação da qualidade geométrica

A recuperação da qualidade geométrica da via é conseguida através da realização de acções de manutenção, cujo objectivo é garantir o nível de serviço da via para o qual foi projectada.

Em vias balastradas, a acção de manutenção, que se realiza com maior frequência, é a operação de ataque sobre o balastro, cuja periodicidade habitual em linhas ferroviárias convencionais é de 4 a 5 anos, como se indica no Quadro 5.1. Nele, indica-se sumariamente

as acções de manutenção a realizar sobre os elementos constituintes da via, de modo a garantir-se o correcto desempenho do sistema ferroviário e ainda a periodicidade habitual de algumas dessas acções de manutenção em vias ferroviárias convencionais.

Quadro 5.1: Acções de manutenção em elementos da via ferroviária convencional (Lichtberger, 2005)

Elemento da via	Acção de manutenção	Periodicidade habitual	
		Milhões de toneladas acumuladas	Anos
Carril	Esmerilagem	20 - 30	1 - 3
	Substituição	300 - 1000	10 - 15
	Execução de soldaduras	s/ inf.	s/ inf.
	Tratamento de juntas	s/ inf.	s/ inf.
	Alívio de tensões térmicas	s/ inf.	s/ inf.
Travessa	Substituição	350 - 700	30 - 40
Sistema de Fixação	Substituição	100 - 300	10 - 30
	Aperto	s/ inf.	s/ inf.
	Ajustes verticais e horizontais	s/ inf.	s/ inf.
Balastro	Ataque	40 - 70	4 - 5
	Substituição do balastro superficial	200 - 500	20 - 30
Laje	Tratamento de fendas	s/ inf.	s/ inf.
	Tratamento de juntas	s/ inf.	s/ inf.

s/ inf., sem informação.

Relativamente ao modo de execução do ataque sobre o balastro, a UIC (2008) indica que: a frequência de vibração deve variar entre 35 e 45 Hz, para balastros com diâmetro entre 30 e 60 mm; o levantamento do carril deve ser superior a 15 mm e inferior a 60 mm, recomendando os valores entre 20 e 25 mm.

Deve dizer-se que certas Administrações Ferroviárias evitam a realização de ataque sobre o balastro em dias muito frios ou muito quentes. Naqueles, por duas razões: a primeira, porque a congelação do balastro instabiliza a via; a segunda, porque as baixas temperaturas induzem tensões de tracção no carril, que dificultam o levantamento deste elemento da via. As operações de ataque nos dias quentes também são evitadas, porque as temperaturas elevadas originam tensões de compressão nos carris, que podem provocar fenómenos de encurvadura térmica, dado que, durante as operações de ataque, a estabilidade lateral da via fica reduzida.

Relativamente à recuperação da qualidade geométrica da via, após a realização de operações de ataque sobre o balastro, esta é bastante influenciada pela qualidade geométrica da via no momento da realização da manutenção. De acordo com a UIC (2008), o valor da re-

cuperação é geralmente menor em vias com menor qualidade geométrica no momento da acção de manutenção.

Refere-se ainda que, segundo a UIC (2008), são os defeitos de nivelamento longitudinal que condicionam e definem a periodicidade do ataque sobre o balastro, visto que a degradação do nivelamento longitudinal ao longo do tempo é geralmente mais rápida do que a do alinhamento, do nivelamento transversal ou a do empeno.

Nas vias em laje, a correcção dos defeitos de nivelamento longitudinal e transversal é feita, habitualmente, por ajustes verticais e laterais do sistema de fixação carril-laje. Salienta-se que os sistemas de fixação actuais permitem ajustes de -4 mm a $+56$ mm, o suficiente para corrigir irregularidades distribuídas da via e defeitos pontuais, que não ultrapassem os limites indicados na EN13848-5 (2008) e ETI (2008).

5.5 Modelos de planeamento de manutenção preventiva baseados em programação linear inteira mista

A definição do planeamento de acções de manutenção preventiva por um problema de programação matemática é ainda pouco usual, mas existem já alguns trabalhos desenvolvidos nesta área. Higgins *et al.* (1999) desenvolvem um modelo, em programação inteira, que considera o conflito existente entre a circulação dos comboios e a realização de acções de manutenção em vias ferroviárias. Budai *et al.* (2006) apresentam um algoritmo matemático para o planeamento de manutenção preventiva, por minimização dos custos de manutenção e de não exploração da via, durante as operações de manutenção. Oyama & Miwa (2006) expõem um modelo matemático para o planeamento de manutenção em vias ferroviárias, tendo em conta aspectos operacionais. Zhao *et al.* (2007) definem um modelo de optimização para substituir travessas em vias ferroviárias.

Depois de, na secção anterior, ter-se investigado e definido uma metodologia numérica para a previsão da degradação do nivelamento longitudinal, propõem-se dois modelos para o planeamento das operações de ataque sobre o balastro - a acção de manutenção mais frequente em vias balastradas para correcção e recuperação da sua qualidade geométrica. Sobre estes modelos, há a dizer que a função objectivo de ambos é a mesma: minimizar o número total de acções de manutenção, em função da evolução do desvio padrão do nivelamento longitudinal da via. Assim, eles distinguem-se apenas pelas hipóteses consideradas na formulação do problema, como abaixo se mostra.

Antes da descrição de cada um dos modelos, apresentam-se algumas considerações, de carácter geral, sobre a resolução de problemas lineares inteiros mistos 0 - 1.

5.5.1 Considerações gerais sobre a programação linear inteira mista

No âmbito desta investigação, os modelos desenvolvidos são formulados como um problema linear inteiro misto 0 - 1 através de uma abordagem por optimização global, cuja formulação matemática se traduz por:

$$\min c^T x + d^T y \tag{5.12}$$

sujeito a

$$Ax + By \leq \alpha \tag{5.13}$$
$$x \in \{0,1\}^n \tag{5.14}$$
$$y \geq 0 \tag{5.15}$$

com $A \in \mathbb{R}^{m \times n}$, $B \in \mathbb{R}^{m \times l}$, $\alpha \in \mathbb{R}^m$, $c \in \mathbb{R}^n$ e $d \in \mathbb{R}^m$.

Em verdade, este problema não é linear puro, porque algumas das suas variáveis de decisão tomam valores discretos (0 ou 1). No entanto, é, correntemente, assim denominado, porque o respectivo problema relaxado é linear.

O problema linear relaxado (PLR) é obtido por supressão das restrições de integralidade do problema original, como se indica na formulação seguinte,

PLR:

$$\min c^T x + d^T y \tag{5.16}$$

sujeito a

$$Ax + By \leq \alpha \tag{5.17}$$
$$0 \leq x \leq e \tag{5.18}$$
$$y \geq 0 \tag{5.19}$$

sendo e, um vector de componentes unitárias.

O problema inicial (expressões 5.12 a 5.15) denomina-se misto, porque considera, para além das variáveis inteiras (do tipo 0 - 1), outras, que são contínuas (Brooke *et al.*, 1998).

Importa referir que a resolução de um problema linear misto 0 - 1 exige um esforço computacional bastante superior ao do problema linear puro[1], como abaixo se justifica. A solução óptima de um problema linear pode ser obtida pelo método simplex, que considera que a solução óptima do problema é um vértice do conjunto das soluções admissíveis, como se exemplifica na Figura 5.16. Este facto torna a busca, pela solução óptima, limitada a um número finito de pontos, apesar de, à partida, o número de soluções ser infinito. No problema linear inteiro misto 0 - 1, o processo analítico de busca da solução óptima não é tão simples como aquele, porque a pesquisa de solução óptima não se limita aos vértices da região admissível (como num problema linear puro) do problema relaxado. Veja-se, ainda, a Figura 5.16.

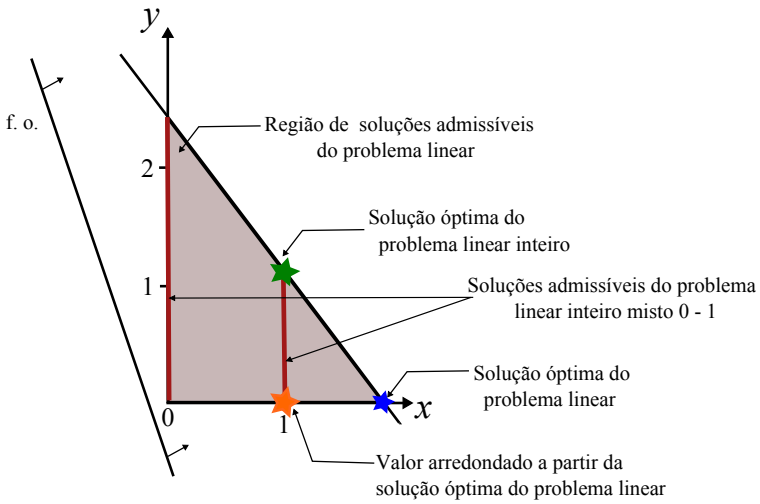


Figura 5.16: Soluções de problemas lineares (de maximização)

Deste modo, a estratégia de resolução de um problema linear inteiro misto é complexa e consiste em:

1. resolver o problema linear relaxado;
2. acrescentar restrições (de integralidade) ao PLR que, iterativamente, forçam a que a solução óptima desse problema seja inteira.

[1]Num problema linear puro, as variáveis são todas contínuas (em vez de inteiras), e as restrições do problema, assim como a função objectivo, são lineares (Brooke *et al.*, 1998)

A rapidez com que se obtém a solução do problema linear inteiro misto depende não só da sequência das restrições de integralidade, considerada durante o processo iterativo de cálculo, como também dos métodos de resolução do problema, que podem ser:

- o método de ramificação e limitação (*branch and bound method*) ou, no caso particular de variáveis inteiras do tipo 0 - 1, o método de enumeração implícita;
- o método de planos de corte.

O método de enumeração implícita, que se considera quando as variáveis inteiras do problema são binárias, está esquematizado na Figura 5.17. Em cada um dos subproblemas, associados a um nó, é necessário impor as restrições, adicionadas ao longo dos ramos da cadeia, que liga esse nó ao de origem.

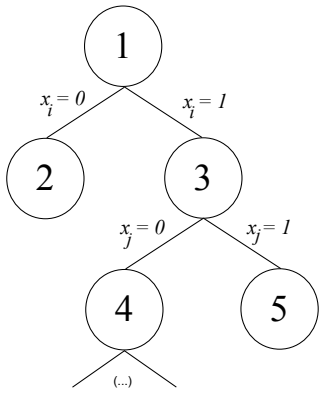


Figura 5.17: Método de enumeração implícita

O método de planos de corte, definido por Gomory (1958), permite identificar as soluções inteiras de um problema linear e consiste nas seguintes fases:

- resolver o problema linear relaxado;
- verificar se a solução do problema linear relaxado é inteira;
- acrescentar uma restrição, caso a solução do problema linear relaxado não seja inteira, que elimina (*corta*) uma parte da região admissível que contenha a solução do PLR;
- repetir o procedimento até se obter a solução inteira óptima.

Note-se que os métodos de enumeração implícita e de planos de corte são essenciais na resolução de problemas lineares inteiro mistos 0 - 1, porque se tem provado que a solução óptima do problema linear relaxado arredondada não é, habitualmente, a solução óptima do problema linear inteiro misto 0 - 1, como se comprova pela análise da Figura 5.16. Assim, o elevado esforço computacional na resolução de problemas lineares mistos 0 - 1 deve-se ao longo e complexo processo iterativo de resolução deste tipo de problemas.

Neste tese, os modelos propostos para o planeamento da manutenção preventiva de vias ferroviárias são implementados no software GAMS, e os cálculos realizados com o solver Cplex, desenvolvido para a resolução de problemas de programação linear inteira, através de métodos de cálculo semelhantes aos acima apresentados (Brooke *et al.*, 1998).

Relativamente ao software utilizado, apresenta-se, na Figura 5.18, um aspecto do ficheiro GAMS log, que aparece, no monitor, durante o cálculo com o solver Cplex.

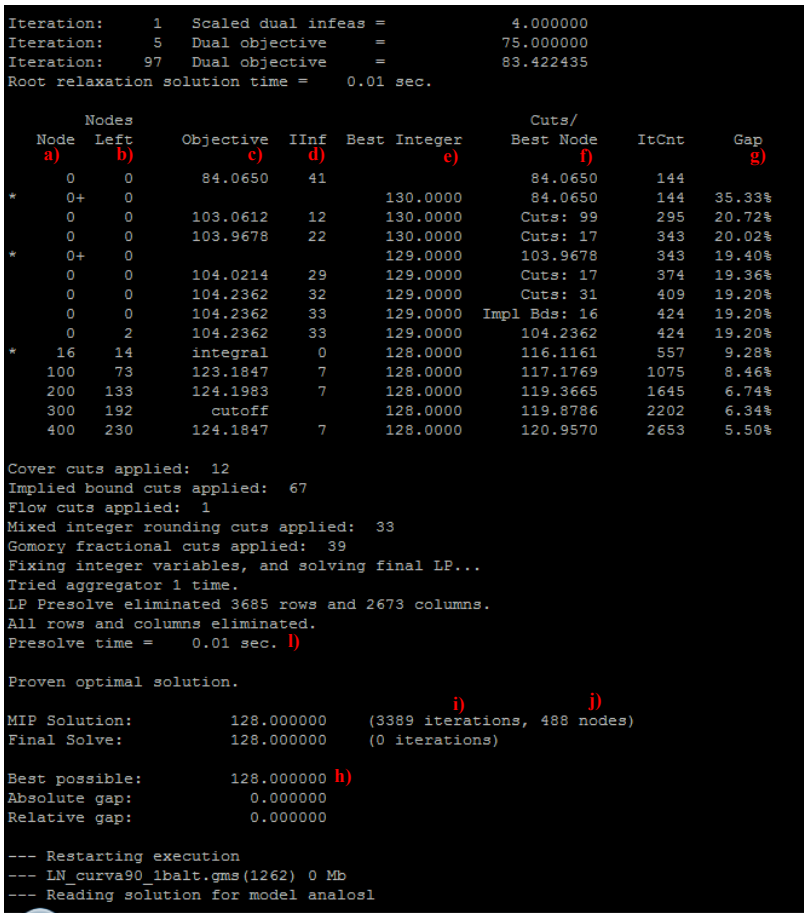


Figura 5.18: Aspecto do programa Cplex

Como pode ver-se, durante o cálculo, o programa fornece informação relativa a: **a**) números do nó em cálculo; **b)** número de nós por investigar; **c)** valor da função objectivo; **d)** número de variáveis inteiras ainda por calcular; **e)** melhor solução inteira até ao momento do cálculo; **f)** melhor solução relaxada no nó e na iteração em cálculo; **g)** diferença percentual entre a solução relaxada e a solução final. No final do cálculo, há ainda indicação, para além da melhor solução inteira **h)**, do número total de iterações realizadas **i)**, do número de nós investigado **j)** e da duração do cálculo **l)**.

5.5.2 Modelo 1

Descrição do modelo

Começa-se a descrição deste modelo para o planeamento das acções de manutenção preventiva, com indicação dos aspectos tidos em conta na sua formulação:

a) a degradação geométrica da via é caracterizada apenas pelo aumento do desvio padrão do nivelamento longitudinal (NL), o que significa que são desprezadas as irregularidades de alinhamento, de nivelamento transversal, de bitola e de empeno;

b) o valor máximo admissível do desvio padrão do NL corresponde ao limite de alerta para as velocidades de circulação entre 220 e 300 km/h, limite indicado na EN13848-5 (2008);

c) as acções de manutenção preventiva (MP) correspondem exclusivamente a operações de ataque sobre o balastro;

d) a recuperação do NL é constante em todos os trechos da via sujeitos a ataque do balastro e é, também, constante ao longo do tempo.

Sobre a degradação geométrica do nivelamento longitudinal (alínea a)), considera-se que ela evolui de modo linear ao longo do tempo.

Relativamente à recuperação do desvio padrão de NL após a realização de ataque sobre o balastro (alínea d)), adopta-se, por simplificação, que ela é constante em todos os trechos e para todos os intervalos de tempo. Deste modo, essa recuperação é independente da qualidade geométrica do trecho no momento da manutenção, apesar de ela depender do estado da via, no momento da realização da acção de manutenção, como observa

o ORE (1988) e a UIC (2008). Este aspecto - a dependência da recuperação do desvio padrão de NL com a qualidade geométrica da via no momento da manutenção - não é tido em conta, no Modelo 1, mas sê-lo-á, no Modelo 2 de planeamento de manutenção preventiva, que se apresenta como desenvolvimento do Modelo 1.

Dado que os modelos para o planeamento de manutenção preventiva são formulados através de um problema linear misto 0 - 1, torna-se necessária a definição da função objectivo e das restrições a considerar com base nas hipóteses acima apresentadas.

No que diz respeito à função objectivo do problema, esta consiste na minimização do número total de acções de manutenção, em função da evolução do desvio padrão do nivelamento longitudinal da via, como se indica na expressão (5.20),

$$\min \sum_{i=1}^{n_t} \sum_{j=1}^{n_p} m_{ij} \tag{5.20}$$

sendo: m_{ij}, variável binária; n_t, número total de trechos da via em análise; n_p, número total de períodos de tempo considerados no problema.

Esta função objectivo será também considerada na formulação do Modelo 2, apresentado em 5.5.3.

Quanto às restrições adoptadas no Modelo 1 de planeamento de MP, estas são:

- evolução do desvio padrão de NL ao longo do tempo:

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij-1} + d_i - r\, m_{ij} \tag{5.21}$$

  sendo: σ_{ij}, desvio padrão de NL, no trecho i e no momento j; σ_{ij-1}, desvio padrão de NL, no trecho i e no momento $j-1$; d_i, taxa de degradação do desvio padrão de NL no trecho i; r, valor da recuperação do desvio padrão de NL.

- limitação do valor máximo de desvio padrão do NL, em função da velocidade de circulação do veículo, como indica a EN13848-5 (2008),

$$0 \leq \sigma_{ij} \leq \sigma_{lim} \tag{5.22}$$

  sendo: σ_{lim}, valor máximo admissível para o desvio padrão de NL, que depende da velocidade projectada para a via ferroviária.

Apesar de este modelo considerar, como variável, o tempo, caso seja conhecido o volume de tráfego V_{traf}, pode relacionar-se a taxa de degradação $d(T)$ em função das toneladas acumuladas com a taxa de degradação $d(t)$ em função do tempo, como se mostra na expressão (5.23):

$$d(t) = d(T) \times V_{traf} \tag{5.23}$$

Em síntese, a formulação completa do Modelo 1 de planeamento da manutenção preventiva traduz-se, como um problema (ou programa) linear misto 0 - 1 ($PLIM - M1$), como a seguir se indica:

$PLIM - M1$:

$$\min \sum_{i=1}^{n_t} \sum_{j=1}^{n_p} m_{ij}$$

sujeito a

$$\begin{aligned} &\sigma_{ij} = \sigma_{ij-1} + d_i - r\, m_{ij} \\ &0 \leq \sigma_{ij} \leq \sigma_{lim} \\ &m_{ij} \in \{0, 1\} \end{aligned}$$

com $i = 1, ..., n_t$ e $j = 1, ..., n_p$

Neste problema de optimização, os **parâmetros** considerados são:

. n_t, número total de trechos da via em análise;

. n_p, número total de períodos de tempo considerados no problema;

. d_i, taxa de degradação do desvio padrão do nivelamento longitudinal no trecho i;

. r, recuperação do desvio padrão de NL após ataque sobre o balastro;

. σ_{i0}, desvio padrão do nivelamento longitudinal da via na situação inicial ($j = 0$);

. σ_{lim}, desvio padrão máximo admissível do nivelamento longitudinal da via, que depende da velocidade de circulação do comboio prevista para a via.

Quanto às **variáveis** do problema, estas são:

. σ_{ij} , desvio padrão do nivelamento longitudinal da via no trecho i e no período j;

. m_{ij}, variável que toma o valor 1, no caso de realizar-se manutenção preventiva no trecho i e no momento j; vale 0, no caso contrário.

Deve ser referido que este programa de optimização apresenta $2 \times n_t \times n_p$ variáveis e $n_t \times n_p$ restrições lineares.

Aplicação do modelo à manutenção preventiva de uma via nova ou renovada

Passa-se à aplicação do Modelo 1 para a definição do planeamento da manutenção preventiva (operação de ataque sobre balastro) de um troço de linha ferroviária nova ou renovada com o objectivo de avaliar-se:

- a evolução do número de acções de manutenção preventiva em função da velocidade de circulação e da taxa de degradação do desvio padrão do nivelamento longitudinal;
- a evolução da durabilidade geométrica da via[2] , ao longo do tempo;
- a evolução da durabilidade geométrica da via, em função do volume de tráfego;
- a evolução da durabilidade geométrica da via, em função da velocidade de circulação do veículo;
- a evolução do intervalo de tempo entre operações de ataque, em função do número de toneladas acumuladas sobre a via e da velocidade de circulação.

Os dados, considerados no estudo, são:

- extensão total do troço: 50 km;
- extensão de cada trecho do troço: 200 m;
- número total de trechos de 200 m: $n_t = 50000/200 = 250$;

[2]Define-se durabilidade geométrica da via como sendo a razão entre a extensão total de um troço de via e a sua extensão intervencionada (UIC, 2008).

- tempo total de análise: 4500 dias;

- intervalo discreto de tempo: 90 dias;

- número total de intervalos de tempo: $n_p = 4500/90 = 50$;

- recuperação[3]: $r = 0,5$ mm ou $r = 0,7$ mm;

- desvio padrão inicial[4] (σ_{i0}): valores aleatórios entre 0,1 e 0,6 mm;

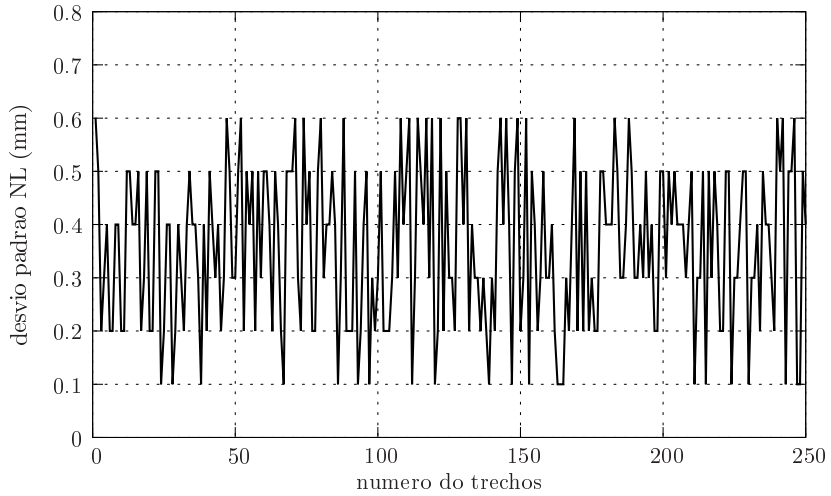


Figura 5.19: Desvio padrão inicial do nivelamento longitudinal do troço da via

Neste estudo paramétrico, faz-se uma análise do planeamento das acções de manutenção preventiva não só em função do tempo, como também do volume de tráfego ferroviário, conhecido e constante ao longo do tempo.

De modo a poder avaliar-se, ao longo do tempo, a evolução da durabilidade geométrica da via e do intervalo de tempo entre operações de ataque, são considerados neste estudo diferentes cenários, não só em termos de degradação do NL da via, como também de tráfego.

No Quadro 5.2, apresentam-se esses cenários de análise, que resultam da combinação de três velocidades de circulação (220, 300 e 360 km/h) com vários valores de volumes anuais de tráfego ferroviário de passageiros, tendo em conta a expressão (5.23).

[3]Valor definido a partir de informação recolhida na bibliografia e em registos de medições de geometria de vias ferroviárias reais.

[4]Valores arbitrados a partir de informações recolhidas na bibliografia e em registos de medições de geometria de vias ferroviárias reais. Tratam-se de valores reduzidos, de modo a simular o nivelamento longitudinal de uma via nova ou renovada.

Quadro 5.2: Cenários de análise

Cenário	Velocidade (km/h)	V_{traf} (10^6ton/ano)	d(T) (mm/10^6ton)	d(t) [a] (mm/90 dias)	σ_{lim} [b] (mm) inf./sup.
1		1,50		0,0124	1,2 / 1,9
2		3,17		0,0263	1,2 / 1,9
3		5,00		0,0416	1,2 / 1,9
4		6,02		0,0500	1,2 / 1,9
5		7,22		0,0600	1,2 / 1,9
6	220	8,42	0,0337	0,0700	1,2 / 1,9
7		10,00		0,0831	1,2 / 1,9
8		12,50		0,1038	1,2 / 1,9
9		15,00		0,1246	1,2 / 1,9
10		17,50		0,1454	1,2 / 1,9
11		20,00		0,1662	1,2 / 1,9
12		0,63		0,0054	1,0 / 1,5
13		0,91		0,0078	1,0 / 1,5
14		1,67		0,0143	1,0 / 1,5
15		2,10		0,0179	1,0 / 1,5
16		5,00		0,0428	1,0 / 1,5
17		5,84		0,0500	1,0 / 1,5
18	300	7,01	0,0347	0,0600	1,0 / 1,5
19		8,18		0,0700	1,0 / 1,5
20		10,00		0,0856	1,0 / 1,5
21		12,50		0,1070	1,0 / 1,5
22		15,00		0,1283	1,0 / 1,5
23		17,50		0,1497	1,0 / 1,5
24		20,00		0,1711	1,0 / 1,5
25		0,60		0,0056	1,0 / 1,5
26		0,84		0,0078	1,0 / 1,5
27		1,78		0,0166	1,0 / 1,5
28		1,92		0,0179	1,0 / 1,5
29		4,59		0,0428	1,0 / 1,5
30		5,00		0,0466	1,0 / 1,5
31	360	6,44	0,0378	0,0600	1,0 / 1,5
32		7,51		0,0700	1,0 / 1,5
33		10,00		0,0932	1,0 / 1,5
34		11,50		0,1072	1,0 / 1,5
35		13,78		0,1284	1,0 / 1,5
36		16,00		0,1491	1,0 / 1,5
37		18,36		0,1711	1,0 / 1,5
38		20,00		0,1864	1,0 / 1,5

[a] Taxa de degradação do desvio padrão de NL em função do tempo, $d(t) = d(T) \times V_{traf}$.

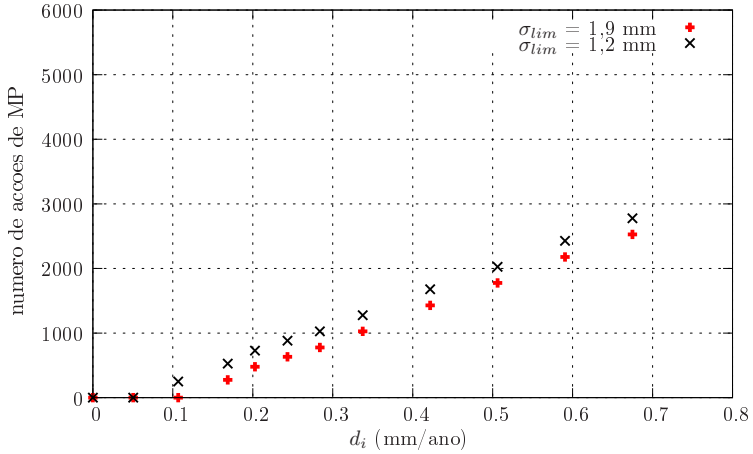
[b] Limites superior e inferior do desvio padrão do NL, de acordo com a EN13848-5 (2008). Dado que a EN13848-5 (2008) não apresenta valores limites para o desvio máximo admissível de NL, no caso de velocidades superiores a 300 km/h, considera-se, para a velocidade de 360 km/h, os valores limites correspondentes à velocidade de 300 km/h.

Neste estudo, analisa-se também a influência do valor máximo admissível do desvio padrão de NL, correspondente ao limite de alerta no número de acções de manutenção, dado que a EN13848-5 (2008) indica, para diferentes valores de velocidade de circulação, não um único valor, mas dois (um mais restritivo do que o outro), cuja selecção cabe à Administração Ferroviária gestora da infraestrutura.

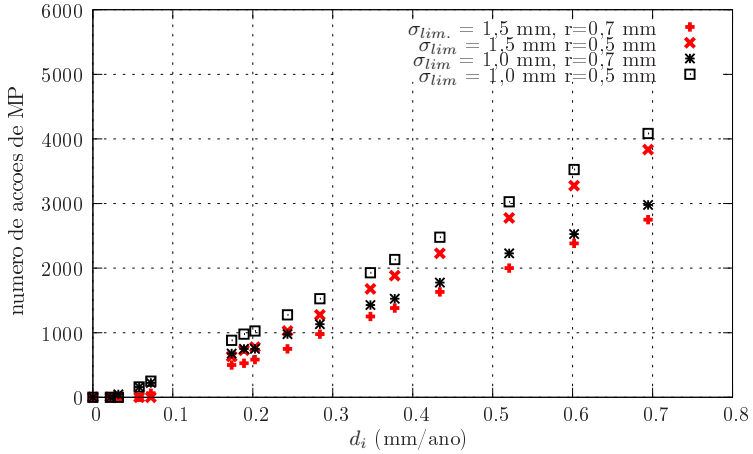
Passa-se agora à análise dos resultados. Na Figura 5.20, mostra-se, para as velocidade de circulação de 220, 300 e 360 km/h, o número total das acções de manutenção preventiva, a realizar no período de 4500 dias, em função da taxa de degradação d_i do desvio padrão de NL da via.

Note-se que os resultados obtidos para as velocidades de 300 e 360 km/h, são os mesmos, porque se considera que o valor máximo admissível do desvio padrão de NL, para a velocidade de 360 km/h, é igual ao valor para a velocidade de 300 km/h, já que actualmente os documentos normativos não apresentam qualquer valor limite para velocidades de tráfego superiores a 300 km/h.

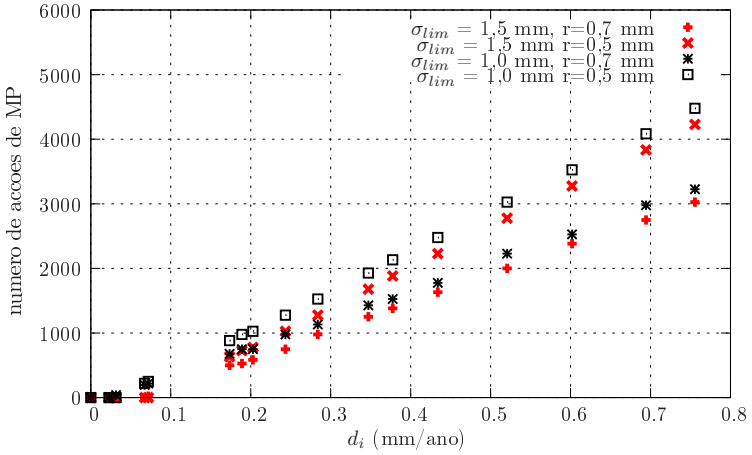
Na Figura 5.21, apresenta-se, em função do volume de tráfego e da velocidade de circulação, o número total de acções de ataque sobre o balastro, a realizar sobre a via ferroviária em estudo. Refere-se que os resultados, apresentados nesta Figura, foram obtidos tendo em conta o limite superior do desvio padrão de NL, em situação de alerta, e ainda o valor constante de 0,7 mm para a recuperação do desvio padrão de NL.



a) V = 220 km/h ($r = 0,7$ mm)



b) V = 300 km/h ($r = 0,5$ e $r = 0,7$ mm)



c) V = 360 km/h ($r = 0,5$ e $r = 0,7$ mm)

Figura 5.20: Número total de acções de manutenção em função da taxa de degradação do desvio padrão de NL e da sua recuperação após ataque

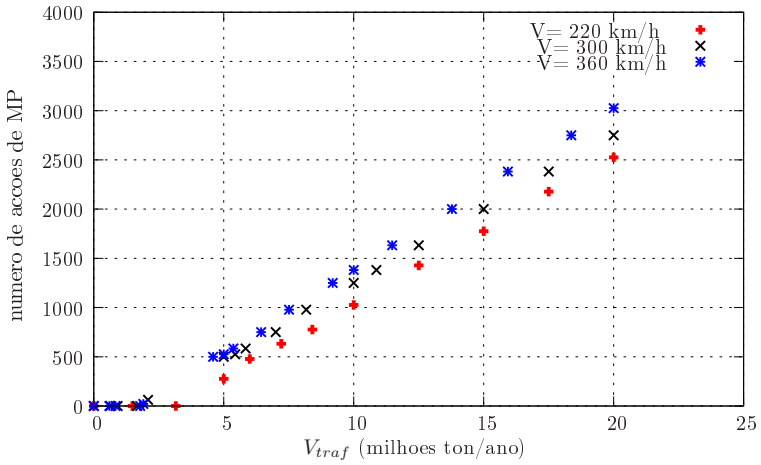


Figura 5.21: Número de acções de manutenção preventiva em função da velocidade e do volume de tráfego do comboio ICE2

Observando as Figuras 5.20 e 5.21, constata-se que, para as situações analisadas:

- o aumento do número total de acções de manutenção apresenta uma evolução linear, embora discreta, com o aumento da taxa de degradação do desvio padrão do NL e do volume de tráfego;
- o número de acções de manutenção depende do valor máximo admissível considerado para o desvio padrão limite de NL;
- o número de acções de manutenção depende do valor da recuperação após ataque; quanto maior for a recuperação do desvio padrão do NL, menor é o número de acções de manutenção (Figura 5.20 b));
- o número total de acções de manutenção é tanto maior, quanto maior for a velocidade de circulação prevista no troço ferroviário;
- o número de acções de manutenção por milhão de toneladas acumuladas sobre a via é tanto maior, quanto maior for a velocidade de circulação;

Como nota informativa, refere-se que o tempo de execução, em todos os 76 cálculos realizados, variou entre 0, 48 s e 19,75 s.

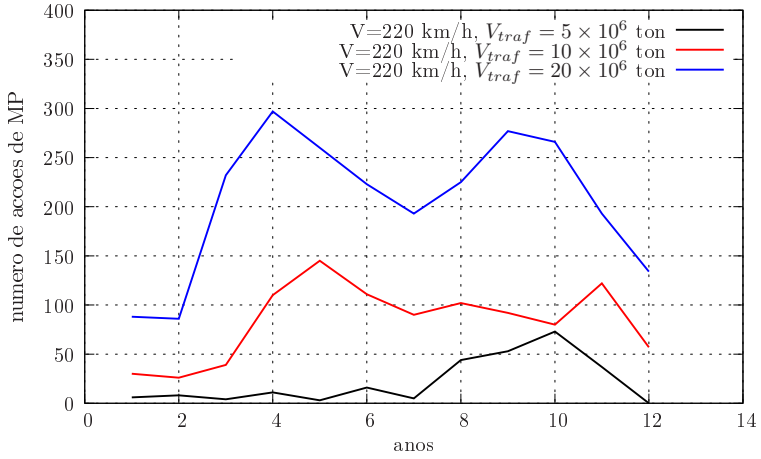
Analisa-se, agora, com detalhe, os cenários 3, 7, 11, 16, 20, 24, 30, 33 e 38, indicados no Quadro 5.2, que correspondem às situações seguintes :

- V = 220 km/h e V_{traf} = 5 ou 10 ou 20 milhões de toneladas por ano, r = 0,7 mm e $\sigma_{lim} = 1,9$ mm;
- V = 300 km/h e V_{traf} = 5 ou 10 ou 20 milhões de toneladas por ano, r = 0,7 mm e $\sigma_{lim} = 1,2$ mm;
- V = 360 km/h e V_{traf} = 5 ou 10 ou 20 milhões de toneladas por ano, r = 0,7 mm e $\sigma_{lim} = 1,2$ mm.

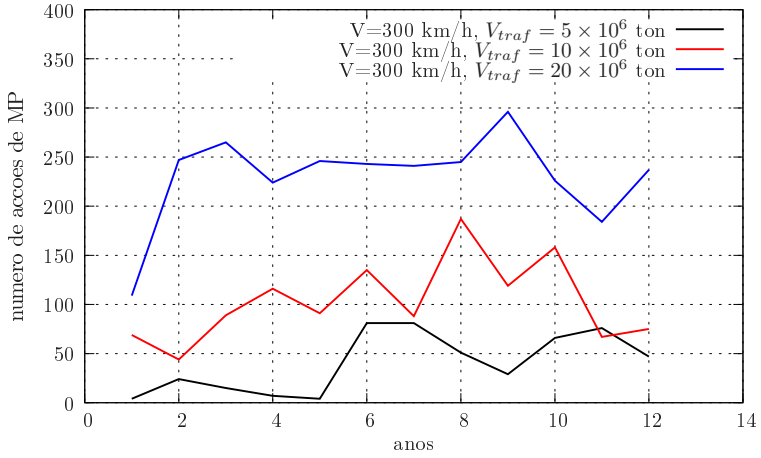
A Figura 5.22 mostra, para as três velocidades de circulação e para toda a extensão do trecho (50 km), o número total previsto de acções de manutenção por ano, em função do volume de tráfego. Note-se que o número total de trechos da via em estudo é de 250. E, pela análise da Figura 5.22, verifica-se que, no caso de volume de tráfego igual a 20 milhões de toneladas por ano, em cada uma das três velocidades, o número total de acções de manutenção é, em alguns anos, superior ao número total de trechos da via. Este facto mostra que, nesses anos, certos trechos da via serão sujeitos a mais do que uma acção de manutenção por ano.

Veja-se também que, para as velocidades de 220 e 300 km/h, o número máximo de acções de manutenção, na situação mais desfavorável, ou seja, para um volume de tráfego igual a 20 milhões de toneladas por ano, é inferior a 300; o que não acontece para a velocidade de 360 km/h, visto que, no ano 9, o número total de acções de MP é superior a esse valor.

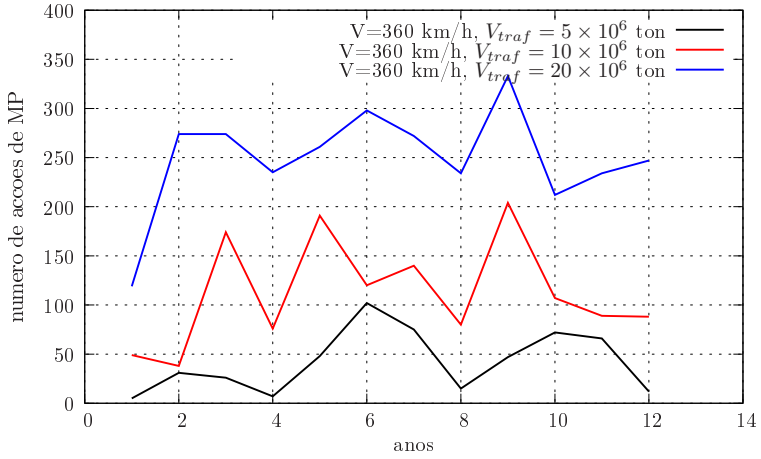
Observando ainda a mesma Figura, vê-se que, para a velocidade de 220 km/h e o volume de tráfego igual a 20 milhões de toneladas por ano, há dois momentos temporais (anos 4 e 9) em que, localmente, o número de acções de manutenção é superior ao de outros anos. O mesmo sucede para o volume de tráfego igual a 10 milhões de toneladas por ano, com ocorrência em anos posteriores: 5 e 11, evidenciando-se a influência do número de toneladas acumuladas no número e na periodicidade das acções de manutenção. No caso de velocidade igual a 360 km/h e para os três volumes de tráfego, constata-se também a existência de, pelo menos, três momentos em que, localmente, o número total de acções de manutenção por ano é superior à de outros anos. Verifica-se que, para um volume de tráfego igual a 5 milhões de toneladas por ano, o intervalo de tempo entre esses picos é, aproximadamente, de 4 anos enquanto que, para os outros dois volumes de tráfego, o tempo entre manutenções é menor, aproximadamente, 3 anos.



a) V=220 km/h



b) 300 km/h.



c) 360 km/h.

Figura 5.22: Número de acções de manutenção por ano em função da velocidade de circulação do comboio

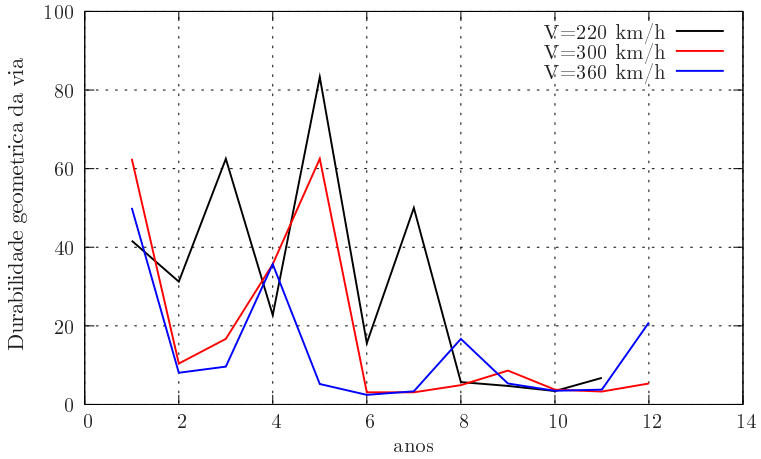
Na Figura 5.23, apresenta-se a evolução da durabilidade geométrica da via ao longo do tempo, para os volumes de tráfego de 5, 10 e 20 milhões de toneladas por ano. Relembra-se que, quanto maior for a durabilidade geométrica da via, maior é a sua qualidade. Para a análise correcta da Figura, salienta-se que a escala do eixo vertical, na Figura 5.23 a), é diferente das escalas apresentadas nas Figuras 5.23 b) e c), dada a diferença considerável entre os resultados, obtidos com o volume de tráfego de 5 milhões de toneladas por ano, e os obtidos com 10 e 20 milhões de toneladas por ano.

Ao observar a Figura 5.23, constata-se que:

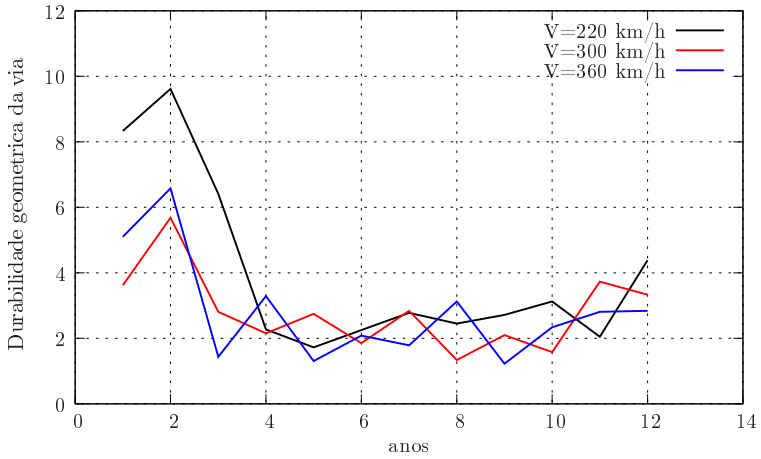
- a qualidade geométrica da via diminui, ao longo do tempo, a partir do ano 8, no caso de volume de tráfego igual a 5 milhões de toneladas por ano, qualquer que seja a velocidade de circulação;
- a qualidade geométrica da via diminui com o aumento do volume de tráfego;
- a qualidade geométrica da via é reduzida (e aproximadamente constante ao longo do tempo), no caso de volume de tráfego igual a 20 milhões de toneladas por ano;
- a evolução da qualidade geométrica da via, ao longo do tempo, no caso de volume de tráfego igual a 20 milhões de toneladas por ano, não apresenta diferenças significativas entre as velocidades de 220, 300 e 360 km/h.

Na Figura 5.24, apresenta-se a distribuição, ao longo do tempo, das acções de manutenção preventiva sobre a via, nos casos de volumes de tráfego de 5, 10 e 20 milhões de toneladas por ano, à velocidade de 220 km/h. Como pode ver-se pela Figura, quanto maior for o volume de tráfego, maior é o número de acções de MP, e menor o tempo entre acções de manutenção consecutivas, conforme revela o aumento da densidade de pontos.

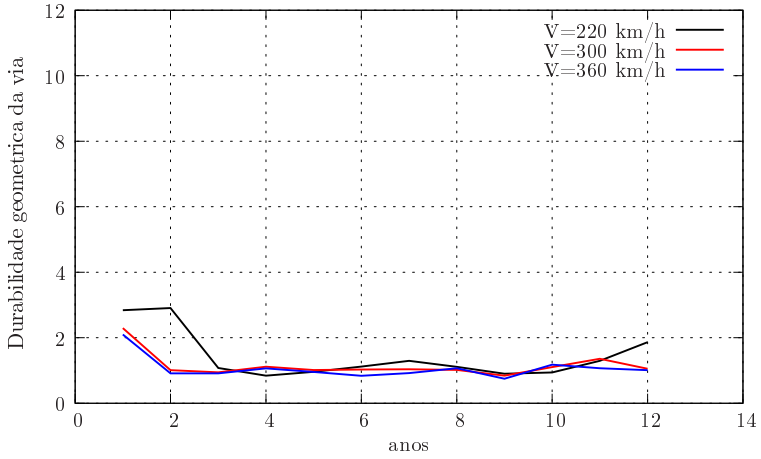
Dada a dificuldade em analisar o tempo mínimo entre acções de manutenções preventivas, a partir de gráficos, como os acima apresentados, indica-se, na Figura 5.25, o tempo mínimo entre acções de manutenções preventivas, em termos de número de ocorrências, para as três velocidades e os três volumes de tráfego em estudo.



a) $V_{traf} = 5 \times 10^6$ ton

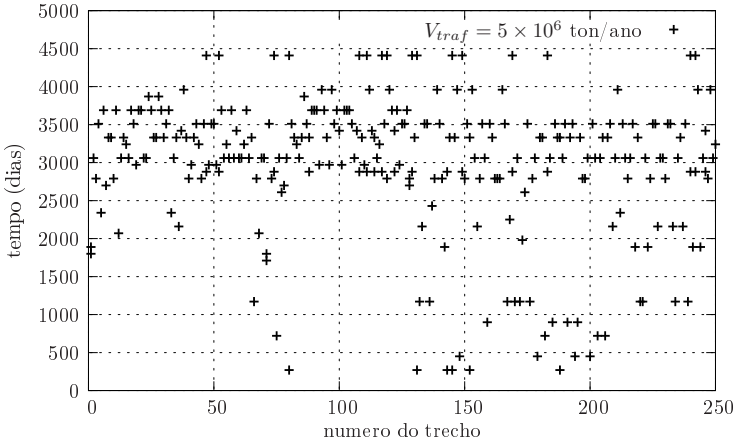


b) $V_{traf} = 10 \times 10^6$ ton

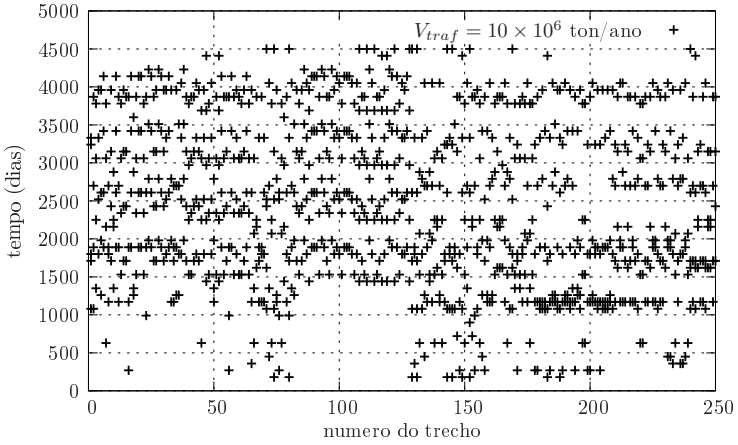


c) $V_{traf} = 20 \times 10^6$ ton

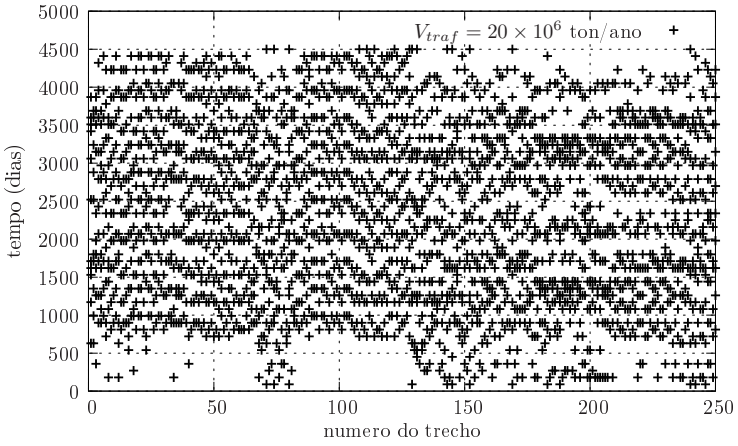
Figura 5.23: Durabilidade geométrica da via em função do volume de tráfego



a) $V_{traf} = 5 \times 10^6$ ton

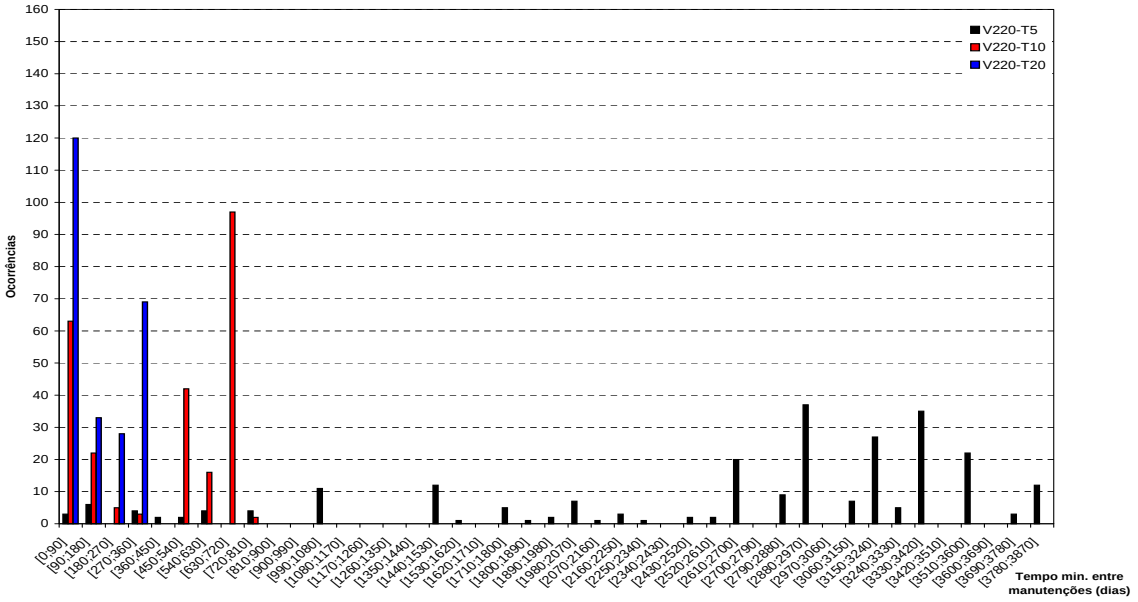


b) $V_{traf} = 10 \times 10^6$ ton

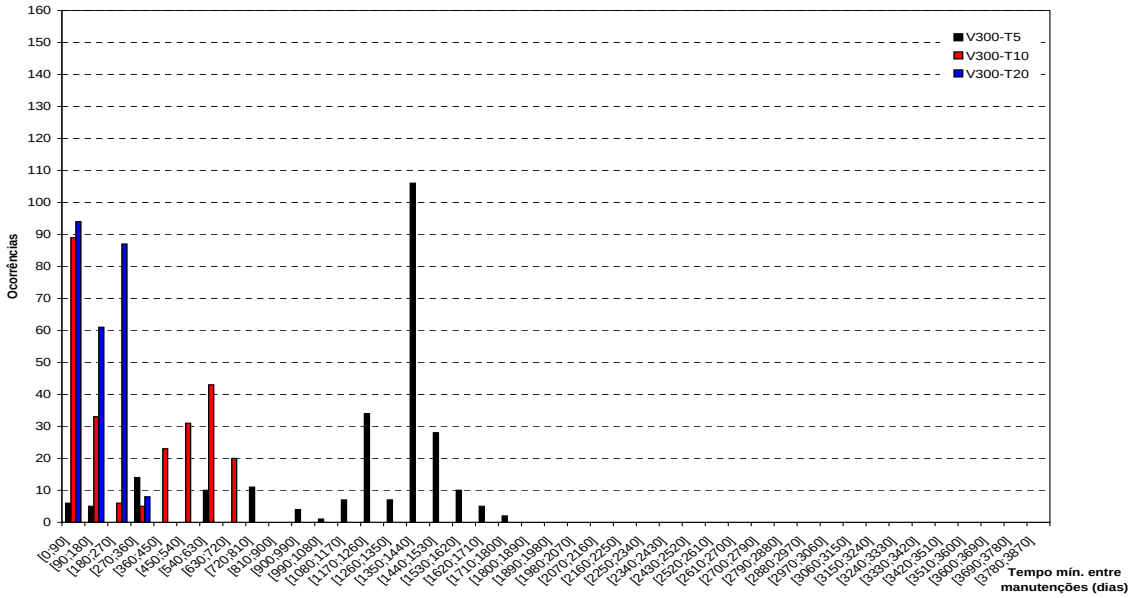


c) $V_{traf} = 20 \times 10^6$ ton

Figura 5.24: Distribuição das acções de manutenções ao longo do tempo, em função do volume de tráfego (V = 220 km/h)

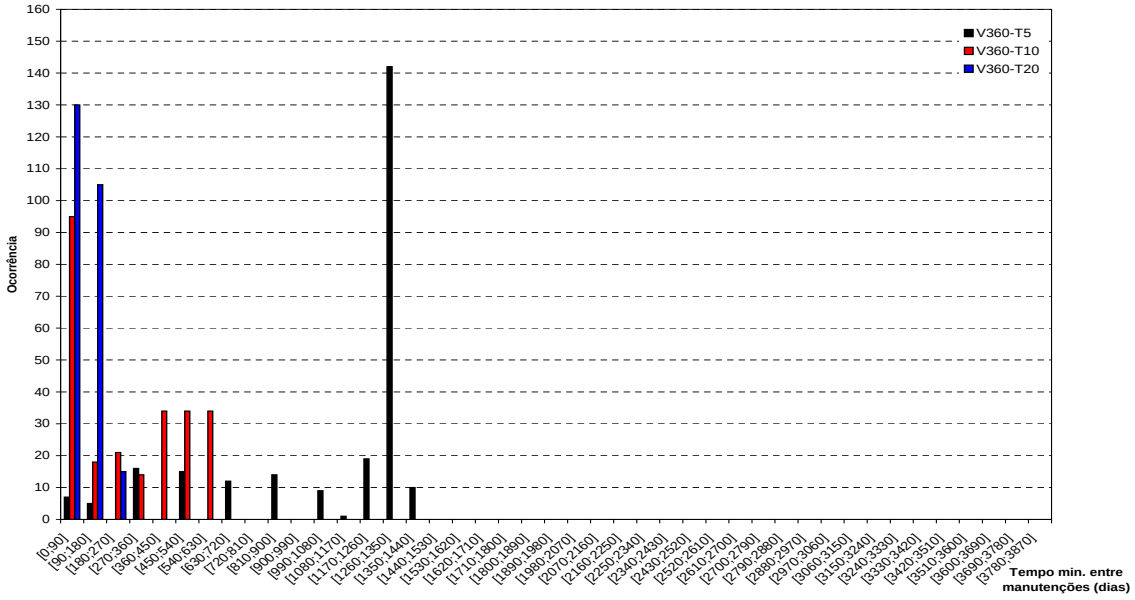


a) V=220 km/h



b) V=300 km/h

Figura 5.25: Tempo mínimo entre acções de manutenções sucessivas: número de ocorrências



c) V=360 km/h

Figura 5.25: Tempo mínimo entre acções de manutenções sucessivas: número de ocorrências - cont.

Esta Figura mostra que o tempo mínimo entre operações de ataque sobre o balastro, com maior número de ocorrências, é semelhante, para os três volumes de tráfego, no caso de velocidades de circulação de 300 e 360 km/h. Se a velocidade for igual a 220 km/h, verifica-se que, para os volumes de tráfego de 5 e 10 milhões de toneladas por ano, a periodicidade mínima entre acções de manutenção, que apresenta maior ocorrência, é maior do que a prevista para uma via com volume de tráfego igual a 20 milhões de toneladas por ano.

A Figura 5.25 indica também que o aumento de velocidade de 220 para 300 km/h reduz significativamente o tempo mínimo entre acções de manutenção, no caso de volume de tráfego igual a 5 milhões de toneladas por ano, sendo menor a redução dessa periodicidade, no caso de 10 milhões de toneladas por ano, e nula no caso de volume de tráfego igual a 20 milhões de toneladas por ano.

Observando ainda a Figura 5.25, verifica-se que, para o volume de tráfego igual a 20 milhões de toneladas por ano, o aumento da velocidade de circulação não conduz a diferenças significativas no tempo mínimo entre acções de manutenção, aspecto já verificado

pela análise da Figura 5.23.

Refere-se também que, para a velocidade de circulação igual a 360 km/h, as acções de manutenção são realizadas, frequentemente, em instantes consecutivos (90 dias), no caso de volumes de tráfego de 10 e 20 milhões de toneladas, ao passo que, para o tráfego de 5 milhões de toneladas acumuladas por ano, a periodicidade mais frequente das acções de manutenção é de 1260 a 1350 dias (3,5 a 3,75 anos).

5.5.3 Modelo 2

Descrição do modelo

O modelo de planeamento das acções de manutenção preventiva, a seguir apresentado, consiste num desenvolvimento do modelo anteriormente descrito. Para a sua formulação matemática, é tido em conta que:

a) a degradação geométrica da via é caracterizada apenas pelo aumento do desvio padrão do nivelamento longitudinal (NL), não sendo consideradas as irregularidades de alinhamento, de nivelamento transversal, de bitola e de empeno;

b) o valor máximo admissível para o desvio padrão do NL corresponde ao limite de alerta para as velocidades de circulação entre 220 e 300 km/h, indicado na EN13848-5 (2008);

c) as acções de manutenção preventiva correspondem, exclusivamente, a operações de ataque sobre o balastro;

d) a recuperação do desvio padrão de nivelamento longitudinal (NL) depende linearmente do valor do desvio padrão de NL no momento da acção de manutenção, como se mostra na expressão (5.24),

$$r_{ij} = a(\sigma_{ij-1} + d_i) + b \tag{5.24}$$

sendo: a e b, parâmetros reais; $(\sigma_{ij-1} + d_i)$, desvio padrão de NL no momento da recuperação; σ_{ij-1}, desvio padrão de NL, no trecho i, no período de tempo anterior ao da realização da manutenção; d_i taxa de degradação do desvio padrão de NL no trecho i;

e) as operações de ataque têm início e fim num trecho de via em alinhamento recto, como sugere a UIC (2008),

$$\sum_{l \in I(k)} m_{lj} \geq |I(k)|\, m_{kj} \tag{5.25}$$

com $k \in \{1, ...n_t\}$ e $j \in \{1, ...n_p\}$, sendo $I(k) \subseteq \{1, ..., n_t\}$ o conjunto dos índices i dos trechos consecutivos de via em curva composta, ao qual pertence o trecho k, e que apresenta cardinal $|I(k)|$ não nulo.

Comparando estas hipóteses com as do Modelo 1 (cf. p. 208), observa-se que o Modelo 2 consiste num desenvolvimento do anterior, pela adição das hipóteses d) e e) .

A hipótese d) foi considerada neste Modelo, porque vários estudos, entre eles os do ORE (1988), têm mostrado que a eficácia da recuperação do nivelamento longitudinal depende da qualidade da via, no momento da acção de manutenção. Também a análise da evolução da qualidade das vias da Linha do Norte, a apresentar no Capítulo 6, evidencia este mesmo aspecto.

Relativamente à hipótese e), ela é também incluída no Modelo 2, visto que a UIC (2008) recomenda, sempre que possível, iniciar e terminar o ataque sobre o balastro, em alinhamento recto. Não sendo isto possível, é permitido iniciá-lo e/ou terminá-lo, em curva circular, mas nunca em curva de transição, e, naquela situação, tendo especial cuidado durante a sua execução.

Dadas as hipóteses, acima indicadas, e ainda a função objectivo que se pretende minimizar [indicada já na expressão (5.20)], o modelo de planeamento das acções de ataque pode ser formulado por um problema não linear misto 0 - 1, que se apresenta nas expressões (5.26) a (5.30) e que se denomina $PNLIM - M2$.

$PNLIM - M2$:

$$\min \sum_{i=1}^{n_t} \sum_{j=1}^{n_p} m_{ij} \tag{5.26}$$

sujeito a

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij-1} + d_i - r_{ij}\, m_{ij} \tag{5.27}$$

$$0 \leq \sigma_{ij} \leq \sigma_{\text{lim}} \tag{5.28}$$

$$r_{ij} = a(\sigma_{ij-1} + d_i) + b \tag{5.29}$$

$$\sum_{l \in I(k)} m_{lj} \geq |I(k)|\, m_{kj} \tag{5.30}$$

$$m_{ij} \in \{0, 1\} \tag{5.31}$$

com: $i \in \{1, ...n_p\}$ e $k \in \{1, ...n_t\}$. Neste modelo, os **parâmetros** são os seguintes:

. n_t, número total de trechos em análise;

. n_p, número total de períodos de tempo considerados;

. d_i, taxa de degradação do desvio padrão do nivelamento longitudinal do trecho i;

. σ_{i0}, desvio padrão do nivelamento longitudinal da via na situação inicial ($j = 0$);

. σ_{lim}, desvio padrão máximo admissível para o nivelamento longitudinal da via, cujo valor depende da velocidade de circulação;

. a e b, parâmetros reais;

. $I(k)$, conjunto dos índices i dos trechos consecutivos de via em curva composta, ao qual pertence o trecho k;

. $|I(k)|$, número de elementos de $I(k)$.

Relativamente às **variáveis**, estas totalizam $3 \times n_t \times n_p$ e são:

. σ_{ij}, desvio padrão do nivelamento longitudinal da via no trecho i e no período j;

. r_{ij}, recuperação do desvio padrão do NL no trecho i e no momento j;

. m_{ij}, variável que toma o valor 1, no caso de se realizar manutenção preventiva no trecho i e no momento j, e o valor 0, no caso contrário.

Como pode verificar-se a formulação matemática deste modelo é definida por uma função objectivo linear, traduzida pela expressão (5.26) e por $3 \times n_t \times n_p$ restrições lineares e bilineares, indicadas nas expressões (5.27) a (5.31). A existência de funções bilineares limita a utilização de softwares comerciais, existentes no mercado, na resolução de problemas inteiros mistos. Para superar esta limitação, pode transformar-se este problema não linear misto 0 - 1 num problema linear misto 0 - 1, através da técnica de reformulação-linearização, como propõem Sherali & Adams (1999), técnica que se descreve sucintamente.

A técnica de reformulação-linearização (TRL) é realizada em duas fases: reformulação e linearização. Na primeira fase, começa por definir-se um conjunto de variáveis não negativas, através de restrições de limite. Depois, considera-se o produto dessas variáveis com as restrições originais do problema, introduzindo-lhe restrições não lineares. Na fase de linearização, são efectuadas substituições de variáveis, de modo a linearizar as restrições não lineares criadas na fase de reformulação (Ribeiro, 2004).

Para aplicar a técnica de reformulação-linearização ao problema, começa por considerar-se, sem perda de generalidade, que r_{ij} é limitado, isto é, que existe um vector constante fixo r_{max}, tal que:

$$0 \leq r_{ij} \leq r_{\max} \tag{5.32}$$

representando, o limite $r_{\max}$, a recuperação máxima do desvio padrão de NL numa via ferroviária.

Ainda na fase de reformulação do TRL, a restrição (5.32) é multiplicada por m_{ij} e por $(1 - m_{ij})$, com $i = 1, ...n_t$ e $j = 1, ...n_p$, obtendo-se, respectivamente, as expressões (5.33) e (5.34):

$$0 \leq m_{ij}\ r_{ij} \leq m_{ij}\ r_{max} \tag{5.33}$$

$$0 \leq r_{ij} - m_{ij}\ r_{ij} \leq (1 - m_{ij}) r_{max} \tag{5.34}$$

Na fase de linearização do TRL, introduz-se no problema, para cada trecho i e período j, uma nova variável w_{ij}, definida por:

$$w_{ij} = m_{ij}\ r_{ij} \tag{5.35}$$

Assim, o problema $PNLIM-M2$ pode ser reformulado como um programa linear misto 0 - 1 ($PLIMR-M2$), como a seguir se apresenta:

$PLIMR-M2$:

$$\min \sum_{i=1}^{n_t}\sum_{j=1}^{n_p} m_{ij} \tag{5.36}$$

sujeito a

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij-1} + d_i - w_{ij} \tag{5.37}$$

$$0 \leq \sigma_{ij} \leq \sigma_{lim} \tag{5.38}$$

$$r_{ij} = a(\sigma_{ij-1} + d_i) + b \tag{5.39}$$

$$0 \leq w_{ij} \leq m_{ij}\ r_{max} \tag{5.40}$$

$$0 \leq r_{ij} - w_{ij} \leq (1 - m_{ij})r_{max} \tag{5.41}$$

$$m_{ij} \in \{0, 1\} \tag{5.42}$$

$$\sum_{l \in I(k)} m_{lj} \geq |I(j)|\, m_{kj} \tag{5.43}$$

sendo: $i = 1, ..., n_t$, $k = 1, ..., n_t$ e $j = 1, ..., n_p$.

Nesta versão reformulada e linearizada do Modelo 2, acrescenta-se, ao modelo $PNLIM-M2$, o parâmetro r_{max}, que representa a recuperação máxima do desvio padrão de NL após ataque sobre o balastro e, ainda, a variável w_{ij}, que toma o valor da recuperação do desvio padrão de NL, no caso de $m_{ij} = 1$ e, o 0, se $m_{ij} = 0$.

Deve referir-se também que o problema reformulado apresenta $4 \times n_t \times n_p$ variáveis e $6 \times n_t \times n_p$ restrições lineares, tendo-se duplicado, nesta formulação, o número de restrições em relação ao problema $PNLIM-M2$. No entanto, todas as restrições envolvidas no problema reformulado são lineares, possibilitando a utilização de um código de programação linear inteira para a sua resolução (Ribeiro, 2004).

Depois de se apresentar a reformulação do problema $PNLIM-M2$, através da técnica de TRL, há que demonstrar que o problema linear inteiro 0 - 1 reformulado ($PLIMR-M2$) conduz à mesma solução óptima do problema não linear inteiro original.

Teorema: $(\bar{m}, \bar{\sigma}, \bar{r})$ é uma solução óptima de $PNLIM-M2$ se e só se $(\bar{m}, \bar{\sigma}, \bar{r}, \bar{w})$ for uma solução óptima de $PLIMR-M2$, sendo w um vector de componentes $w_{ij} = m_{ij}r_{ij}$.

Demostração:
Como as funções objectivo dos problemas $PNLIM-M2$ e $PLIMR-M2$ são iguais, basta provar que há uma correspondência biunívoca entre as soluções admissíveis [5] dos dois problemas. Ao definir o vector $\bar{w}$, cujas componentes são $w_{ij} = m_{ij}r_{ij}$, então, dado que m_{ij} é uma variável binária (que toma os valores 0 ou 1), conclui-se que $(\bar{m}, \bar{\sigma}, \bar{r})$ é uma solução óptima de $PNLIM-M2$ se e só se $(\bar{m}, \bar{\sigma}, \bar{r}, \bar{w})$ for uma solução óptima de $PLIMR-M2$.

Aplicação do modelo à manutenção preventiva de uma via nova ou renovada (comparação dos Modelos 1 e 2)

De modo a comprovar a validade do Modelo 2 e a comparar os dois modelos, propostos no âmbito desta tese, para o planeamento da MP, apresenta-se, em seguida, uma aplicação do Modelo 2 realizada com o software GAMS.

Começa por indicar-se as hipóteses consideradas no cálculos realizados:

- o troço de via é constituído por 250 trechos de 200 m;
- o desvio padrão inicial de cada trecho do troço varia entre 0,1 e 0,6 mm e é igual ao considerado na aplicação do Modelo 1 (cf. Figura 5.19);
- o horizonte temporal corresponde a 8 instantes de tempo de 90 dias, ou seja, 2 anos;
- a taxa de degradação d_i é constante ao longo do tempo e igual a 0,1712 mm em 90 dias;
- o valor limite para o desvio padrão de NL é igual a 1,5 mm, correspondendo ao limite indicado pela EN13848-5 (2008) para linhas com velocidade de circulação entre 220 e 300 km/h;

Relativamente ao horizonte temporal, não foi possível considerar um período de tempo superior a dois anos, por certas limitações computacionais do software GAMS, que dizem respeito ao número máximo de variáveis e de restrições. Note-se que a consideração das restrições (5.29) e (5.30) faz aumentar significativamente a dimensão do problema, o que impossibilita, pela razão apresentada, a aplicação do Modelo 2 a um número elevado de trechos e instantes de tempo.

[5] Considera-se solução admissível do problema a que verifica as restrições do problema.

Neste exercício, preferiu-se reduzir o número total de instantes de tempo n_p, em detrimento do número total de trechos n_t, por duas razões: 1) comparação dos resultados com os do Modelo 1; 2) avaliação da influência do traçado em planta da via (que exige um número significativo de trechos). E mesmo assim, o número total de variáveis é de 8000, e o das restrições, de 12000.

Para analisar-se a influência das restrições (5.29) e (5.30), consideradas no Modelo 2, no número total de acções de MP, são estudados quatro cenários de cálculo:

CC1 - Modelo 1:

. recuperação constante do desvio padrão de NL após ataque ($r = 0,4855$ mm) e sem consideração do traçado em planta da via, o que corresponde a admitir que todo o troço se situa em alinhamento recto (condições iguais às propostas no Modelo 1);

CC2 - Modelo 2 sem as restrições (5.39) a (5.41):

. recuperação constante do desvio padrão de NL após ataque com valor constante ($r = 0,4855$ mm) e com consideração do traçado em planta da via no planeamento da MP;

. troço constituído por 52,4% de trechos em curva distribuídos de modo aleatório, como se mostra na Figura 5.26

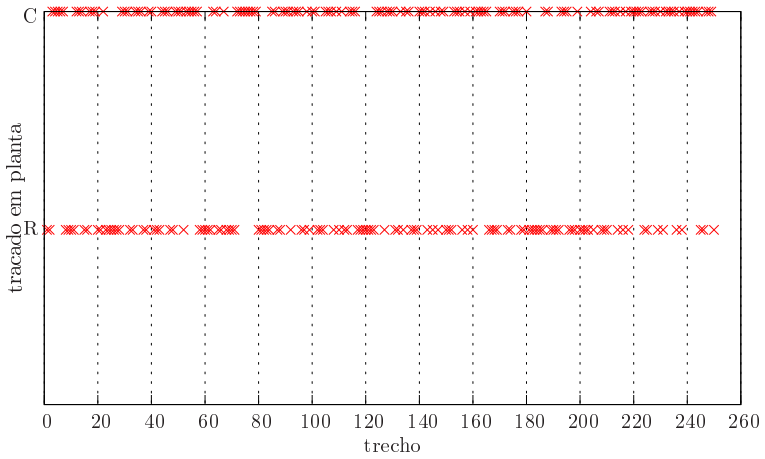


Figura 5.26: Traçado em planta dos trechos do troço de via

CC3 - Modelo 2 sem a restrição (5.43):

. recuperação do desvio padrão de NL dependente do desvio padrão de NL no momento da manutenção, segundo a expressão (5.44)[6] e sem consideração do traçado em planta da via;

$$r_{ij} = 0,4257(\sigma_{i,j-1} + d_i) - 0,153 \leq r_{max} \tag{5.44}$$

CC4 - Modelo 2 completo

. recuperação do desvio padrão de NL após ataque dependente do desvio padrão de NL no momento da manutenção, segundo a expressão (5.44) e 52,4% do trecho constituído por trechos em curva distribuídos de modo aleatório no troço.

Antes de serem apresentados os resultados, informa-se que a escolha do valor de $0,4855$ mm, para a recuperação constante do desvio padrão de NL, nos cenários CC1 e CC2, é feita de modo a compararem-se os resultados obtidos, nestes dois cenários, com os dos cenários CC3 e CC4. Note-se que, nestes casos, a recuperação do desvio padrão de NL está limitada, implicitamente, a $0,4855$ mm, como abaixo se demonstra, pelo facto da recuperação do desvio padrão depender do valor no momento da manutenção, que é, no máximo, 1,5 mm - o valor do desvio padrão máximo admissível.

$$r_{max} = 0,4257 \times 1,5 - 0,153 = 0,4855 \text{ mm}$$

No Quadro 5.3, indicam-se os resultados obtidos em cada um dos cenários de cálculo descritos, em termos do número total de acções de manutenção em dois anos. É também indicado o tempo de execução de cálculo com o software GAMS.

Quadro 5.3: Resultados obtidos com Modelo 2

Cenário	Número total de acções de MP	Tempo de execução de cálculo (s)
CC1	228	0,158
CC2	245	0,316
CC3	228	0,442
CC4	245	0,312

[6]Esta expressão foi definida a partir da análise de registos da geometria da Linha do Norte. Mais detalhes sobre a sua definição podem ser consultados na p. 272 desta tese.

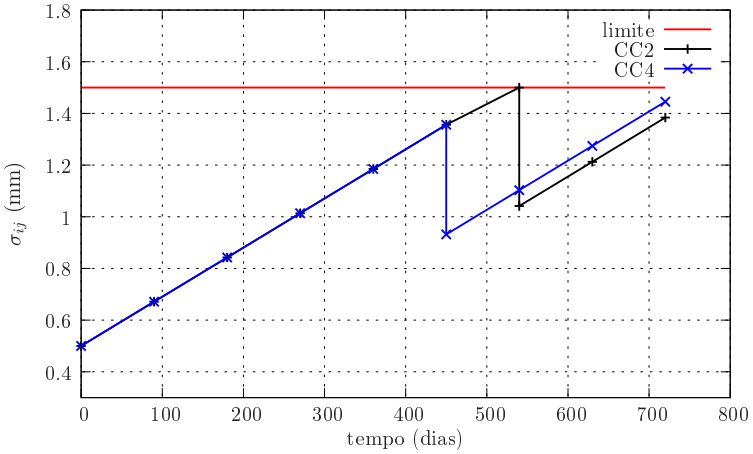
Comparando os cenários CC1 e CC2 e também os CC3 e CC4, que se distinguem quanto à consideração ou não do traçado em planta, verifica-se que a distribuição (aleatória), considerada para os trechos em curva, faz aumentar o número total de acções de manutenção em aproximadamente 7%. Note-se que, este aumento depende não só da percentagem de curvas no troço, mas também da distribuição dos trechos em curva, ao longo do troço.

Em termos de número total de acções de manutenção por trecho da via, os resultados obtidos com a aplicação do modelo mostram que, para o período de tempo em análise (2 anos), nos cenários CC2 e CC4, prevê-se a realização de uma única acção de manutenção, excepto nos trechos 24, 67, 120, 215 e 230. Nos cenários CC1 e CC3, também está prevista a realização de uma única acção de manutenção, em todos os trechos, excepto em 22 deles, para os quais não se prevê nenhuma acção de MP.

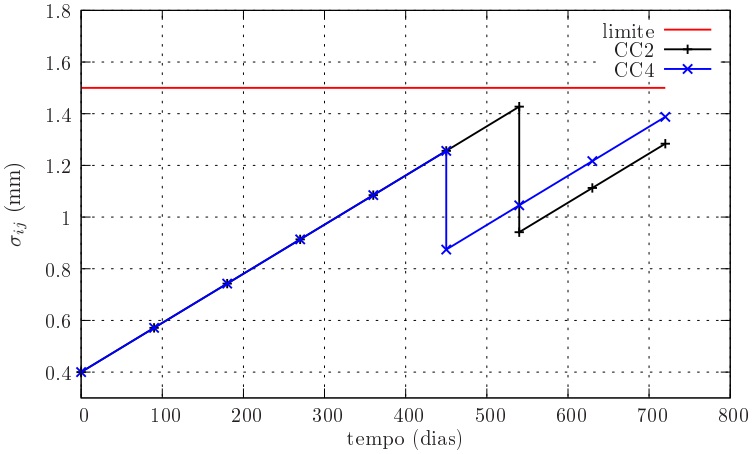
Continuando a analisar os resultados, no Quadro 5.3, verifica-se ainda que a solução obtida no cálculo CC3 é igual à do CC1, e a obtida em CC2 é igual à de CC4. A única diferença entre os cenários de cálculo de cada um dos pares referidos consiste nas restrições (5.39) a (5.41), referentes à dependência linear da recuperação do desvio padrão de NL com a qualidade da via no momento da MP. Note-se que, pelo facto do desvio padrão de NL ser limitado a 1,5 mm, limita-se, implicitamente, como já foi referido, o valor da recuperação desse desvio padrão após ataque, nos cenários CC3 e CC4, a $0,4855$ mm, o valor adoptado para a recuperação constante do desvio padrão de NL nos cenários CC1 e CC2. E, por se estar a efectuar optimização global, a solução dos cálculos, relativos aos cenários CC3 e CC4, tende para a solução dos cenários CC1 e CC2.

No entanto, podem existir algumas diferenças na distribuição das acções de manutenção ao longo do tempo, como consequência da consideração da dependência da recuperação do desvio padrão de NL com a qualidade da via no momento da manutenção. A razão para essa diferença prende-se com o facto de que, no cenário CC2, a recuperação apresenta sempre um valor constante, enquanto, no cenário CC4, a recuperação do desvio padrão de NL pode apresentar valores diferentes, consoante o desvio padrão de NL do troço no instante em que se prevê a realização da manutenção.

Na Figura 5.27, mostra-se a evolução prevista do desvio padrão de NL de três trechos do troço em estudo, para os cenários CC2 e CC4.



a) trechos 13 e 22



b) trecho 15

Figura 5.27: Evolução do desvio padrão de NL de três trechos (Modelo 2)

Observando a Figura, comprova-se que, nestes três trechos, apenas está prevista uma única acção de manutenção ao longo do período de análise, como já se referiu. Esta Figura mostra também que a qualidade dos trechos, ao fim de 720 dias, no cenário CC2, é ligeiramente melhor do que a obtida no cenário CC4, como consequência da realização da acção de manutenção num instante posterior ao do CC4.

Ainda sobre a influência das restrições (5.39) a (5.41) no Modelo para o planeamento das acções de MP, veja-se que, no cenário CC1 ou CC2, se a recuperação do desvio padrão de NL, de valor constante, for inferior a 0,0486 mm, deixa de ser possível a comparação destes cenários com os CC3 ou CC4. Nesta situação, o número total de acções de manutenção aumenta em relação à solução obtida com CC3 ou CC4, porque, como o valor da recuperação máxima é superior nestes cenários, em relação à dos cenários CC1 ou CC2 (com $r = 0,0486$ mm), é possível garantir-se a qualidade geométrica da via com um menor número de acções de manutenção.

No Quadro 5.4, apresentam-se os resultados obtidos, considerando o cenário CC2 com $r = 0,3$ mm, e o CC4 com recuperação do desvio padrão de NL, definida pela expressão (5.44), que comprovam o acima referido.

Quadro 5.4: Resultados obtidos com Modelo 2: influência do valor da recuperação do desvio padrão de NL

Cenário	r_{ij} (mm)	Número total de acções de MP	Tempo de execução de cálculo (s)
CC2	$0,3$	404	0,312
CC4	$0,4257(\sigma_{i,j-1} + d_i) - 0,153$	245	0,312

Por fim, importa dizer que este Modelo será aplicado, no Capítulo 6, de modo mais exaustivo do que agora, para definição do planeamento de acções de MP a dois troços da Linha do Norte. Por esta razão, neste capítulo, a aplicação do Modelo 2 é relativamente curta em comparação com a do Modelo 1.

5.6 Conclusões

Neste capítulo, estuda-se a evolução da qualidade geométrica do nivelamento longitudinal das vias ferroviárias balastradas, nas vertentes de degradação por assentamento permanente das camadas granulares e de recuperação, após a realização de acções de ataque sobre o balastro. Para isso, descrevem-se alguns modelos de assentamento permanente das camadas granulares de vias ferroviárias. Em seguida, apresenta-se uma previsão numérica da evolução do nivelamento longitudinal de uma via balastrada, em função do número de toneladas acumuladas sobre a via, adoptando o modelo de assentamento do ORE (1988), associado a um cálculo dinâmico com interacção veículo-via. Depois, identificam-se as acções correntes de manutenção preventiva em vias ferroviárias. Por fim, propõem-se dois modelos para o planeamento de acções de manutenção preventiva, a partir de uma formulação de optimização global.

Relativamente à previsão do assentamento permanente das camadas granulares das vias balastradas, vários modelos têm sido definidos ao longo dos anos, tais como o modelo de Sato, o modelo de Shenton, o modelo da Universidade Técnica de Munique, o modelo do ORE, entre outros. Estes modelos admitem que o assentamento permanente das camadas granulares depende de vários factores, como: a qualidade dos materiais granulares, o nível de compactação, o número de passagens de carga de tráfego, a deformabilidade da

fundação. No entanto, a maioria deles não tem em conta, na previsão do assentamento permanente da via balastrada, a interacção dinâmica entre a via e o veículo, a qual depende do nível de irregularidades da via, das características mecânicas do veículo e da velocidade de circulação. Para atender a este aspecto, propõe-se, neste capítulo, uma metodologia numérica que associa, a um modelo de assentamento, um cálculo dinâmico com interacção de contacto entre a via e o veículo. Para ser validada esta metodologia, ela é aplicada na previsão da degradação do nivelamento longitudinal de uma via balastrada, resultante de assentamentos permanentes das camadas granulares, tendo-se considerado o modelo do ORE para caracterizar o assentamento da via devido à solicitação dinâmica sobre a estrutura ferroviária. Este estudo numérico permite avaliar a influência da taxa de assentamento da via, da velocidade de circulação e do tipo de comboio na evolução do NL da via.

Os resultados obtidos mostram que:

- o perfil longitudinal da via evolui lentamente, ao longo do tempo, no caso da taxa de assentamento da via ser reduzida, situação que ocorre quando a fundação é de boa qualidade;
- a força dinâmica sobre a via aumenta, ao longo do tempo, como consequência da degradação do perfil longitudinal da via;
- a velocidade de circulação do veículo influencia a evolução do NL da via, com especial importância no caso de vias com taxa de assentamento elevada;
- o tipo de comboio que circula sobre a via tem influência na evolução do perfil longitudinal da via ao longo do tempo.

Em síntese, este estudo evidencia (como se esquematiza na Figura 5.28) que a solicitação dinâmica sobre a via contribui para a degradação do seu NL e tende a aumentar com esta.

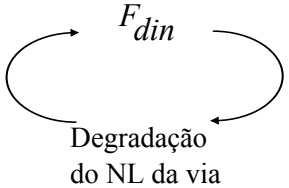


Figura 5.28: Interacção entre a solicitação dinâmica sobre a via e a degradação do NL

Para contrariar a evolução da degradação do nivelamento longitudinal da via, realizam-se acções de manutenção como, por exemplo, o ataque sobre o balastro, que permite recuperar parte do NL da via e assim minimizar o efeito interactivo entre a solicitação e a degradação da via.

Se a realização de acções de manutenção sobre a via é tarefa essencial, mais será o seu planeamento optimizado, como medida preventiva. Por isso, neste capítulo, propõem-se dois modelos matemáticos para o planeamento optimizado das acções de ataque em vias balastradas, em função da evolução da degradação da qualidade geométrica da via. Os modelos desenvolvidos são definidos em programação mista 0 - 1, com abordagem por optimização global, e a função objectivo de ambos os modelos consiste em: minimizar o número total de acções de manutenção, num troço ferroviário e num determinado período de tempo. Os dois modelos distinguem-se apenas pelas hipóteses consideradas na formulação do problema, com desenvolvimento no Modelo 2 a partir do Modelo 1.

Com o Modelo 1, faz-se uma análise de sensibilidade, de modo a avaliar-se: 1) a evolução do número de acções de manutenção preventiva, em função da velocidade de circulação e da taxa de degradação do desvio padrão do nivelamento longitudinal; 2) a evolução da durabilidade geométrica da via ao longo do tempo, em função do número de toneladas acumuladas sobre a via e da velocidade de circulação do veículo; 3) a evolução do intervalo de tempo entre operações de ataque, em função do número de toneladas acumuladas; 4) a evolução do desvio padrão do nivelamento longitudinal ao longo do tempo.
Os resultados obtidos neste estudo evidenciam que:

- o aumento do número total de acções de manutenção apresenta uma evolução linear, ainda que discreta, com o aumento da taxa de degradação do desvio padrão do NL e com o volume de tráfego;

- o número de acções de manutenção depende do valor máximo admissível considerado para o desvio padrão limite de NL;

- o número de acções de manutenção depende do valor da recuperação após ataque: quanto maior for a recuperação do desvio padrão do NL, menor é o número de acções de manutenção;

- o número total de acções de manutenção é tanto maior, quanto maior for a velocidade de circulação prevista no troço ferroviário.

- a qualidade geométrica da via diminui com o aumento do volume de tráfego;

- a periodicidade da realização das acções de manutenção é tanto menor, quanto maiores forem a velocidade de circulação e o volume de tráfego da via.

O Modelo 2, proposto para o planeamento de MP, é mais complexo do que o anterior, devido à consideração de duas restrições suplementares. Naquele modelo, tem-se em conta, para além das hipóteses consideradas no Modelo 1, outras que pretendem atender não só à dependência da recuperação do NL com a qualidade geométrica da via no momento da manutenção, como também à influência do traçado da via no planeamento das acções de manutenção. A influência das duas restrições adicionais, consideradas no Modelo 2, é analisada neste capítulo, tendo-se verificado que a consideração do traçado em planta, no planeamento das acções de MP, faz aumentar o número total de acções previstas, dependendo esse aumento não só da percentagem de trechos em curva no troço, mas também da sua distribuição ao longo dele. Ainda se constata que, ao considerar-se a dependência da recuperação do desvio padrão de NL com a qualidade geométrica da via no momento da manutenção, está a limitar-se, implicitamente, o valor da recuperação desse desvio padrão após ataque, dado que também se limita, no modelo, o desvio padrão máximo admissível para o nivelamento longitudinal. Deve referir-se que este modelo será aplicado, no Capítulo 6, de modo mais exaustivo, ao estudo do planeamento de dois troços ferroviários da Linha do Norte.

Por fim, pode dizer-se que o desenvolvimento dos modelos, propostos nesta investigação, deve considerar outros aspectos relevantes, tais como, os custos de manutenção, os horários de circulação de comboios, as acções de manutenção não programadas, etc. Estes modelos podem então vir a ser uma ferramenta útil no apoio à decisão no planeamento de acções de manutenção preventivas.

Capítulo 6

A Linha do Norte: caracterização, análise dinâmica e aplicação do modelo de planeamento de manutenção

6.1 Introdução

Neste capítulo, apresenta-se uma análise sobre a evolução da qualidade geométrica de uma via ferroviária portuguesa, um estudo sobre a influência da evolução do nivelamento longitudinal de um troço dessa via no seu comportamento dinâmico e ainda uma aplicação do modelo proposto no capítulo 5, para um planeamento optimizado de acções de manutenção a dois troços ferroviários dessa linha.

Dado que, nesta investigação doutoral, se pretende dar enfoque a questões relacionadas com a alta velocidade em vias ferroviárias, e sendo possível circular em determinados troços da Linha do Norte à velocidade de 220 km/h, actualmente a velocidade máxima de circulação ferroviária em Portugal, foi esta a linha considerada como caso de estudo.

Começa por fazer-se, na secção 6.2, uma breve caracterização da Linha do Norte, referindo os aspectos mais relevantes quanto ao traçado em planta, ao tráfego que circula sobre a linha e à secção transversal tipo da via. Na secção 6.3, analisa-se a evolução da qualidade geométrica do nivelamento longitudinal da Linha do Norte desde 2001 a 2009, de acordo

com as indicações da EN13848-5 (2008) e segundo os parâmetros seguintes:

- desvio padrão do nivelamento longitudinal em trechos de 200 m;
- valores máximos de pico dos defeitos pontuais de nivelamento longitudinal.

Relativamente a este último parâmetro, os valores são identificados nas duas gamas de comprimentos de onda: D1, irregularidades com comprimentos de onda entre 3 e 25 m; D2, irregularidades com comprimentos de onda entre 25 e 70 m. Sobre a caracterização da qualidade geométrica da Linha do Norte, distingue-se ainda o número de defeitos pontuais de nivelamento longitudinal da via, segundo os três limites de alarme indicados na EN13848-5 (2008): o limite de alerta; o limite de intervenção e o limite de acção imediata. Na secção 6.4 deste capítulo, investiga-se não só a influência da evolução de irregularidades distribuídas de nivelamento longitudinal, ao longo do tempo, no comportamento dinâmico de um troço de via da Linha do Norte, como também a resposta dinâmica de um outro troço de via da Linha do Norte, devida à circulação do Alfa Pendular, a 220 km/h, sobre um defeito pontual com forma geométrica real. Depois, na secção 6.5, descreve-se a aplicação do Modelo 2 de planeamento das acções de manutenção (definido no Capítulo 5), a dois troços da Linha do Norte com diferentes níveis de qualidade geométrica de nivelamento longitudinal, para avaliar não só a influência da sua qualidade geométrica no número e na periodicidade das operações de manutenção, como também a influência do seu traçado em planta, no planeamento das operações de manutenção. Por fim, na secção 6.6, apresentam-se as conclusões dos estudos apresentados neste capítulo.

6.2 Breve caracterização da Linha do Norte

A Linha do Norte (LN), que liga as cidades de Lisboa e Porto, constitui o principal eixo ferroviário na ligação Braga-Faro. Trata-se de uma linha ferroviária de reconhecida importância estratégica para a exploração da rede ferroviária nacional, dado que é a partir dela que se organiza toda a rede ferroviária, principal e complementar, tais como as linhas do Minho, Douro, Beira Alta, Oeste, Beira Baixa, Vendas Novas e Cintura e o ramal de Tomar. Deste modo, a Linha do Norte, por servir principais origens e destinos nacionais, em termos de tráfego de passageiros e de mercadorias, comporta quase 50% do tráfego ferroviário actual.

A Linha do Norte apresenta uma extensão total de $336,1$ km, correspondente a 12% da rede ferroviária nacional. Trata-se de uma linha totalmente electrificada destinada a

tráfego misto. Quanto ao tipo de via, esta linha apresenta via dupla, numa extensão de 305, 6 km, e 30, 5 km de via múltipla entre Braço de Prata e Alverca.

O início da construção da Linha do Norte ocorreu na segunda metade do séc. XIX, por iniciativa de Fontes Pereira de Melo. Desde 2001 que certos troços desta Linha têm sido sujeitos a acções de renovação, de modo a aumentar a velocidade de circulação de 180 km/h para 220 km/h. Resumidamente, essa renovação tem consistido em substituir as travessas bibloco por travessas monobloco; garantir que a plataforma da via ferroviária apresente módulo de deformabilidade mínimo de 80 MPa; garantir que o módulo de deformabilidade, na base do sub-balastro seja, no mínimo, de 120 MPa (Fortunato *et al.*, 2007).

6.2.1 Traçado em planta

Em termos de traçado em planta, a Linha do Norte apresenta 181, 5 km, em alinhamento recto e 154, 6 km, em curvas compostas. Na via ascendente (VA), há 168 curvas à direita e 187, à esquerda. Na via descendente (VD), as curvas à direita correspondem às curvas à esquerda na VA, existindo, por isso, 187; as curvas à esquerda na VD totalizam 168. Assim, nesta linha ferroviária, contabilizam-se, no total, 335 curvas.

Para além das curvas (evento que coadjuva o aparecimento e a evolução mais acelerada de defeitos geométricos de via), há outros eventos que podem também induzir defeitos na geometria da via, tais como: aparelhos de mudança de via (AMV), aparelhos de dilatação (AD), etc.

No Quadro 6.1, indica-se o tipo e o número de eventos existentes na via ascendente da Linha do Norte, informação fornecida pela REFER.

Quadro 6.1: Eventos na via ascendente da Linha do Norte (Janeiro de 2009)

Evento	Número
Aparelhos de mudança de via	163
Estações	83
Passagens de nível	166
Pontes	38
Túneis	6
Aparelhos de dilatação	31
Passagens superiores	165

6.2.2 Tráfego

Quanto ao tráfego, circulam, actualmente, na Linha do Norte, trinta comboios com características diferentes, de passageiros e de mercadorias.

Na Figura 6.1, observam-se alguns desses veículos: comboio de passageiros Alfa Pendular, Intercidades e urbano e comboio de mercadorias.



a) comboio de passageiros: Alfa Pendular



b) comboio de passageiros: Intercidades



c) comboio de passageiros: urbano



d) comboio de mercadorias

Figura 6.1: Veículos que circulam na rede ferroviária nacional, incluindo a Linha do Norte

Quanto à velocidade máxima de circulação destes comboios, indica-se, no Quadro 6.2, a extensão da Linha do Norte (vias ascendente e descendente), relativa a cada patamar de velocidade máxima de circulação. O veículo ferroviário, que circula na Linha do Norte, à velocidade de 220 km/h (a velocidade mais elevada), é o Alfa Pendular, cujas características geométricas e mecânicas foram já indicadas no Quadro 3.3.

Quadro 6.2: Extensão de via da Linha do Norte em função da velocidade máxima de circulação do veículo (Janeiro 2009)

Velocidade (km/h)	Extensão em cada via (km)
$V \leq 80$	9,6
$80 < V \leq 120$	25,6
$120 < V \leq 160$	121,8
$160 < V \leq 220$	169,4

6.2.3 Estrutura tipo da secção transversal da via

Na Figura 6.2, mostra-se a secção transversal tipo dos troços de via renovados da Linha do Norte, com indicação não só das espessuras das camadas de balastro (b), sub-balastro (sb) e coroamento da fundação (c), como também do módulo de deformabilidade a garantir nas diversas plataformas da estrutura.

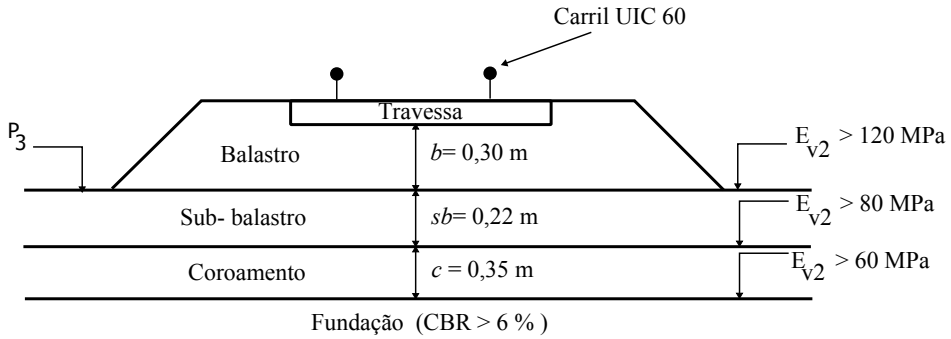


Figura 6.2: Estrutura tipo da secção transversal dos troços renovados da Linha do Norte

No que diz respeito à secção transversal dos troços de via não renovados, esta é muito variável ao longo de toda a Linha do Norte quanto a: espessuras das camadas granulares, módulos de deformabilidade das plataformas, tipo de carril (54 E1 e 60 E1) e de travessa (bibloco ou monobloco).

6.3 Avaliação da qualidade geométrica da Linha do Norte

6.3.1 Inspecção sistemática da via

A monitorização e a avaliação da qualidade geométrica da Linha do Norte são realizadas pela REFER, de modo sistemático, com o veículo de inspecção EM 120, que se apresenta na Figura 6.3.



Figura 6.3: Veículo de inspecção geométrica da via

A periodicidade de inspecção nesta Linha com o veículo mencionado é, em média, de 90 dias, e nas restantes linhas ferroviárias portuguesas, de 180. É importante referir que o veículo EM 120, propriedade da REFER, apenas pode ser usado nas linhas ferroviárias de bitola ibérica e não nas Linhas do Tua, Corgo e Tâmega, por estas serem de bitola métrica.

Note-se que este veículo de inspecção pode circular a uma velocidade máxima de 120 km/h e inclui vários equipamentos úteis para a inspecção e o registo das medições efectuadas em cada campanha de monitorização.
Esses equipamentos são:

- sistema óptico colocado numa plataforma inercial, para medição das irregularidades geométricas da via;
- sistema laser para avaliação da posição da catenária e do perfil transversal da via;
- sistema laser-óptico (KLD) para avaliação do desgaste na cabeça do carril;

- sistema GPS para localização geográfica dos registos;

- câmaras de vídeo na frente e retaguarda do veículo (três + três), para filmar a superfície da via.

Para a caracterização da qualidade da geometria da via, os parâmetros geométricos, medidos numa campanha de inspecção, são os nivelamentos longitudinal e transversal, o alinhamento, a bitola e o empeno. A medição e o registo destes cinco parâmetros são feitos em pontos da via distanciados de $0,25$ m.

A medição dos perfis de irregularidade da via (nivelamentos, alinhamentos, etc) é feita através de um sistema que integra lasers e outros componentes ópticos, colocados numa plataforma inercial ou plano de referência, cuja posição se mantém constante, durante a inspecção. A função desse sistema óptico é avaliar a posição do carril, em relação ao plano de referência, sem utilização de mecanismos que exijam contacto com o carril. A verificação e a garantia da posição imóvel da plataforma inercial são feitas através da análise dos deslocamentos da plataforma, avaliados por dupla integração das acelerações da plataforma, registadas durante o movimento do veículo de inspecção, por acelerómetros nela colocados (Melis-Maynar, 2008).

Para além da inspecção sistemática e contínua do estado geométrico da via, a administração ferroviária portuguesa recolhe também informações sobre o perfil transversal da via e a posição da catenária. Refere-se que a inspecção não só do desgaste ondulatório do carril, assim como da existência de travessas soltas é, actualmente, ainda realizada ocasionalmente.

6.3.2 Indicadores da qualidade geométrica de nivelamento longitudinal

Antes de mais, importa justificar por que, na análise da qualidade geométrica da Linha do Norte, se considera apenas o seu nivelamento longitudinal (NL). As razões são três. A primeira deve-se ao facto de o objecto de estudo desta investigação centrar-se, no comportamento dinâmico da via na direcção vertical, não tendo sido analisado o seu comportamento da via nas direcções lateral e longitudinal, dado que o nivelamento longitudinal da via é o parâmetro geométrico que mais influencia a resposta dinâmica da via na direcção vertical. A segunda razão surge porque o nivelamento longitudinal da via evolui mais rapidamente ao longo do tempo do que os restantes parâmetros geométricos.

O terceiro motivo prende-se com o facto de a análise de registos de parâmetros de qualidade geométrica de vias ferroviárias, ao longo do tempo, ser muito demorada e exigente. A título indicativo, refere-se que, no estudo do nivelamento longitudinal da via, abaixo apresentado, foram analisados aproximadamente 1 344 400 registos de medições de NL, por cada carril de via da Linha, em cada uma das dezanove campanhas de inspecção, dado que as medições de geometria da Linha do Norte, que apresenta 336 km, são feitas em pontos distanciados de 25 cm.

No que diz respeito ao nivelamento longitudinal de um carril, este corresponde ao desvio z_P, na direcção z perpendicular ao plano de rolamento, em consecutivas posições do eixo de cada carril, em relação a uma linha de referência paralela ao plano de rolamento, como se indicou na Figura 2.33. Depois de medido com o sistema óptico, o nivelamento longitudinal é filtrado nas bandas de comprimentos de onda D1 ($3 \leq \lambda \leq 25$ m) e D2 ($25 \leq \lambda \leq 70$ m).

Após estas considerações, refere-se que, no estudo, são avaliados os seguintes indicadores de qualidade geométrica do nivelamento longitudinal:

- valor do desvio padrão do nivelamento longitudinal em trechos de 200 m;
- número de defeitos de desvio padrão de nivelamento longitudinal com comprimentos de onda entre 3 e 25 m (gama D1);
- número de trechos de via (de 200 m) com defeitos pontuais de nivelamento longitudinal e com desvio padrão de NL superior ao máximo admissível indicado na EN13848-5 (2008);
- número de defeitos pontuais de nivelamento longitudinal com comprimentos de onda entre 3 e 25 m (gama D1);
- número de defeitos pontuais de nivelamento longitudinal com comprimentos de onda entre 25 e 70 m (gama D2).

Deve dizer-se que se considera defeito de via qualquer irregularidade, cujo valor de desvio padrão ou de pico ultrapasse os limites indicados na EN13848-5 (2008), para a velocidade prevista no trecho em causa. É ainda de referir que os indicadores calculados são comparados com os limites inferior e superior, apresentados na EN13848-5 (2008), relativos à manutenção preventiva (nível de alerta), à manutenção correctiva (nível de intervenção) e à acção imediata.

Passa-se à interpretação dos indicadores de qualidade geométrica do nivelamento longitudinal, acima referidos. Na Figura 6.4, exibe-se a **variação do desvio padrão do nivelamento longitudinal ao longo da Linha**, nos carris esquerdo (σ_{NLE}) e direito (σ_{NLD}) da via ascendente da LN, procedente da inspecção realizada em Janeiro de 2009. É também indicado, no mesmo gráfico, e para cada trecho ferroviário, a velocidade de circulação máxima V.

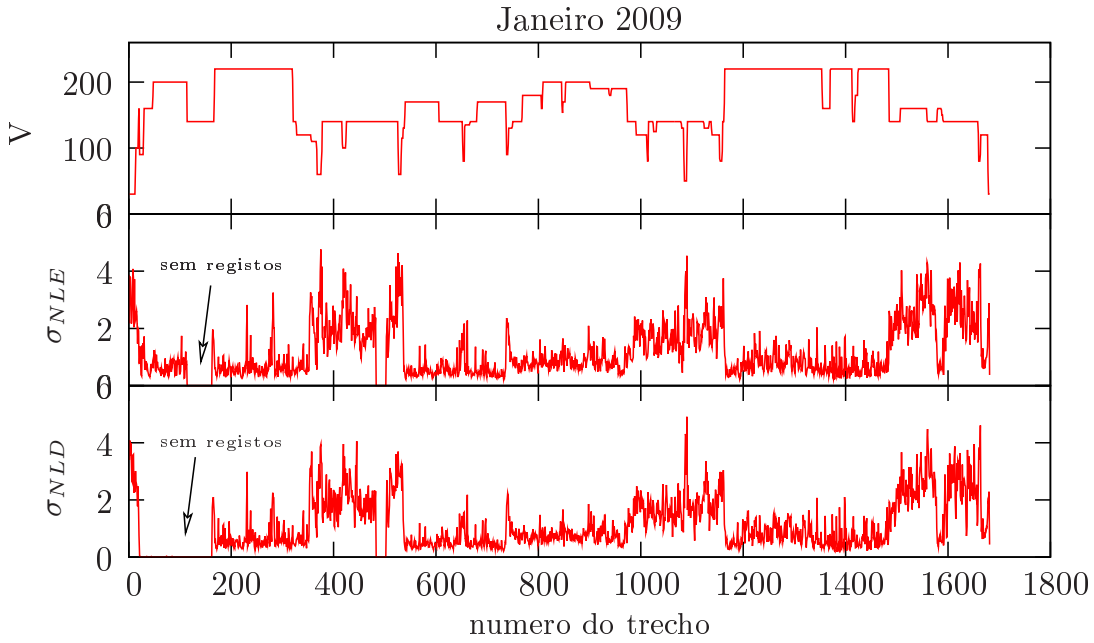
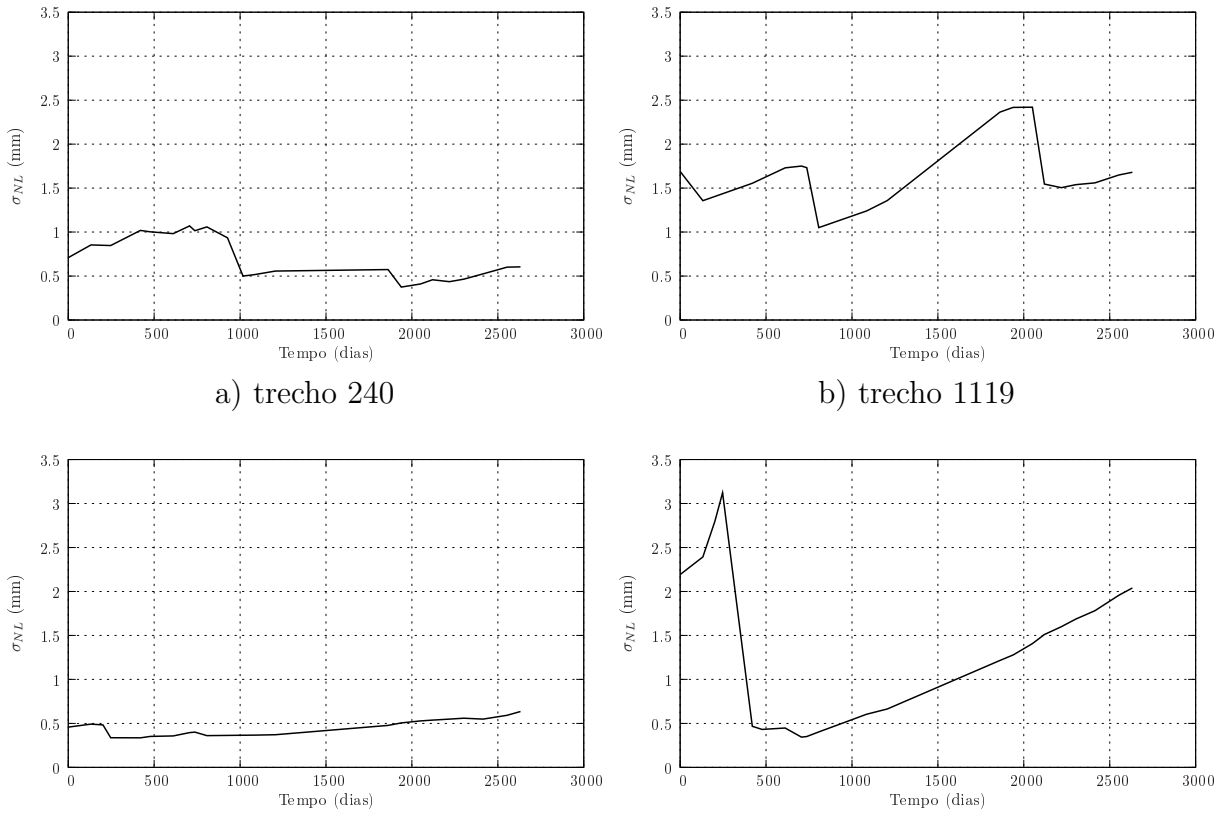


Figura 6.4: Variação espacial do desvio padrão do nivelamento longitudinal, em trechos de 200 m, na via ascendente da Linha do Norte (Janeiro de 2009)

Pela Figura 6.4, vê-se que a variação, ao longo da Linha do Norte, do desvio padrão do nivelamento longitudinal do carril esquerdo é semelhante à do carril direito. Observando ainda esta Figura, identificam-se três zonas da Linha do Norte com um maior valor de desvio padrão do nivelamento longitudinal, zonas que se localizam entre os trechos 340 e 536, 985 e 1165, e ainda entre os 1485 e 1681. Em contraste, as zonas da linha ferroviária com maior qualidade geométrica, em termos de nivelamento longitudinal, ou seja, com menor desvio padrão de NL, localizam-se entre os trechos 164 e 340; 536 e 985; 1165 e 1485.

Quanto à evolução temporal do desvio padrão do nivelamento longitudinal, considera-se que ela apresenta uma tendência aproximadamente linear ao longo do tempo entre a realização de acções de manutenção, como pode constatar-se pela análise da

Figura 6.5. Esta apresenta a evolução do desvio padrão do nivelamento longitudinal do carril esquerdo em quatro trechos ferroviários da Linha do Norte.



a) trecho 240 b) trecho 1119

c) trecho 1327 d) trecho 1344

Figura 6.5: Evolução ao longo do tempo do desvio padrão do nivelamento longitudinal de alguns trechos da Linha do Norte

Analisa-se agora o **número de defeitos de desvio padrão de nivelamento longitudinal**, tendo por base os limites normativos referentes à manutenção preventiva, indicados anteriormente no Quadro 2.8.

No Quadro 6.3 e na Figura 6.6, indica-se o número de defeitos de desvio padrão de NL, identificados nos carris esquerdo (E) e direito (D) da via ascendente da Linha do Norte. Note-se que os valores, a sombreado, no Quadro 6.3, e os representados na Figura, referem-se ao número de defeitos de desvio padrão de NL, por km de via, enquanto os restantes valores apresentados no Quadro, correspondem ao número total de defeitos de desvio padrão de NL identificados na inspecção indicada.

Quadro 6.3: Número de defeitos de desvio padrão do NL nos carris direito (D) e esquerdo (E) da via ascendente, segundo os limites inferior e superior da manutenção preventiva

Campanha: data e extensão inspeccionada	Limite inferior		Limite superior	
	D	E	D	E
Novembro 2001	773	808	245	252
336, 8 km	2,30	2,40	0,73	0,75
Março 2002	653	684	193	209
337, 2 km	1,94	2,03	0,57	0,62
Julho 2002	627	659	167	203
328, 2 km	1,91	2,01	0,51	0,62
Março 2003	698	715	217	249
336, 6 km	2,07	2,12	0,64	0,74
Julho 2003	611	630	164	181
336, 0 km	1,82	1,88	0,49	0,54
Outubro 2003	637	448	176	196
318, 4 km	2,00	1,41	0,55	0,62
Novembro 2003	607	645	167	189
314, 2 km	1,93	2,05	0,53	0,60
Janeiro 2004	535	552	148	169
296, 2 km	1,81	1,86	0,50	0,57
Novembro 2004	418	469	82	101
337, 6 km	1,24	1,39	0,24	0,30
Março de 2005	457	487	74	98
337, 2 km	1,35	1,44	0,22	0,29
Dezembro 2006	568	585	150	149
336, 0 km	1,69	1,74	0,45	0,44
Março 2007	581	593	138	148
331, 4 km	1,75	1,79	0,42	0,45
Junho 2007	495	527	120	137
340, 2 km	1,46	1,55	0,35	0,40
Setembro 2007	496	519	152	152
336, 8 km	1,47	1,54	0,45	0,45
Dezembro 2007	488	509	110	131
337, 4 km	1,45	1,51	0,33	0,39
Março 2008	521	521	135	141
336, 8 km	1,55	1,55	0,40	0,42
Junho 2008	536	548	159	169
337, 4 km	1,59	1,62	0,47	0,50
Novembro 2008	548	571	164	183
320, 4 km	1,71	1,78	0,51	0,57
Janeiro 2009	542	557	171	189
327, 6 km	1,65	1,65	0,51	0,56

NOTA: Os valores, a sombreado, referem-se ao número de defeitos de desvio padrão de NL, por km de via; os restantes, correspondem ao número total de defeitos de desvio padrão de NL, identificados na inspecção.

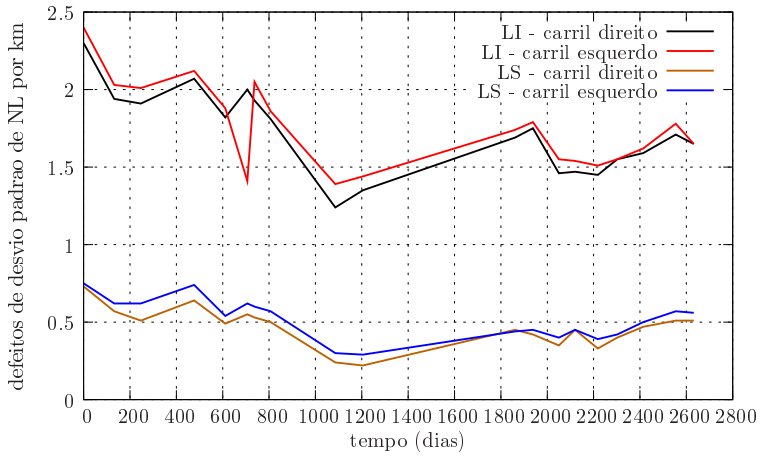


Figura 6.6: Número de defeitos de desvio padrão de NL por km de via

Interpretando os resultados, verifica-se que, ao considerar-se o valor superior do limite de alerta, indicado na EN13848-5 (2008), o número de defeitos de desvio padrão do nivelamento longitudinal se reduz entre 65% e 78% em relação ao número de defeitos de desvio padrão de NL, identificados com o limite inferior do nível de alerta, apresentado por aquele documento. Note-se a importância desta redução do número de defeitos de desvio padrão de nivelamento longitudinal em função do valor máximo admissível para manutenção preventiva. A título informativo, refere-se que, em 2009, a REFER adopta, para a definição do planeamento das acções de manutenção preventiva, os limites superiores do nível de alerta, indicados em EN13848-5 (2008), quer para os defeitos de desvio padrão, quer para os pontuais, também analisados neste trabalho.

Relativamente à evolução do número de defeitos de desvio padrão de nivelamento longitudinal, ao longo do tempo, e observando ainda o Quadro 6.3, constata-se, desde Novembro de 2001 a Janeiro de 2009, uma tendência decrescente do número total de defeitos de desvio padrão de NL, tendência que parece dever-se ao efeito positivo das acções de renovação, realizadas nos últimos anos, em alguns troços da Linha do Norte.
Quanto ao número de defeitos em cada carril, nota-se que a evolução ao longo do tempo do número de defeitos é semelhante em ambos os carris, apesar de, no carril esquerdo, o número de defeitos ser ligeiramente superior ao do carril direito.

No Quadro 6.4, indica-se, para três campanhas de inspecção, o número de defeitos de desvio padrão de NL, identificados não só na via ascendente mas também na descendente.

Quadro 6.4: Número de defeitos de desvio padrão de NL nos carris direito (D) e esquerdo (E) das vias ascendente e descendente, segundo os limites inferior e superior do nível de alerta (manutenção preventiva)

Data da campanha	Via	Extensão inspeccionada (km)	Limite Inferior		Limite Superior	
			D	E	D	E
Novembro 2004	VA	337,6	418	469	82	101
	VD	334,0	403	385	68	83
Dezembro 2006	VA	336,0	568	585	150	149
	VD	336,2	526	491	127	109
Novembro 2008	VA	320,4	548	571	164	183
	VD	336,2	544	523	179	161

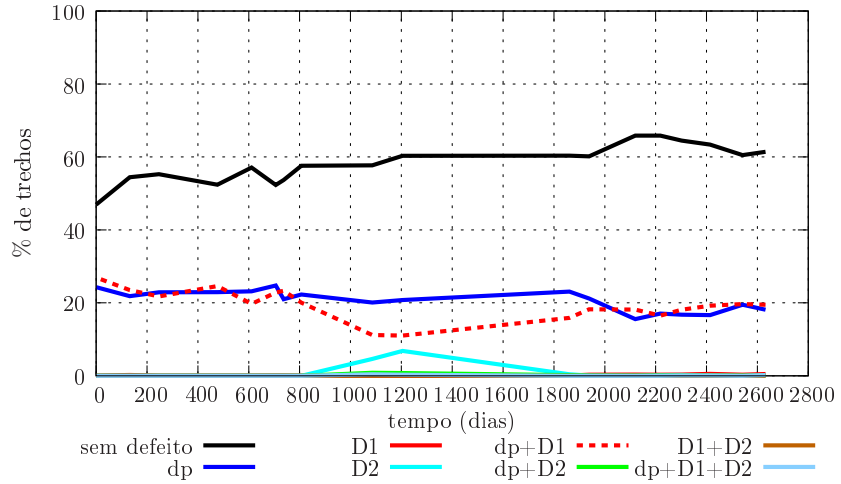
Comparando, no Quadro 6.4, o número de defeitos identificados na via ascendente (VA) com o da via descendente (VD), constata-se que, naquela, a totalidade dos defeitos no carril esquerdo é superior aos identificados no carril direito, verificando-se situação oposta na via descendente. Este facto (maior número de defeitos no carril esquerdo, na via ascendente, e, no carril direito, na via descendente) verifica-se não só nas três campanhas apresentadas, mas em todas as inspecções analisadas desde Novembro de 2001 a Janeiro de 2009. A razão desse fenómeno pode dever-se à existência de um maior número de curvas à esquerda na via ascendente, em correspondência com o número de curvas à direita na via descendente, como foi referido na p. 241. Assim, a maior ocorrência de defeitos de desvio padrão de nivelamento longitudinal no carril interior da via ferroviária em curva evidencia que o traçado em planta da via terá influência na qualidade geométrica da via, pelo menos em termos de nivelamento longitudinal. Num futuro próximo, seria oportuno verificar se a mesma tendência ocorre para os restantes parâmetros geométricos.

Quanto ao **número de trechos da via ascendente da Linha do Norte com defeito**, estes são apresentados, no Quadro 6.5 e na Figura 6.7, fazendo-se distinção quanto aos número de trechos sem defeito, trechos com um único tipo de defeito e com dois ou três tipos de defeito. Note-se que um trecho apresenta defeito quando, no carril esquerdo ou direito, o valor das irregularidades ultrapassa os limites normativos. Os defeitos da via identificados correspondem a: irregularidades de desvio padrão de NL com comprimento de onda entre 3 e 25 m (gama D1); irregularidades pontuais com comprimento de onda entre 3 e 25 m; defeitos pontuais com comprimento de onda entre 25 e 70 m (gama D2), como indica a EN13848-5 (2008) e a ETI (2008).

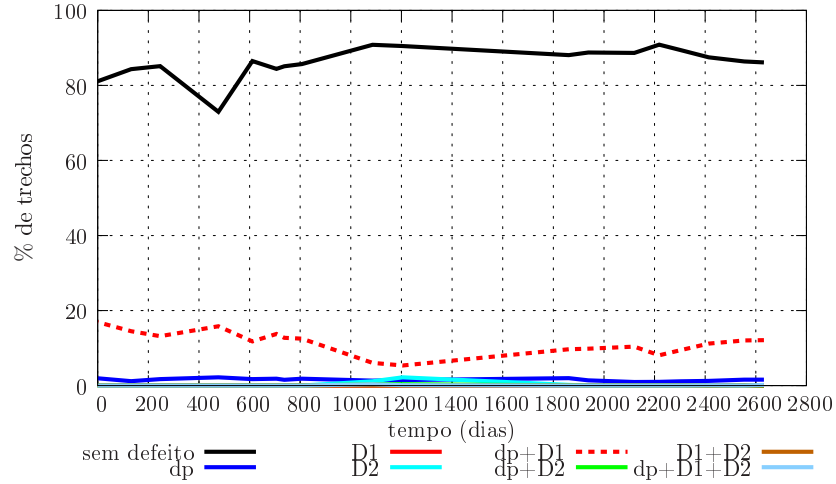
Quadro 6.5: Número de trechos com defeito, segundo os limites inferior e superior do nível de alerta (manutenção preventiva)

Campanha	Limite	Total trechos	sem defeito	só dp	só D1	só D2	dp +D1	dp +D2	D1 +D2	dp+D1 D2
Novembro	LI	1684	790	409	1	0	454	0	0	0
2001	LS	1684	1366	33	0	0	285	0	0	0
Março	LI	1686	918	368	4	0	396	0	0	0
2002	LS	1686	1422	20	0	0	244	0	0	0
Julho	LI	1641	907	376	1	0	357	0	0	0
2002	LS	1641	1397	28	0	0	216	0	0	0
Março	LI	1683	882	386	1	0	414	0	0	0
2003	LS	1683	1228	37	0	0	266	0	0	0
Julho	LI	1680	959	389	1	0	331	0	0	0
2003	LS	1680	1453	29	0	0	198	0	0	0
Outubro	LI	1592	833	394	2	0	363	0	0	0
2003	LS	1592	1344	29	0	0	219	0	0	0
Novembro	LI	1571	843	330	2	0	366	0	0	0
2003	LS	1571	1337	24	0	0	200	0	0	0
Janeiro	LI	1481	853	330	1	0	297	0	0	0
2004	LS	1481	1269	27	0	0	185	0	0	0
Novembro	LI	1688	974	339	1	78	189	14	0	7
2004	LS	1688	1533	22	0	19	102	6	0	6
Março	LI	1686	1017	350	0	115	186	13	0	5
2005	LS	1686	1526	25	0	37	90	6	0	2
Dezembro	LI	1680	1014	388	1	7	267	3	0	0
2006	LS	1680	1480	33	0	3	163	1	0	0
Março	LI	1657	997	351	5	1	302	1	0	0
2007	LS	1657	1471	23	0	0	163	0	0	0
Junho	LI	1286	664	296	2	0	324	0	0	0
2007	LS	1286	1057	24	0	0	205	0	0	0
Setembro	LI	1684	1109	262	6	0	306	1	0	0
2007	LS	1684	1493	16	0	0	175	0	0	0
Dezembro	LI	1687	1111	288	5	3	278	1	0	0
2007	LS	1687	1533	17	0	1	136	0	0	0
Março	LI	1684	1086	282	6	4	305	1	0	1
2008	LS	1684	1506	19	0	0	159	0	0	0
Junho	LI	1687	1069	281	9	2	324	1	0	1
2008	LS	1687	1476	21	0	0	189	0	0	1
Novembro	LI	1602	969	312	5	0	315	1	0	0
2008	LS	1602	1384	25	0	0	193	0	0	0
Janeiro	LI	1638	1006	297	8	3	319	1	0	3
2009	LS	1638	1411	26	0	0	198	0	0	3

dp, desvio padrão; D1, defeito pontual na gama D1; D2, defeito pontual na gama D2; LI, limite inferior; LS, limite superior.



a) limite inferior



b) limite superior

Figura 6.7: Número de trechos da via ascendente da Linha do Norte com defeito

Interpretando os resultados apresentados no Quadro 6.5 e na Figura 6.7, verifica-se que os tipos de defeitos mais frequentes da Linha do Norte são de desvio padrão de nivelamento longitudinal e a associação deste tipo de defeito com um defeito pontual de nivelamento longitudinal de comprimento de onda entre 3 a 25 m. Note-se que os defeitos pontuais de comprimento de onda entre 25 e 70 m (gama D2) são raros assim como a simultaneidade dos três tipos de defeitos.

Depois da caracterização da qualidade geométrica do nivelamento longitudinal da via em termos de desvio padrão, passa a examinar-se os defeitos pontuais de nivelamento longitudinal na Linha do Norte.

No Quadro 6.6, indica-se o **número de defeitos pontuais** identificados em diferentes campanhas de inspecção da Linha do Norte. Neste Quadro, distinguem-se: os defeitos pontuais em função do limite de alerta, referente à manutenção preventiva; do limite de intervenção, associado à manutenção correctiva; e do limite de acção imediata. Informa-se também que o número de defeitos pontuais, indicados no Quadro, foi definido tendo em conta o limite superior de cada um dos três níveis de alarme acima referidos. Note-se ainda que os valores, apresentados no Quadro 6.6, correspondem à soma dos defeitos identificados nos carris esquerdo e direito.

Quadro 6.6: Número de defeitos pontuais, segundo o limite superior dos níveis de alerta (manutenção preventiva), de intervenção (manutenção correctiva) e de acção imediata

Campanha	MP-D1	MP-D2	MC-D1	MC-D2	AI-D1	AI-D2
Novembro 2001	39	0	19	0	2	0
Março 2002	35	0	28	0	0	0
Junho 2002	29	0	13	0	1	0
Julho 2002	18	0	14	0	0	0
Março 2003	40	0	54	0	4	0
Julho 2003	29	0	13	0	1	0
Outubro 2003	29	0	17	0	0	0
Novembro 2003	29	0	19	0	0	0
Janeiro 2004	29	0	11	0	0	0
Abril 2004	9	0	13	0	0	0
Dezembro 2006	18	4	8	0	0	0
Março 2007	21	0	16	0	0	0
Junho 2007	11	1	2	0	0	0
Setembro 2007	17	0	16	0	0	0
Dezembro 2007	21	1	6	0	0	0
Março 2008	16	1	12	0	0	0
Junho 2008	17	0	6	0	0	0
Novembro 2008	16	0	5	0	1	0
Janeiro 2009	27	1	8	0	0	0

MP-D1, manutenção preventiva, gama D1; MP-D2, manutenção preventiva, gama D2;
MC-D1, manutenção correctiva, gama D1; MC-D2, manutenção correctiva, gama D2;
AI-D1, acção imediata, gama D1; AI-D2, acção imediata, gama D2.

Ao observar os resultados indicados no Quadro, constata-se que, desde 2001 até 2009, o número de defeitos pontuais tem diminuído ao longo do tempo e ainda que os defeitos pontuais mais frequentes são os que apresentam comprimentos de onda entre 3 e 25 m, sendo raros os defeitos pontuais com comprimentos de onda maior.

Na Figura 6.8, apresentam-se os defeitos pontuais de gama D1, identificados na campanha de Janeiro de 2009, tendo em conta o limite de intervenção (MC-D1). Por motivos de confidencialidade, não se indica a sua localização quilométrica. Nestas Figuras, indica-se também o valor de pico do defeito e ainda a diferença entre picos consecutivos no mesmo defeito.

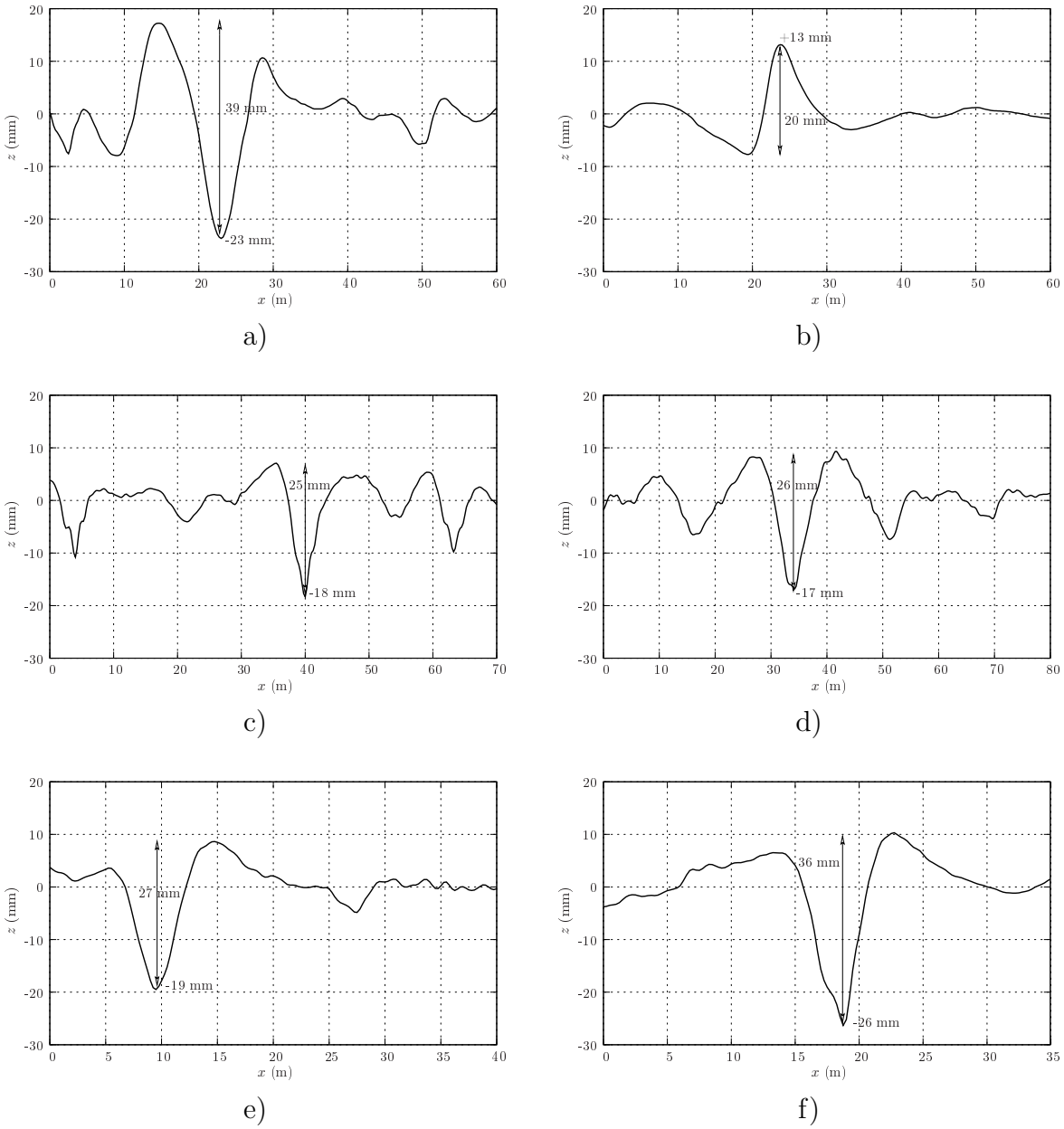
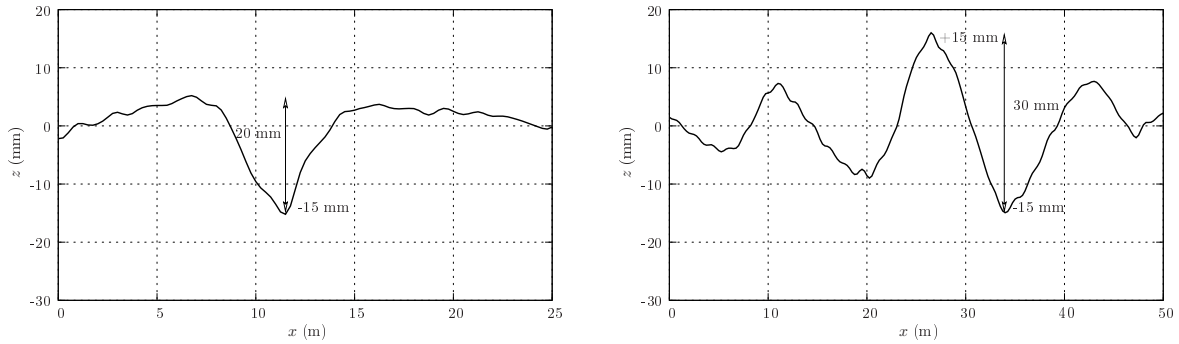


Figura 6.8: Forma geométrica de defeitos pontuais identificados na campanha de inspecção de Janeiro de 2009

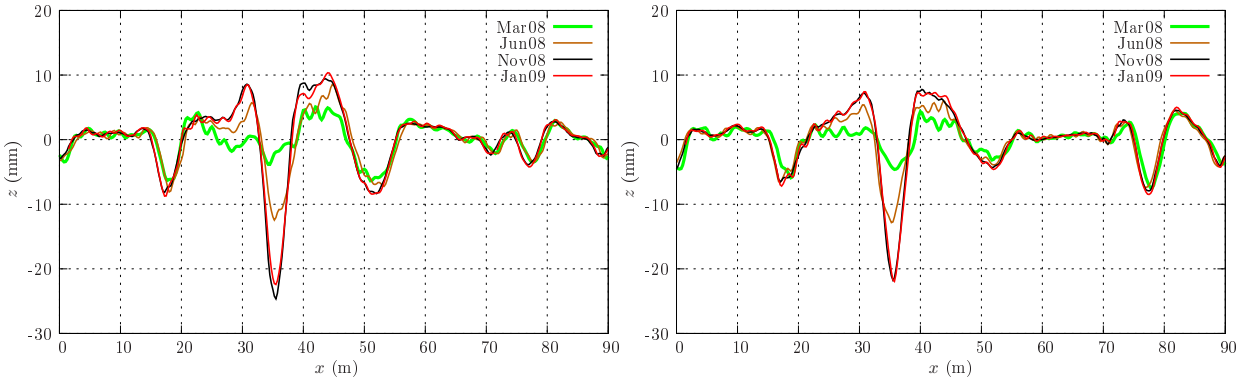


g) h)

Figura 6.8: Forma geométrica de defeitos pontuais identificados na campanha de inspecção de Janeiro de 2009 - cont.

A observação da forma geométrica destes defeitos pontuais e de outros, não apresentados nesta tese por apresentarem forma semelhante à daqueles, permite afirmar que os defeitos pontuais com pico descendente são mais frequentes do que os que apresentam pico ascendente.

Analisa-se agora a evolução da geometria de um defeito pontual de nivelamento longitudinal ao longo do tempo. Na Figura 6.9, mostra-se a evolução temporal, desde Março de 2008 a Janeiro de 2009, da geometria de um defeito pontual de NL pertencente à gama D1, nos carris esquerdo e direito. Importa dizer que o defeito pontual se localiza em alinhamento recto, num troço de via com carril do tipo 54 E1, não se tendo identificado, na sua proximidade, nenhum tipo de evento (AMV, ponte, etc).



a) carril esquerdo b) carril direito

Figura 6.9: Evolução temporal da geometria de um defeito pontual em alinhamento recto da Linha do Norte

Ao observar a Figura 6.9, nota-se que o valor do defeito analisado ultrapassa, em Novembro de 2008, o limite de acção imediata, que vale 17 mm. Esta Figura revela também que a evolução do defeito pontual é semelhante em ambos os carris, constatando-se um pico ligeiramente maior no defeito do carril esquerdo. Verifica-se ainda, pela Figura, que é muito rápida a evolução do defeito pontual, desde Março de 2008 a Janeiro de 2009. Relativamente à forma geométrica deste defeito pontual, observa-se que ela se assemelha a uma sinusóide amortecida.

6.4 Comportamento dinâmico de dois troços de via da Linha do Norte

Nesta secção da tese, fazem-se análises numéricas sobre:

- a influência da evolução, ao longo do tempo, de um perfil com irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal no comportamento dinâmico de um troço de via da Linha do Norte (parte 6.4.1);
- a resposta dinâmica de um outro troço de via da LN, dada pela circulação do Alfa Pendular, a 220 km/h, sobre um defeito pontual com forma geométrica real (parte 6.4.2).

6.4.1 Evolução da irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal ao longo do tempo

Passa a apresentar-se a investigação sobre o comportamento dinâmico de um troço da via ascendente da linha do Norte, em função da evolução do desvio padrão do nivelamento longitudinal ao longo do tempo.

Para esta análise numérica, foi seleccionado um troço de via renovado, situado em alinhamento recto, e no qual se circule à velocidade (máxima) de 220 km/h. Para além destes requisitos, foram também critérios de selecção não só o conhecimento das características mecânicas dos elementos constituintes da via, como também a qualidade e quantidade de informação disponível relativa à evolução da qualidade geométrica do nivelamento longitudinal do troço.

Indicam-se outros aspectos considerados no cálculo numérico:

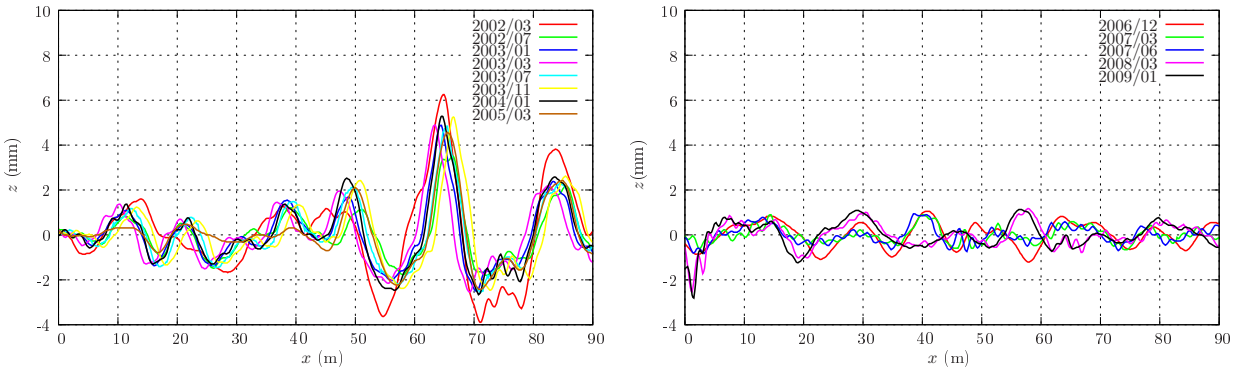
- modelo bidimensional da via;
- extensão total do modelo igual a 90 m;
- modelo de um quarto de bogie para modelar um meio eixo de veículo;
- interacção de contacto entre a roda do veículo e o carril do tipo elástico linear;
- características mecânicas dos elementos da via, correspondentes às dos elementos reais existentes no troço da Linha do Norte, em estudo, excepto os valores do amortecimento que, por não serem conhecidos, foram definidos com base em trabalhos de investigação sobre vias ferroviárias semelhantes (cf. Quadro 6.7);
- irregularidade distribuída da via correspondente aos perfis reais medidos nas inspecções periódicas de Março de 2002, Novembro de 2003, Março de 2005, Março de 2007, Junho de 2007 e e Janeiro de 2009 (cf. Figuras 6.10 e 6.11) .

Quadro 6.7: Características mecânicas dos elementos constituintes do troço de via da Linha do Norte

Componente	Tipo de elemento	Parâmetro
Carril UIC 60	viga Euler Bernoulli	$E = 210$ GPa; $I = 3055$ cm^4 ; $\nu = 0,3$; $A_t = 76,84$ cm^2 ; $\rho = 60,34$ kg/m
Palmilha	mola e amortecedor em paralelo	$k_p = 1000$ kN/mm; $c_p = 12$ kNs/m
Travessa	massa pontual	$m = 147,5$ kg; $e = 0,60$ m
Balastro	estado plano de tensão	$E = 130$ GPa; $\nu = 0,3$; $b = 0,30$ m
Sub-balastro	estado plano de tensão	$E = 120$ GPa; $\nu = 0,3$; $sb = 0,22$ m
Plataforma da fundação	apoio de Winkler	$E = 80$ kN/mm^2 (classe P3) $c_f = 30$ kNs/m

Na Figura 6.10, apresenta-se a evolução do perfil do nivelamento longitudinal do troço em estudo, desde Março de 2002 a Janeiro de 2009 (2632 dias). Optou-se por apresentar os vários perfis em duas figuras, e não numa única, por duas razões. A primeira, para facilitar a visualização dos perfis; a segunda, para evidenciar as diferenças entre os perfis, medidos entre Março de 2002 e Março de 2005, antes da primeira acção de manutenção, e os medidos após esse momento, isto é, entre Dezembro de 2006 e Janeiro de 2009.

Sobre a evolução do perfil do nivelamento longitudinal do troço de via da Linha do Norte, note-se, na Figura 6.10, a existência de um pico ascendente, de valor máximo igual a 6 mm, entre as campanhas de inspecção de Março de 2002 a Março de 2005. Não se considera que esse pico seja um defeito pontual de NL, dado que o seu valor é inferior a 7 mm - o limite superior de alerta, definido pela EN13848-5 (2008), para o planeamento de MP em vias cuja velocidade de circulação é de 220 km/h.



a) Março de 2002 a Março de 2005 b) Dezembro de 2006 a Janeiro de 2009

Figura 6.10: Perfis de irregularidade de nivelamento longitudinal de um troço de via da Linha do Norte desde Março de 2002 a Janeiro de 2009

A evolução do desvio padrão do nivelamento longitudinal do troço de via está apresentada na Figura 6.11.

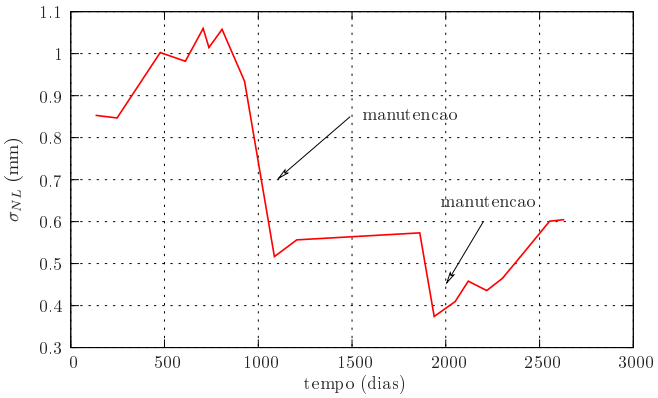


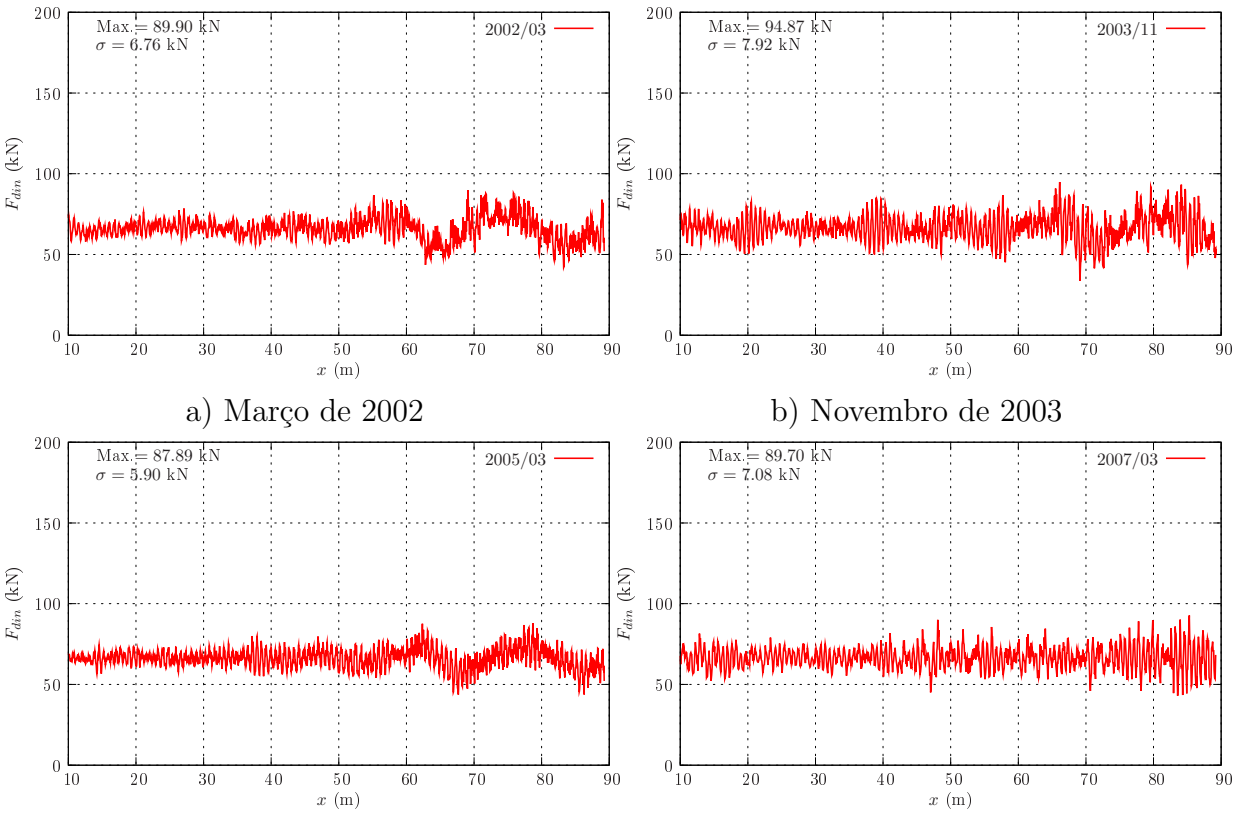
Figura 6.11: Evolução do desvio padrão do NL de um troço de via da Linha do Norte entre Março de 2002 e Janeiro de 2009

Analisando-se a Figura 6.11, verifica-se que o desvio padrão do nivelamento longitudinal não atinge, em nenhum momento, o limite normativo de 1,9 mm atinente à velocidade de 220 km/h.

Quanto ao tráfego, neste troço de via, circulam comboios de passageiros e de mercadorias, sendo o Alfa Pendular o veículo que circula à velocidade mais elevada. Porque se pretende conhecer o comportamento dinâmico do trecho ferroviário, a velocidades de circulação elevadas, considera-se, no cálculo numérico, o veículo Alfa Pendular, a circular a 220 km/h (velocidade máxima projectada para este troço), cujas características mecânicas foram já indicadas no Quadro 3.3 (p. 74).

Passa-se à apresentação e à apreciação dos resultados numéricos obtidos no cálculo dinâmico com os perfis de irregularidade longitudinal, medidos nas campanhas de Março de 2002, Novembro de 2003, Março de 2005, Dezembro de 2006, Março de 2007 e Janeiro de 2009, que correspondem ao início e fim do período de tempo em análise e às campanhas de inspecção efectuadas antes e depois da realização de acções de manutenção.

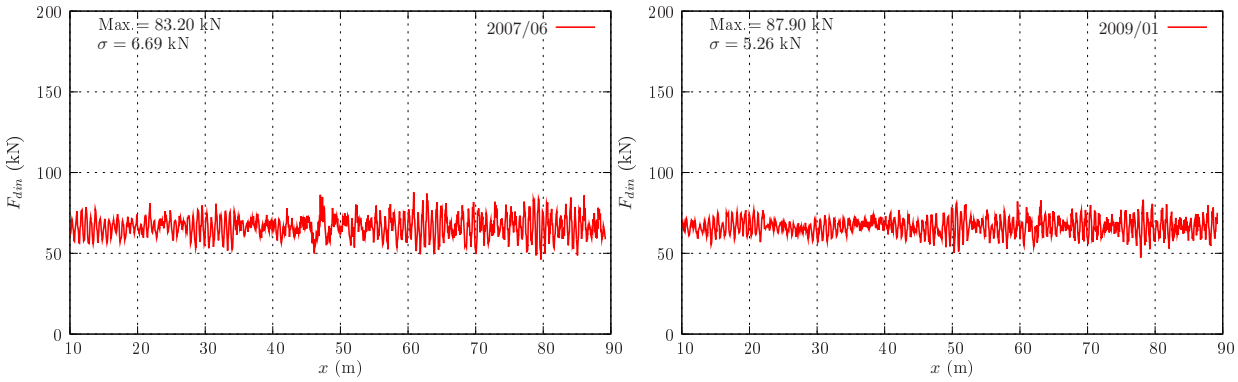
Na Figura 6.4.1, mostra-se, para cada uma das seis campanhas em estudo, a variação da força dinâmica ao longo da via (no carril esquerdo)



a) Março de 2002 b) Novembro de 2003

c) Março de 2005 d) Março de 2007

Figura 6.12: Variação da força dinâmica ao longo do troço de via da Linha do Norte (Alfa Pendular, V = 220 km/h)



e) Junho 2007 f) Janeiro de 2009

Figura 6.12: Variação da força dinâmica ao longo do troço de via da Linha do Norte (Alfa Pendular, V = 220 km/h) - cont.

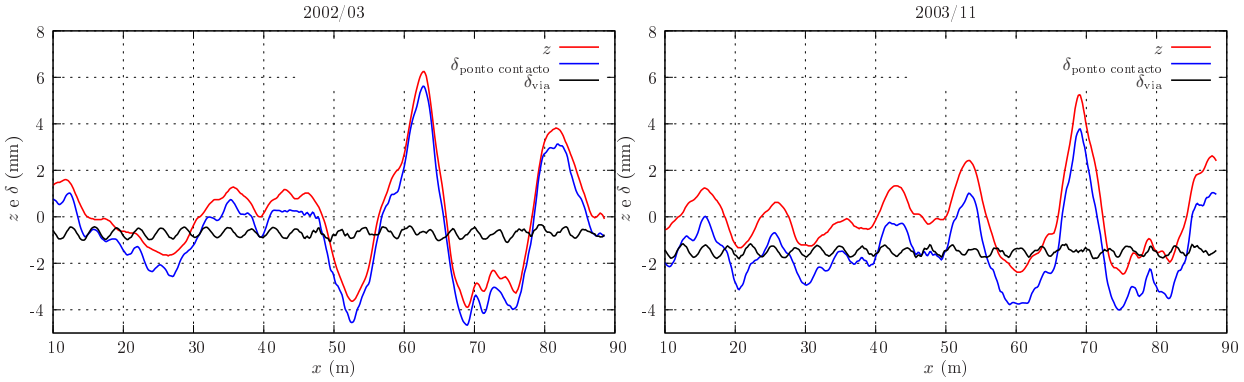
No Quadro 6.8, indicam-se os valores máximos, obtidos nos cálculos, da força dinâmica, do deslocamento vertical da via e da força no sistema de fixação.

Quadro 6.8: Resposta dinâmica do troço de via da LN (valores máximos)

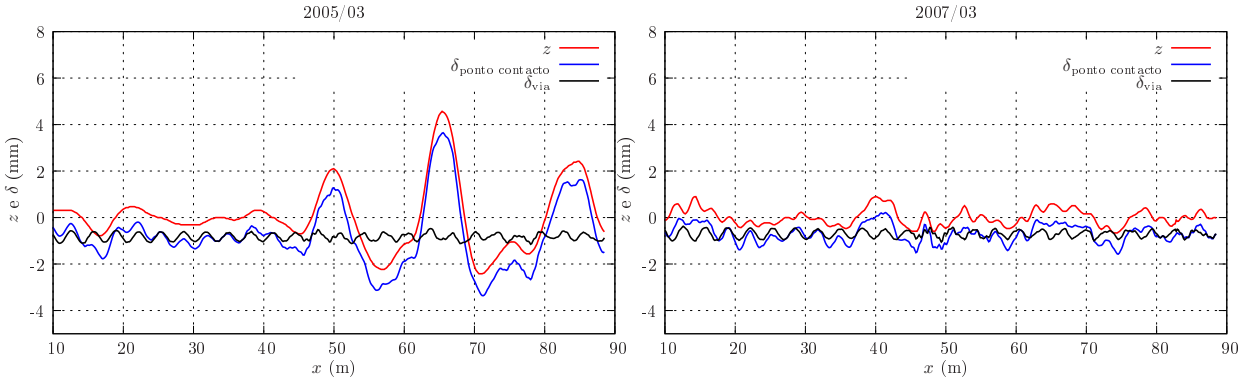
Campanha de inspecção	F (kN)	δ_{via} (mm)	F_{fix} (kN)
Março de 2002	89,9	1,101	42,4
Novembro de 2003	94,9	1,803	41,1
Março de 2005	87,8	1,048	43,4
Março de 2007	87,9	1,055	44,2
Junho de 2007	83,2	0,977	44,3
Janeiro de 2009	87,9	1,081	44,7

Observando os resultados apresentados no Quadro 6.8 e na Figura 6.4.1, verifica-se que a força dinâmica máxima sobre a via aumenta, ao longo do tempo, entre a realização de acções de manutenção, e reduz após essas acções. Constata-se também que o valor máximo da força dinâmica não varia significativamente (83,2 a 94,9 kN), ao longo do período em análise. As razões desse facto parecem ser duas: o desvio padrão do nivelamento longitudinal é sempre inferior ao valor limite normativo (1,9 mm); a variação máxima do desvio padrão de NL, durante o período de análise, é reduzida (aproximadamente 0,5 mm), como pode observar-se na Figura 6.11.

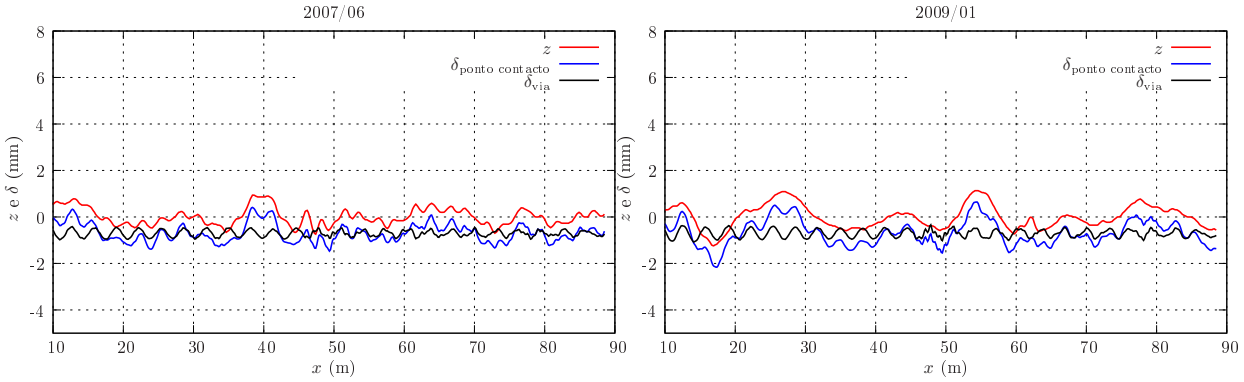
No que diz respeito à evolução dos deslocamentos verticais da via ao longo do tempo, veja-se a Figura 6.13 que apresenta, para as seis campanhas de inspecção, anteriormente referidas, a variação do deslocamento vertical ao longo da via e, ainda, os valores máximos dessa grandeza, já expostos no Quadro 6.8.



a) Março de 2002 b) Novembro de 2003



c) Março de 2005 d) Março de 2007



e) Junho 2007 f) Janeiro de 2009

Figura 6.13: Variação do deslocamento vertical da via e do ponto de contacto da roda, ao longo do troço de via da Linha do Norte (Alfa Pendular, V = 220 km/h)

Analisando os resultados, verifica-se que, tal como constatado, para a força dinâmica máxima, o deslocamento máximo da via aumenta, ao longo do tempo, entre a realização de acções de manutenção e diminui com o aumento da sua qualidade geométrica, após manutenção. Durante o período de análise, correspondente às seis campanhas, o valor máximo do deslocamento vertical da via varia entre 0,976 e 1,803 mm.

Na Figura 6.13, para além de indicar-se a variação do deslocamento vertical da via apresenta-se também a variação, ao longo da via, do deslocamento do ponto de contacto entre a via e a roda do comboio e o respectivo perfil de nivelamento longitudinal. Observando a Figura, confirma-se, como seria previsível, que o deslocamento do ponto de contacto $\delta_{\text{ponto de contacto}}$ corresponde à soma do perfil de nivelamento longitudinal z com o deslocamento da via δ_{via}, tal como se indica na expressão (6.1):

$$\delta_{\text{ponto de contacto}} = \delta_{\text{via}} + z \tag{6.1}$$

Detalham-se agora alguns resultados obtidos com o perfil de irregularidade, medido na campanha de inspecção de Janeiro de 2009.

Na Figura 6.14, apresenta-se a variação, ao longo do tempo, do deslocamento vertical, no ponto da via correspondente à travessa 82 do modelo ($x = 49,5$ m) - local onde o deslocamento vertical da via é máximo.

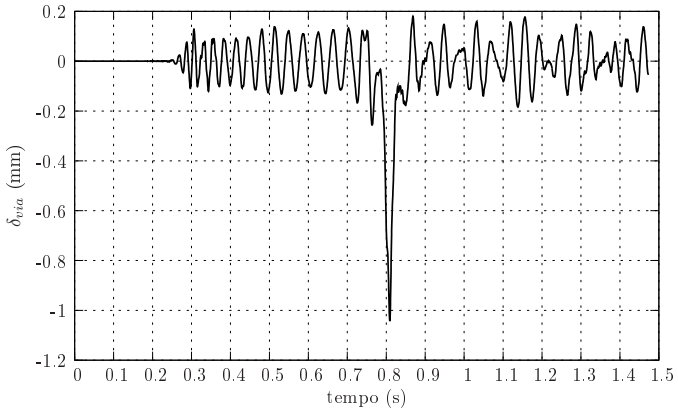


Figura 6.14: Variação temporal do deslocamento vertical no ponto da via, correspondente à travessa 82 do modelo, onde ocorre o deslocamento vertical máximo (Janeiro de 2009)

Na Figura 6.15, indica-se o deslocamento da via, num dos seus segmentos, no instante de tempo $t = 0,80926$ s, no qual ocorre o deslocamento máximo da via ($x = 49,5$ m).

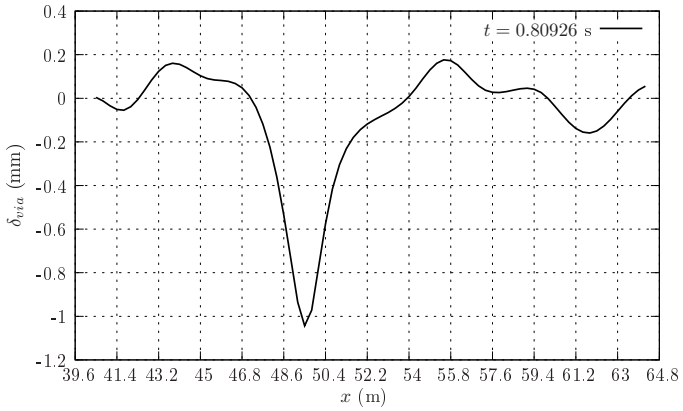
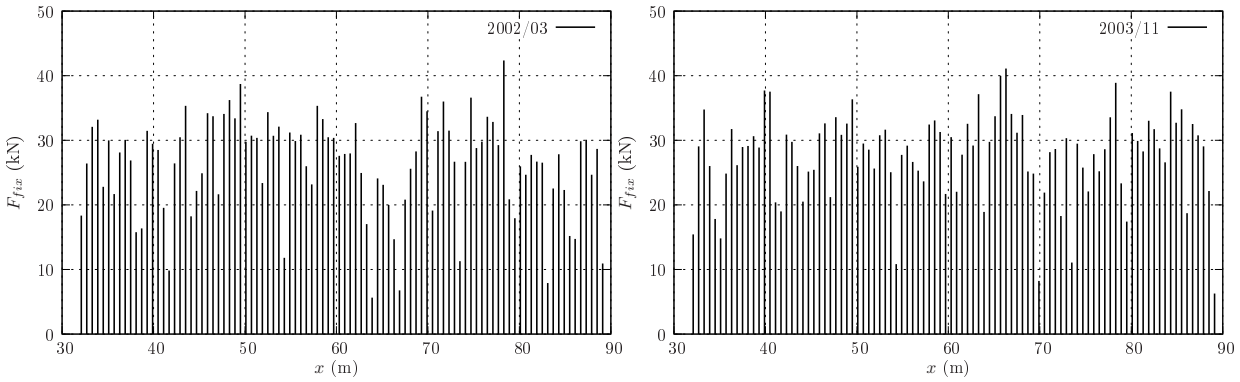


Figura 6.15: Deslocamento vertical da via no instante em que ocorre o seu valor máximo (Janeiro de 2009)

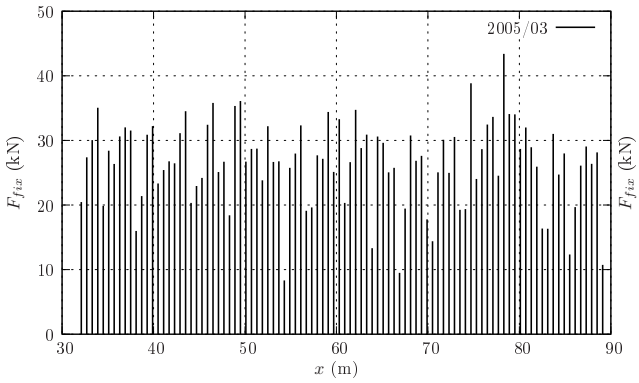
No que concerne à força nos sistemas de fixação carril-travessa da Linha do Norte, ela é apresentada, na Figura 6.16, tendo em conta os perfis de nivelamento longitudinais medidos nas seis campanhas de inspecção referidas.

Apreciando a Figura 6.16, concomitantemente com os resultados indicados no Quadro 6.8, verifica-se que o valor máximo da força nos sistemas de fixação, não varia, de modo significativo, ao longo do tempo (41,1 a 44,7 kN); vale, aproximadamente, 67% da carga por roda da carruagem do Alfa Pendular. Note-se que este valor é ligeiramente superior, ao obtido na via balastrada, descrita no Capítulo 4 (cf. Quadro 4.9, p. 112), apesar de o seu desvio padrão ser inferior ao do da via apresentada do capítulo 4 (1,25 mm). A razão prende-se com o facto de a rigidez vertical do sistema de fixação carril-travessa, no troço da Linha do Norte, ser superior (1000 kN/mm) à adoptada, nos cálculos expostos no capítulo 4 (100 kN/mm - rigidez habitual em sistemas de fixação de vias balastradas para alta velocidade).

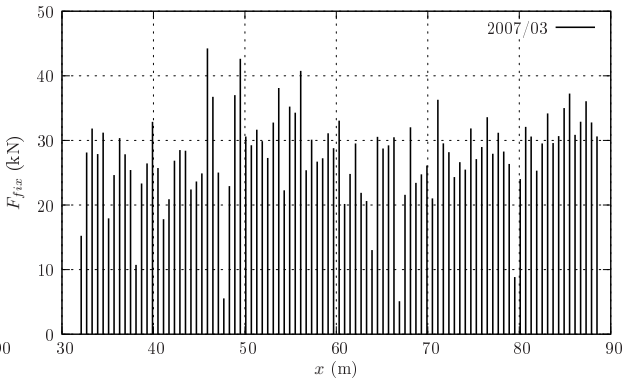


a) Março de 2002

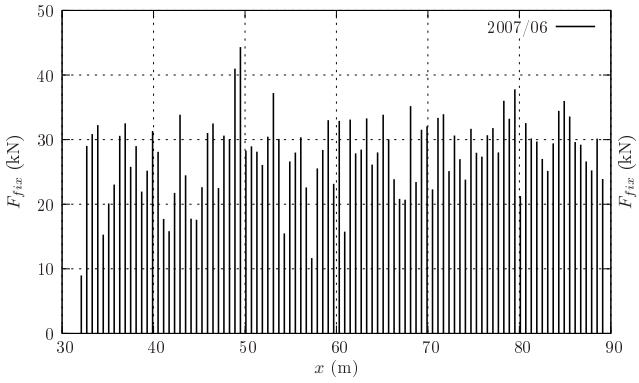
b) Novembro de 2003



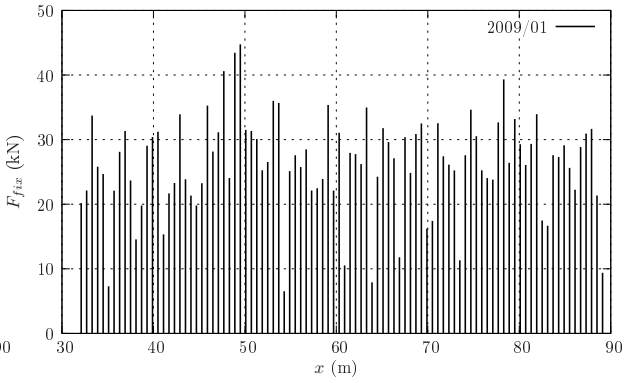
c) Março de 2005



d) Março de 2007



e) Junho 2007



f) Janeiro de 2009

Figura 6.16: Força nos sistemas de fixação ao longo do troço de via da Linha do Norte (Alfa Pendular, V = 220 km/h)

Deve referir-se que, nesta tese, não se considera, em cálculo dinâmico, outros troços da Linha do Norte, por falta de informações detalhadas das características mecânicas dos elementos constituintes da via. Por este facto, as conclusões apresentadas sobre a influência da evolução temporal do desvio padrão de NL, no comportamento dinâmico da via, não podem, para já, ser generalizadas.

6.4.2 Defeito pontual de nivelamento longitudinal

Apresenta-se, agora, a resposta dinâmica da via à circulação do Alfa Pendular, a 220 km/h, sobre um defeito pontual, com forma geométrica real do tipo sinusoidal amortecida, com valor máximo de pico igual a 13,72 mm. Este defeito, cuja geometria se indica na Figura 6.17, foi identificado num troço da Linha do Norte, na campanha de Novembro de 2008.

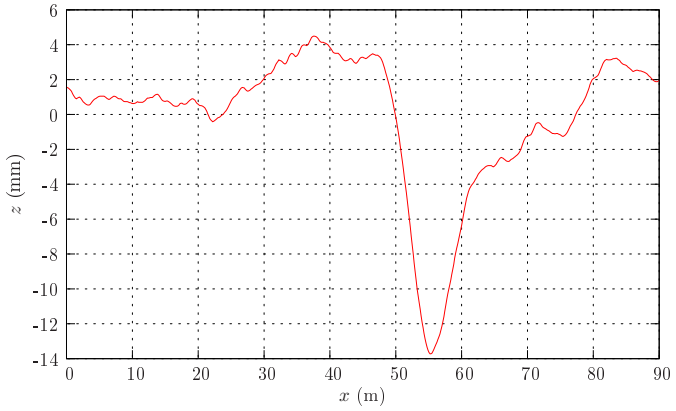


Figura 6.17: Geometria de um defeito pontual na via ascendente da Linha do Norte (Novembro de 2008)

As hipóteses consideradas no cálculo numérico da via, cujos resultados se apresentam, são:

- modelo bidimensional da via com extensão de 90 m;
- modelo de eixo de veículo correspondente a um quarto de bogie;
- interacção de contacto entre a roda do veículo e o carril do tipo elástico não linear (modelo de Hertz);
- características mecânicas dos elementos da via, correspondentes aos elementos reais existentes no trecho em causa da Linha do Norte (cf. Quadro 6.7).

Na Figura 6.18, apresenta-se a variação da carga dinâmica ao longo da via, causada pela circulação a 220 km/h de um eixo da locomotiva do Alfa Pendular sobre o defeito pontual referido.

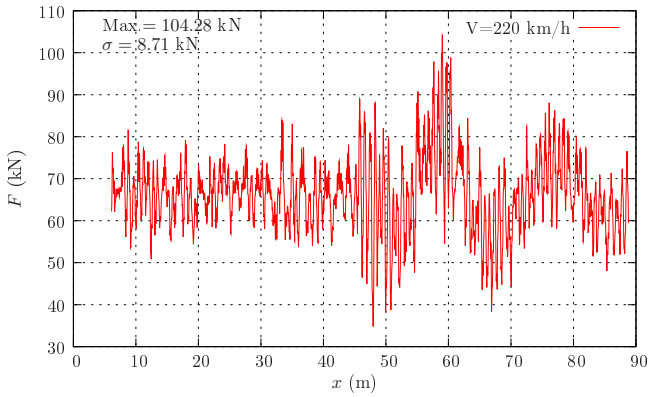


Figura 6.18: Força dinâmica sobre via devido à circulação do Alfa Pendular sobre um defeito pontual da Linha do Norte

A Figura 6.18 mostra que a carga máxima sobre a via (104,2 kN) é 56,2% superior à carga estática por roda do comboio (66,7 kN). No que diz respeito à carga dinâmica mínima, esta vale 34,8 kN. Pela observação da mesma Figura, constata-se ainda que a roda do veículo não perde contacto com o carril na passagem, à velocidade de 220 km/h, pelo defeito pontual, dado que o valor mínimo da força dinâmica sobre a via é sempre superior a zero. No entanto, poderá ocorrer perda de contacto entre roda e carril, na proximidade do defeito, caso a velocidade de circulação, ou o valor máximo de pico aumentem.

A Figura 6.19 mostra a variação do deslocamento vertical do ponto de contacto entre a roda e o carril, ao longo da via, em conjunto com o perfil de nivelamento longitudinal. Pela análise, comprova-se a inexistência de perda de contacto entre a roda do comboio e o carril, dado que o deslocamento vertical do ponto de contacto, ao longo da via, apresenta um valor sempre inferior à ordenada da irregularidade.

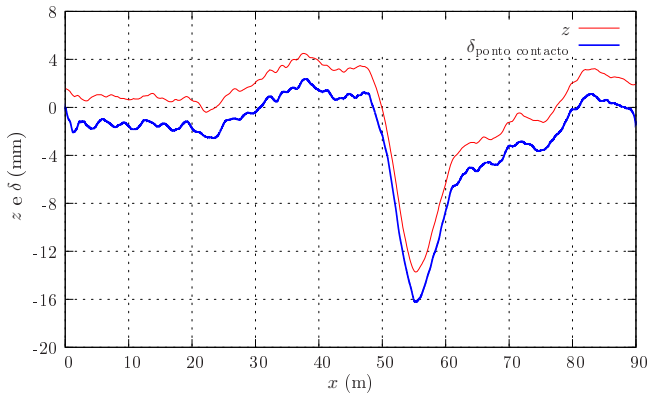


Figura 6.19: Deslocamento vertical do ponto de contacto ao longo do troço de via (V = 220 km/h)

Relativamente à resposta dinâmica da via ferroviária, apresenta-se nas Figuras 6.20 e 6.21, respectivamente, a variação, ao longo do tempo, do deslocamento vertical no ponto da via correspondente ao pico do defeito pontual e a força nos sistemas de fixação da via.

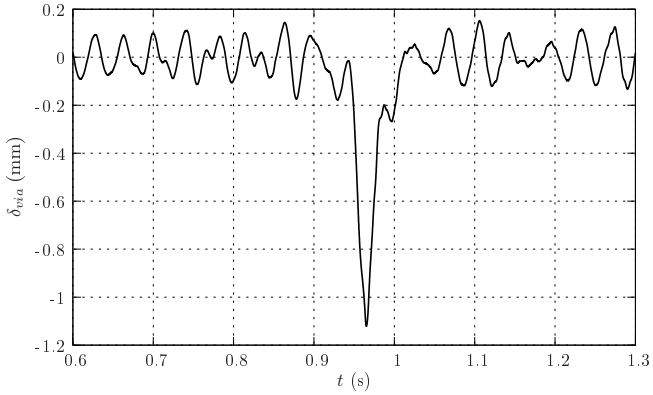


Figura 6.20: Variação, ao longo do tempo, do deslocamento vertical no ponto da via correspondente ao pico do defeito pontual (V = 220 km/h)

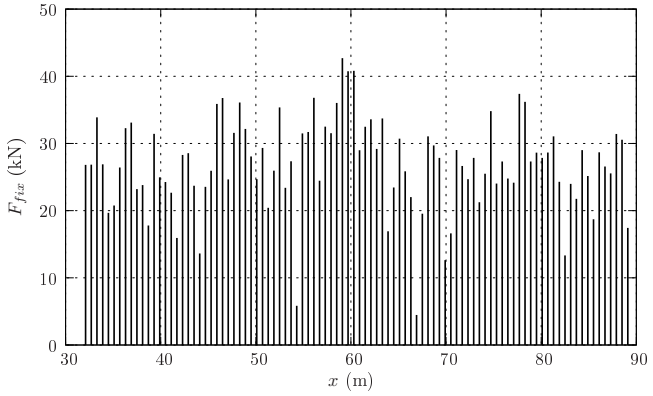


Figura 6.21: Força nos sistemas de fixação da via devido à circulação do Alfa Pendular sobre um defeito pontual da Linha do Norte

No Quadro 6.9, indicam-se os valores máximos do deslocamento da via e da travessa e a força no sistema de fixação carril-travessa obtidos no cálculo.

Quadro 6.9: Resposta dinâmica da via devido à circulação do Alfa Pendular a 220 km/h sobre um defeito pontual real

	Mín.	Máx.
δ_{via} (mm)	0,511	1,121
$\delta_{travessa}$ (mm)	0,494	1,078
F_{fix} (kN)	4,5	42,7

Os resultados obtidos mostram que:

- o deslocamento máximo da via (1,121 mm) apresenta um valor habitual em vias balastradas semelhantes à considerada neste cálculo: entre 1 e 2 mm;
- o deslocamento das camadas granulares da via e da fundação (1,078 mm), portanto, ao nível da travessa, correspondem a aproximadamente 96% do deslocamento total da via;
- a variação da força nos sistemas de fixação carril-travessa da via com defeito pontual é significativa, atingindo o seu valor máximo imediatamente após o pico (descendente) do defeito (59,1 m).

6.5 Aplicação do modelo de planeamento da manutenção preventiva a troços da Linha do Norte

Nesta secção do capítulo, faz-se a aplicação do Modelo 2 para o planeamento das acções de manutenção preventiva de dois troços da Linha do Norte. Lembra-se que a descrição detalhada deste modelo foi apresentada nas pp. 226 - 234 desta dissertação.

Quanto aos troços ferroviários da Linha do Norte adoptados para este estudo, foram considerados dois com níveis de qualidade geométrica distintos. O primeiro troço, que passa a denominar-se A, apresenta uma extensão de 33,4 km e é definido por 167 trechos de 200 m. O segundo, denominado B, tem 51,2 km de extensão, é definido por 256 trechos de 200 m, e apresenta uma maior qualidade geométrica.

Indicam-se agora os dados a considerar na aplicação do modelo:

- número total de trechos do troço de via;

- desvio padrão inicial do nivelamento longitudinal de cada trecho ferroviário;

- taxa de degradação do desvio padrão de NL de cada trecho de 200 m;

- recuperação do desvio padrão de NL, em cada trecho do troço, após a realização do ataque sobre o balastro;

- informação sobre a geometria do traçado em planta em cada trecho dos troços ferroviários (alinhamento recto ou trecho em curva).

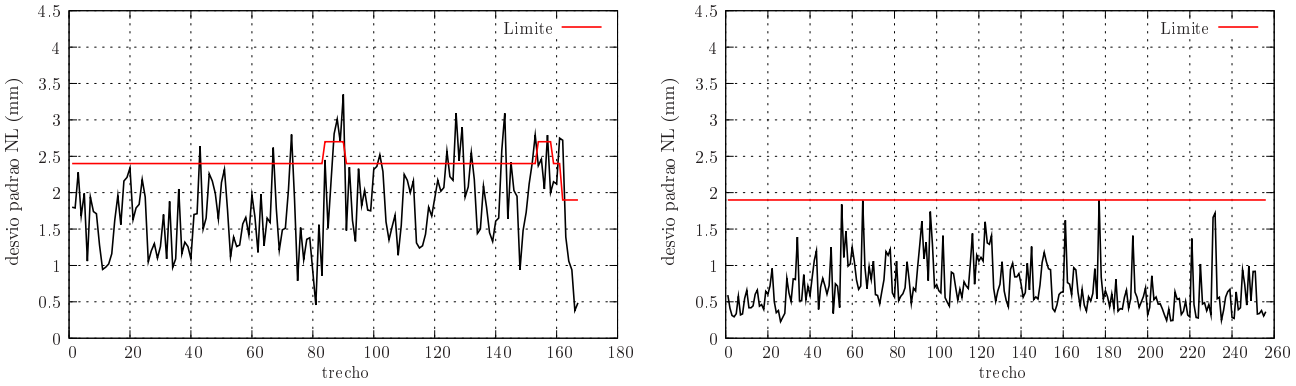
A seguir, apresentam-se, detalhadamente para cada um dos troços ferroviários, os dados acima indicados.

6.5.1 Desvio padrão inicial do nivelamento longitudinal

Na Figura 6.22, mostra-se o desvio padrão inicial do nivelamento longitudinal (NL) dos trechos de 200 m dos dois troços de via em estudo. Salienta-se que este parâmetro geométrico foi calculado, para cada trecho, a partir dos valores de NL, em pontos distanciados de 0,25 m, medidos na Linha do Norte, na campanha de inspecção de Janeiro de 2009.

Refere-se que o valor limite do desvio padrão de NL, que depende da velocidade de circulação do comboio, como apresenta EN13848-5 (2008), está também indicado na Figura 6.22. No troço A, esse limite varia entre 1,9 e 2,7 mm, resultando da velocidade máxima definida para o trecho da via. Entre os troços 1 e 83, 91 e 153 e ainda 159 e 161, a velocidade de circulação varia entre 120 e 160 km/h, daí o limite de desvio padrão valer 2,4 mm. Entre os trechos 154 e 157, essa velocidade varia entre 80 e 120 km/h, por isso o limite pode apresentar um valor superior (2,7 mm). Por fim, entre os trechos 162 e 167, o limite de desvio padrão vale 1,9 mm, porque a velocidade de circulação prevista varia entre 160 e 220 km/h. No troço B, o limite é de 1,9 mm, para todos os trechos, dado que aí a velocidade de circulação varia entre 160 e 220 km/h.

Analisando a Figura 6.22, comprova-se a menor qualidade geométrica de nivelamento longitudinal do troço A, em relação à do troço B. Note-se que a maior qualidade do troço B deve-se ao facto deste ter sido um dos renovados da Linha do Norte, nos últimos anos.



a) Troço A b) Troço B

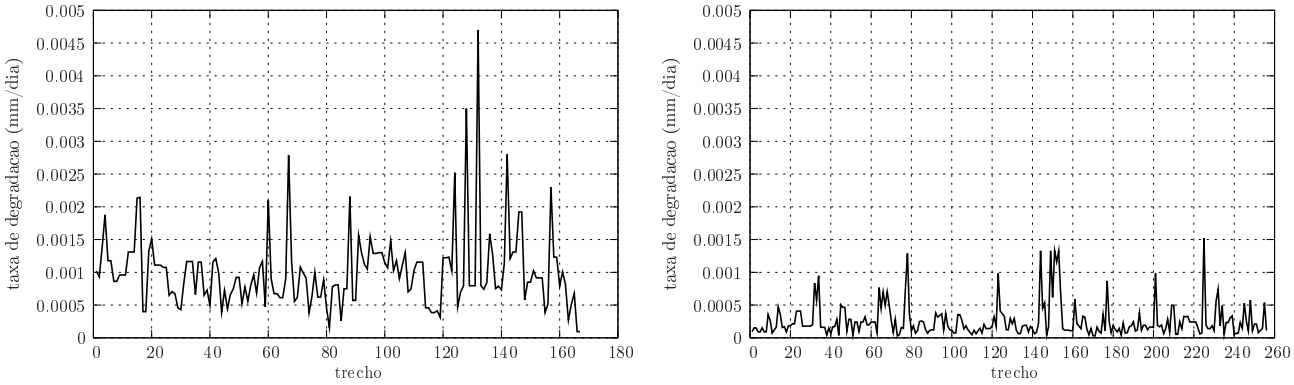
Figura 6.22: Desvio padrão inicial do nivelamento longitudinal dos trechos dos dois troços da Linha do Norte (Janeiro de 2009)

6.5.2 Taxa de degradação do desvio padrão de nivelamento longitudinal

Como já foi referido, a taxa de degradação do desvio padrão do nivelamento longitudinal pode ser definida em função do tráfego acumulado (mm/ton acumuladas) ou do tempo (mm/dia). Dada a informação relativa ao volume e à distribuição de tráfego ferroviário na Linha do Norte não estar acessível, a taxa de degradação do nivelamento longitudinal é definida em função do tempo, concretamente, em mm/dia. Caso se venham a conhecer as características de tráfego, a taxa de degradação da via, em mm/ton acumuladas, pode ser avaliada através da expressão (5.23) já indicada.

Antes de apresentar-se a taxa de degradação do desvio padrão do nivelamento longitudinal de cada um dos trechos dos troços ferroviários em análise, deve referir-se que, para o seu cálculo se considerou o aumento linear do desvio padrão de NL entre as acções de manutenção, apesar de alguns autores referirem que a evolução mais realista do desvio padrão de nivelamento longitudinal, ao longo do tempo, pode ser a exponencial. Optou-se, neste trabalho, pela evolução linear daquela grandeza, por duas razões. A primeira, porque a consideração de variação exponencial, para o desvio padrão do nivelamento longitudinal ao longo do tempo, exige a análise de um maior número de registos, que não foi possível obter até ao momento. A segunda razão, porque o aumento do desvio padrão, entre acções de manutenção ou recuperação, parece ser aproximadamente linear, como já se apresentou na Figura 6.5.

A Figura 6.23 mostra a taxa de degradação do desvio padrão de nivelamento longitudinal dos trechos dos troços A e B da Linha do Norte, taxa calculada a partir de registos do nivelamento longitudinal, medidos pela REFER desde 2001 até 2009. Note-se, nesta Figura, a reduzida taxa de degradação do desvio padrão do NL, no troço B, por se tratar de zona renovada da Linha do Norte, como já foi referido. Porque se considera que, em cada trecho, a taxa de degradação do desvio padrão de NL se mantém constante ao longo do tempo, na previsão do planeamento das acções de MP adoptam-se os valores das taxas de degradação calculadas a partir dos registos medidos desde 2001 a 2009.



a) Troço A b) Troço B

Figura 6.23: Taxa de degradação do nivelamento longitudinal nos troços A e B da Linha do Norte

6.5.3 Recuperação do nivelamento longitudinal

Quanto à recuperação do desvio padrão do nivelamento longitudinal, após a realização de operações de manutenção sobre a via, relembra-se que o ORE (1988) refere que esta recuperação depende da qualidade geométrica do nivelamento longitudinal da via no momento da realização da acção de manutenção. Este aspecto também é constatado, pela análise da Figura 6.24, que mostra a variação da recuperação do desvio padrão do nivelamento longitudinal, em função do desvio padrão de NL, no momento da acção de manutenção, tendo em conta os valores avaliados nos troços A e B da Linha do Norte. De modo a obter-se a melhor correlação entre essas duas grandezas, na sua definição tem-se em conta o maior número possível de registos, o que corresponde a considerar, em conjunto, os valores calculados nos dois troços em estudo.

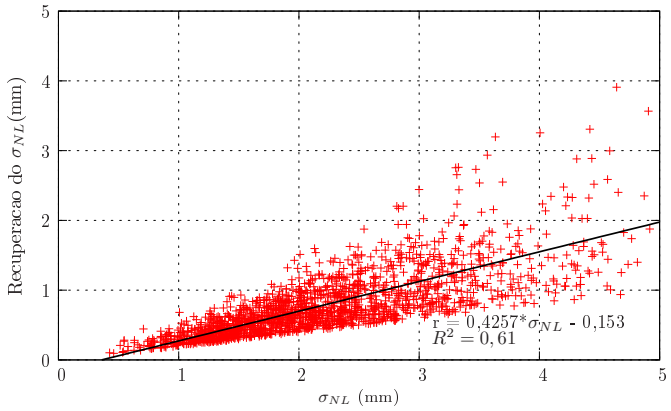


Figura 6.24: Recuperação do desvio padrão do nivelamento longitudinal em função do desvio padrão do nivelamento longitudinal no momento da manutenção (Linha do Norte)

6.5.4 Geometria em planta

Começa por lembrar-se que a UIC (2008) recomenda que o ataque sobre o balastro se inicie e termine em alinhamento recto. Assim, na definição do Modelo 2, este aspecto foi tido em conta, de modo a poder avaliar-se a influência do traçado em planta da linha ferroviária, no planeamento de acções de manutenção preventiva em vias balastradas.

Deste modo, se houver necessidade de realização de uma acção de MP, num trecho em curva, então o conjunto de trechos, que o inclui e cujos primeiro e último trechos estão em alinhamento recto, é sujeito a manutenção. A Figura 6.25 traduz este aspecto.

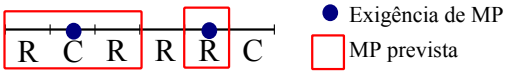
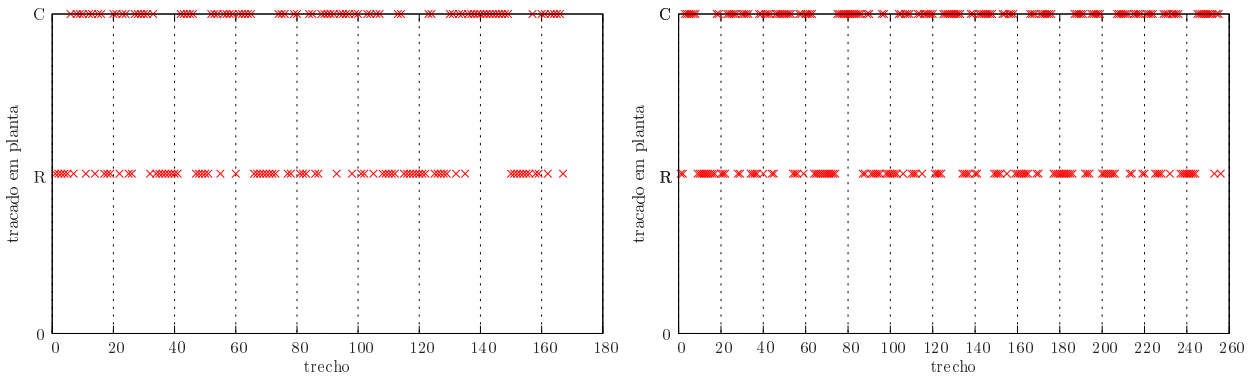


Figura 6.25: Influência do traçado em planta no planeamento da MP

Na Figura 6.26, indicam-se os trechos, em alinhamento recto (R) e, em curva (C), de cada um dos troços ferroviários.



a) Troço A b) Troço B

Figura 6.26: Traçado em planta dos trechos dos troços A e B

6.5.5 Planeamento das acções de manutenção preventiva

Depois de feita a apresentação dos dados para a aplicação do Modelo 2, ao planeamento das acções de manutenção preventiva dos dois troços da Linha do Norte, acima caracterizados, passa-se à descrição da respectiva aplicação.

Um dos objectivos do estudo a seguir apresentado é a avaliação da influência da qualidade geométrica da via no número e na periodicidade das operações de manutenção. Para além disso, com o modelo proposto, pretende-se avaliar também a influência do traçado em planta e do horizonte temporal de análise, no planeamento das operações de manutenção. Assim, vários cenários de análise são considerados na aplicação do modelo de planeamento, cenários que se passam a indicar.

C1 - um cálculo tendo em conta 4 períodos de tempo de 90 dias (1 ano) e desprezando a influência do traçado em planta da via no planeamento das acções de manutenção preventiva;

C2 - um cálculo tendo em conta 4 períodos de tempo de 90 dias (1 ano) e considerando a influência do traçado em planta da via no planeamento das acções de manutenção preventiva;

C3 - um cálculo tendo em conta 8 períodos de tempo de 90 dias (2 anos) e desprezando a influência do traçado em planta da via no planeamento da manutenção preventiva;

C4 - um cálculo tendo em conta 8 períodos de tempo de 90 dias (2 anos) e considerando a influência do traçado em planta da via no planeamento das acções de manutenção preventiva;

C5 - dois cálculos, cada um deles tendo em conta 4 períodos de tempo de 90 dias (1 + 1 anos) e desprezando a influência do traçado em planta da via no planeamento das acções de manutenção preventiva;

C6 - dois cálculos, cada um deles tendo em conta 4 períodos de tempo de 90 dias (1 + 1 anos) e considerando a influência do traçado em planta da via no planeamento das acções de manutenção preventiva.

Antes da apresentação dos resultados salienta-se que, nos cenários C5 e C6, o desvio padrão do nivelamento longitudinal, considerado em cada trecho de 200 m no instante inicial do segundo cálculo, corresponde ao desvio padrão estimado pelo modelo, no último instante do primeiro cálculo.

Quanto ao intervalo de tempo adoptado em cada cálculo, este corresponde a 90 dias, por forma a coincidir com a periodicidade actual de inspecção da geometria da Linha do Norte realizada pela REFER.

Deve ainda referir-se que, neste trabalho, o problema de optimização do planeamento das acções de manutenção dos dois trechos da Linha do Norte é resolvido com o solver Cplex do software GAMS, por se considerar o problema de planeamento da manutenção preventiva como um programa linear inteiro misto (cf. Capítulo 5, p. 228).

Quanto ao horizonte temporal, nas análises, não se teve em conta períodos de tempo superiores a dois anos, visto que o aumento do número de incrementos de tempo faz aumentar significativamente a dimensão do problema (número de variáveis × número de restrições), impossibilitando, em determinadas situações, o cálculo com o solver Cplex, dada a sua capacidade limitada na resolução de problemas de grande dimensão.

Passa-se, agora, à apresentação dos resultados obtidos com a aplicação do modelo de planeamento das acções de manutenção preventiva (MP) aos dois troços da Linha do Norte. Em todos os cálculos realizados, o tempo de cálculo foi muito curto, variando entre 0,6 s e 19 s.

No Quadro 6.10, indica-se o número total de acções de manutenção, previstas para cada um dos dois troços ferroviários, no caso de considerar-se ou não a influência do traçado em planta da via, no planeamento das acções de manutenção. Apresentam-se, neste Quadro, os resultados para os cenários acima descritos.

Quadro 6.10: Número total de acções de manutenção a realizar nos troços A e B da Linha do Norte

Horizonte temporal (anos)	Troço A				Troço B			
	sem traçado em planta		com traçado em planta		sem traçado em planta		com traçado em planta	
1	C1	65	C2	128	C1	5	C2	5
1+ 1	C5	65 + 56 = 121	C6	128 +86 = 214	C5	5 + 9 = 14	C6	5 + 32 = 37
2	C3	121	C4	212	C3	14	C4	37

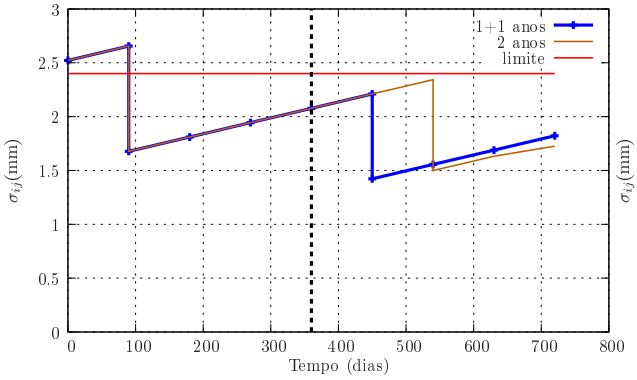
Interpretando os resultados indicados no Quadro 6.10, verifica-se que a não consideração do traçado em planta da via, no modelo de planeamento das MP, faz diminuir o número total de acções de manutenção, em relação ao número total obtido, no caso de atender-se a este aspecto. Esta diminuição é da ordem dos 62%, no caso do troço de maior qualidade (Troço B) e de, aproximadamente, 43%, no troço de menor qualidade (Troço A).

Ao comparar os resultados obtidos, em cada um dos troços da Linha do Norte, constata-se também que o número total de acções de manutenção é bastante menor no troço B, do que no troço A, apesar de aquele apresentar uma extensão superior à deste. O facto comprova a maior qualidade geométrica do troço B, consequência das acções de renovação a que este troço ferroviário foi já sujeito.

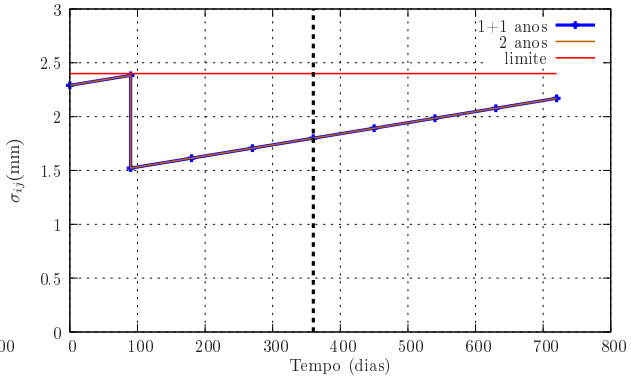
Os resultados obtidos mostram ainda que o número total de acções de manutenção, no caso de se considerarem dois cálculos com horizonte temporal de um ano (1 + 1 anos), é igual ou superior, em cada trecho, ao obtido com um único cálculo com horizonte temporal igual a 2 anos. Veja-se, no troço A, que, no cenário C6, prevêm-se mais duas acções de manutenção do que no cálculo adoptando dois anos como horizonte temporal de análise (cenário C4). As duas acções de manutenção adicionais estão previstas para os trechos 105 e 129. No troço B, o número total de acções de manutenção é igual em qualquer um dos cenários, porque ao tratar-se de um troço com boa qualidade geométrica, o número de acções de manutenção é reduzido, não se notando por isso diferenças nos resultados. Assim, para uma melhor optimização do planeamento das acções de MP, deve adoptar-se, sempre que possível, um maior horizonte temporal.

Após esta análise preliminar, refere-se que, na continuação deste estudo, consideram-se apenas os cenários C2, C4 e C6, ou seja, os cenários que têm em conta o traçado em planta da via no planeamento das acções de manutenção preventiva, por serem eles a traduzir a situação mais realista.

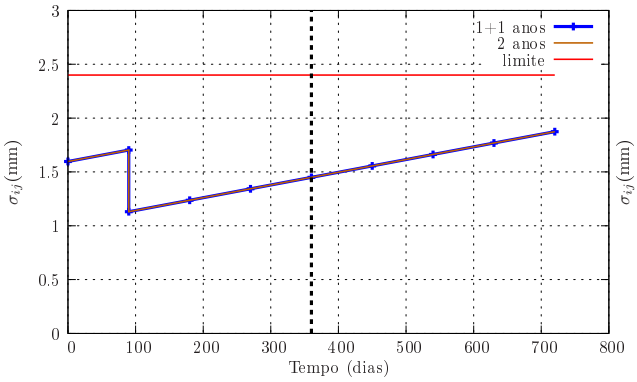
Para avaliar-se, detalhadamente, a influência do horizonte temporal, na previsão, ao longo do tempo, da evolução do nivelamento longitudinal, apresenta-se, nas Figuras 6.27 e 6.28, essa evolução em alguns trechos do troço A (os trechos 102 a 107 e ainda os trechos 129 a 131), nos casos de 1+1 anos e 2 anos.



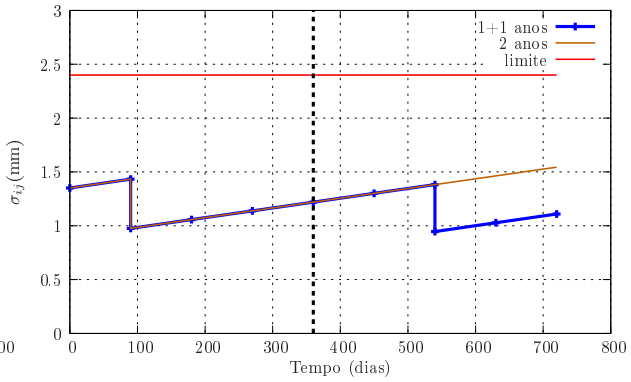
a) trecho 102 em alinhamento recto



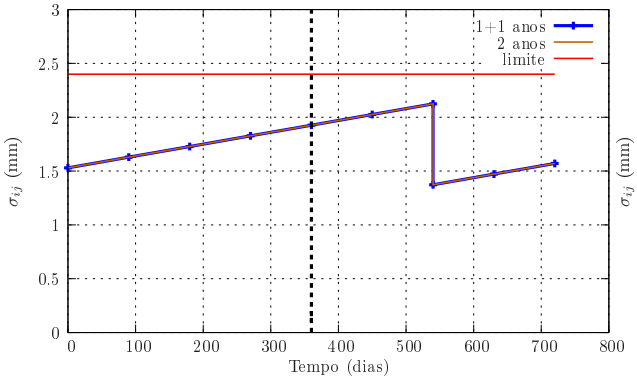
b) trecho 103 em curva



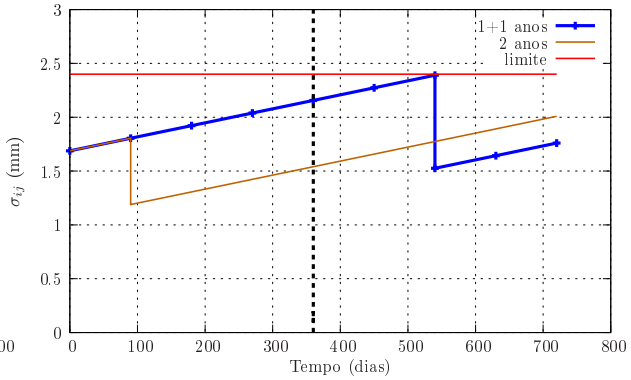
c) trecho 104 em curva



c) trecho 105 em alinhamento recto



d) trecho 106 em curva



c) trecho 107 em curva

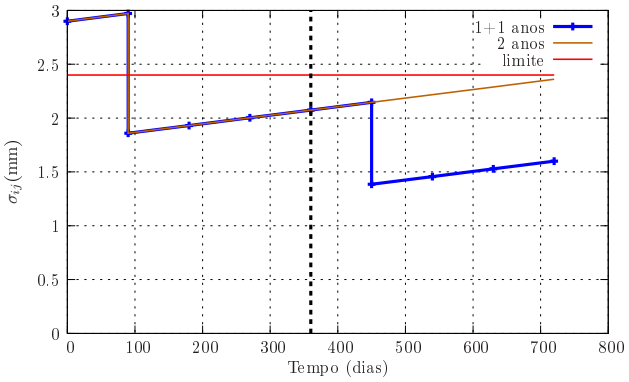
Figura 6.27: Previsão da evolução do desvio padrão dos trechos 102 a 107 do troço A ao longo do tempo (cenários C4 e C6)

Observando a Figura 6.27, verifica-se que, no trecho 105, quer a primeira, quer a segunda acção de manutenção, previstas no cálculo 1+1 anos, parecem serem desnecessárias, no período de tempo dos 720 dias, dado que, nos dois momentos da manutenção e, também, no final do horizonte temporal, o desvio padrão do NL naquele trecho é bastante inferior ao valor limite. Há uma justificação para este facto, que a seguir se apresenta. Mas, antes disso, refere-se que o trecho 105 está intercalado entre dois troços de via em curva: o 103-104 e o 106-107. Veja-se, na Figura, que a primeira acção de manutenção prevista, no trecho 105, no final do primeiro trimestre, surge pela necessidade do trecho 103, em curva, necessitar de uma acção de MP e, como o trecho 105, em alinhamento recto, se situa imediatamente a seguir ao conjunto dos trechos em curva, 103 e 104, que exigem a realização de acções de manutenção no final do primeiro trimestre, estende-se àquele a manutenção. Relembra-se que, sempre que um trecho em curva exija MP, os trechos em alinhamento recto, imediatamente anterior e posterior a ele, ficarão também sujeitos a MP, para que o ataque se inicie e termine sempre em alinhamento recto, como se apresenta na Figura 6.25.

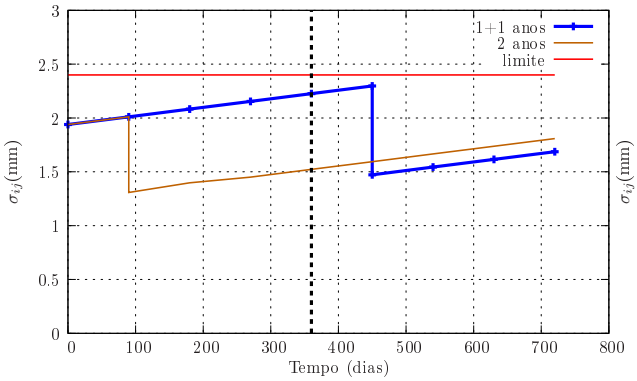
A segunda acção de manutenção no trecho 105, prevista para o final do sexto trimestre, justifica-se por razão semelhante: no trecho 107, em curva, há necessidade de realização de ataque nesse instante de tempo, com início no trecho 105, em alinhamento recto.

Quanto ao trecho 129 (Figura 6.28), a segunda acção de manutenção, prevista no cenário C6 (1+1 ano), justifica-se pela mesma razão apresentada para o trecho 105. Assim, esta acção está prevista, no final do primeiro trimestre do segundo ano, porque há necessidade de manutenção, no trecho 131 (em curva), que se inicia no trecho 129 e termina no 132, ambos em alinhamento recto.

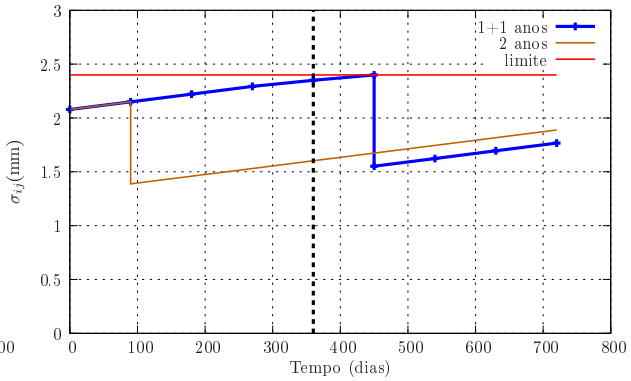
No cenário de cálculo C4, como é maior o horizonte temporal de análise (2 anos), para minimizar-se o número total de manutenções, a operação de ataque, prevista quer para o trecho 107, quer para o 131, é realizada, no final do primeiro trimestre, em simultâneo, com as do trecho 103 e 129, respectivamente.



a) trecho 129 em alinhamento recto



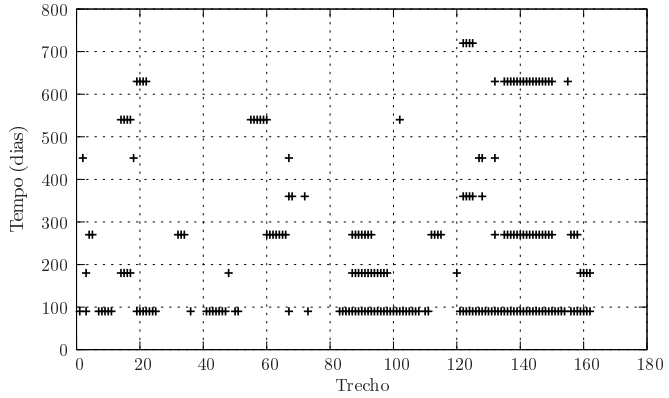
d) trecho 130 em curva



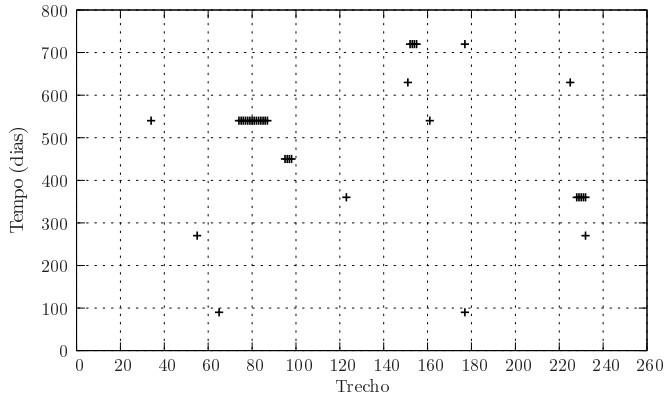
c) trecho 131 em curva

Figura 6.28: Previsão da evolução do desvio padrão do trecho 129 a 131 do troço A ao longo do tempo (cenários C4 e C6)

Quanto à distribuição temporal das acções de manutenção, ela é indicada na Figura 6.29, para cada um dos troços, em estudo, considerando-se o horizonte temporal de 2 anos. Note-se que o facto do modelo permitir analisar a distribuição das acções de manutenção ao longo do tempo, revela-se uma vantagem na gestão da manutenção de uma via ferroviária.



a) Troço A



b) Troço B

Figura 6.29: Distribuição temporal das acções de manutenção considerando um horizonte temporal de 2 anos (cenário C4)

Pela Figura 6.29, verifica-se que, no troço A, a maioria das acções de manutenção está prevista para o final do primeiro trimestre, enquanto, no troço B, por apresentar uma maior qualidade geométrica, o maior número de acções de MP está previsto apenas após o primeiro ano.

De modo a analisar-se o intervalo temporal entre acções de manutenção, apresenta-se, nos Quadros 6.11 e 6.12, para cada troço ferroviário, o maior e o menor intervalo de tempo entre a realização de operações de manutenção para os vários cenários considerados.

Como pode ver-se, os resultados, indicados nos Quadros 6.11 e 6.12, mostram que a periodicidade mínima, em qualquer cenário, é de 90 dias. É este o período de tempo considerado no cálculo e que corresponde ao intervalo entre inspecções periódicas da geometria da via. Quanto ao maior intervalo de tempo entre acções de manutenção, ele corresponde, em todos os cálculos (excepto nos cenários C4 e C6 do troço A), aos horizontes de análise considerados em cada cálculo.

Quadro 6.11: Tempo entre acções de manutenção, no troço A

Cenário	Maior intervalo de tempo entre manutenções (dias)	Menor intervalo de tempo entre manutenções (dias)
C2: 1 ano	360	90
C4: 1 + 1 anos	630	90
C6: 2 anos	630	90

Quadro 6.12: Tempo entre acções de manutenção, no troço B

Cenário	Maior intervalo de tempo entre manutenções (dias)	Menor intervalo de tempo entre manutenções (dias)
C2: 1 ano	360	90
C4: 1 + 1 anos	720	90
C6: 2 anos	720	90

De modo a relacionar-se o número de acções de manutenção preventiva com o desvio padrão do nivelamento longitudinal inicial, apresenta-se, na Figura 6.30, para o troço A, o número de acções de manutenção em função daquele parâmetro geométrico. Não é considerado o troço B, por apresentar um reduzido número de acções de manutenção, no horizonte de tempo em estudo (2 anos), que não permite o mesmo tipo de interpretação.

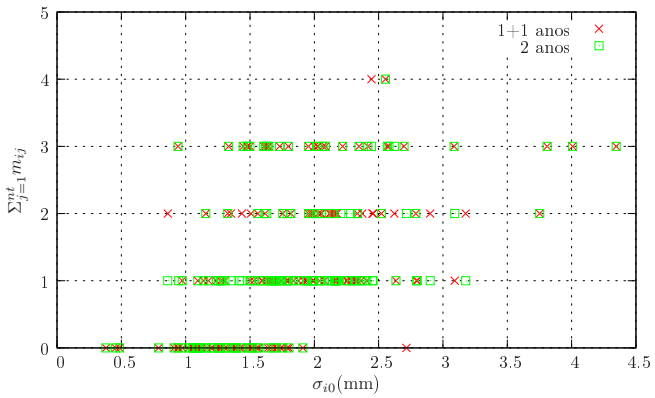


Figura 6.30: Número de acções de manutenção em função do desvio padrão do nivelamento longitudinal inicial (Troço A)

Observando a Figura 6.30, verifica-se que, nos trechos com desvio padrão inicial de nivelamento longitudinal inferior a 0,8 mm, o modelo não prevê a realização de acções de ataque sobre o balastro. Por outro lado, caso o desvio padrão inicial de NL varie entre 0,8 e 3 mm, poderá ser necessário realizar 1, 2, 3 ou 4 acções de manutenção sobre a via, de modo a cumprir o limite de alerta, indicado nos documentos normativos em vigor.

Em suma, pode dizer-se que o modelo, desenvolvido no âmbito desta tese, funciona correctamente, apesar de algumas limitações subjacentes ao solver utilizado, no que diz respeito à dimensão máxima do problema.

Os resultados obtidos pelo modelo, no que concerne à optimização do planeamento das acções de manutenção nos dois troços da Linha do Norte, mostra que, para o horizonte temporal considerado:

- o número de acções de manutenção é reduzido em troços ferroviários com elevada qualidade geométrica de nivelamento longitudinal;
- o traçado em planta da via influencia significativamente o número de acções de manutenção a planear, caso se tenha em conta, como é recomendável, que a operação de ataque se inicie e termine em alinhamento recto;
- o número total de acções de manutenção num trecho depende do valor inicial de desvio padrão de NL, considerado na optimização do planeamento das acções de manutenção preventiva.

6.6 Conclusões

Apresentam-se as conclusões deste capítulo sobre a evolução, ao longo do tempo, da qualidade geométrica da Linha do Norte; a influência da qualidade da via no seu comportamento dinâmico, em situação real; o planeamento de acções de manutenção preventiva em dois troços ferroviários nessa Linha.

Relativamente à evolução da qualidade geométrica da Linha do Norte, ao longo do tempo, relembra-se que a análise efectuada considera, como parâmetro geométrico, apenas o nivelamento longitudinal da via, porque é o que mais influencia a resposta dinâmica da via, na direcção vertical, e mais rapidamente evolui, ao longo do tempo em relação aos restantes parâmetros geométricos. Outro motivo para essa consideração é a análise demorada e exigente de registos da geometria de vias ferroviárias, provenientes de várias campanhas de inspecção, e relativos a pontos de via espaçados de 0,25 em 0,25 m.
O estudo apresentado neste capítulo indica que:

- o número de defeitos pontuais e de desvio padrão tem vindo a diminuir, desde 2001 até à actualidade, como consequência do efeito positivo das acções de renovação de trechos da Linha do Norte, realizadas nos últimos anos;

- o número de defeitos de nivelamento longitudinal, nas vias ferroviárias em curva, é superior no carril interior, o que evidencia que o traçado em planta influência a qualidade geométrica da via.

A análise apresentada também permite constatar que os tipos de defeitos de nivelamento longitudinal mais frequentes na Linha do Norte são o de desvio padrão e a associação do defeito de desvio padrão com um pontual, com comprimento de onda entre 3 e 25 m. Verifica-se ainda que são raros os defeitos pontuais pertencentes à gama D2 de comprimentos de onda, assim como a simultaneidade de defeitos de desvio padrão e pontuais de gama D1 e D2.

Neste capítulo, foi ainda analisado, de modo numérico, não só a influência da evolução de um perfil de irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal, ao longo do tempo, no comportamento dinâmico de um troço de via da Linha do Norte, como também a resposta dinâmica de um outro troço de via da LN, causada pela circulação do Alfa Pendular, a 220 km/h, sobre um defeito pontual.

No que respeita à influência da evolução de um perfil de irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal no comportamento dinâmico da via, os resultados obtidos mostram que:

- a força dinâmica máxima e o deslocamento máximo da via aumentam, ao longo do tempo, entre a realização de acções de manutenção, e reduzem-se após essas acções;
- o valor máximo da força nos sistemas de fixação corresponde, aproximadamente, a 67% da carga por roda da carruagem do Alfa Pendular.

Quanto ao comportamento dinâmico do troço de via da Linha do Norte com defeito pontual sobre o qual circula um eixo da locomotiva do Alfa Pendular, a 220 km/h, os resultados obtidos mostram que:

- a carga máxima sobre a via é 56,2% superior à carga estática por roda do comboio;
- a roda permanece sempre em contacto com o carril;
- o deslocamento máximo da via apresenta um valor habitual em vias balastradas, semelhantes à considerada neste cálculo: entre 1 e 2 mm;
- a força nos sistemas de fixação carril-travessa da via com defeito pontual atinge o seu valor máximo, imediatamente, após o pico (descendente) do defeito.

Neste capítulo, foi ainda descrita a aplicação do Modelo 2 para o planeamento das acções de manutenção preventiva de dois troços da Linha do Norte, com diferentes níveis de qualidade geométrica de nivelamento longitudinal. Na aplicação, teve-se como objectivo avaliar o número mínimo de acções de manutenção, a prever em cada um dos troços ferroviários, em função da evolução da qualidade geométrica do nivelamento longitudinal. Os resultados evidenciam que:

- o traçado em planta da via influencia significativamente o número de acções de manutenção a planear, caso se considere, como é recomendável, que a operação de ataque se inicie e termine em alinhamento recto;
- a evolução do desvio padrão do nivelamento longitudinal, em cada trecho, depende do horizonte temporal considerado no modelo de planeamento;
- o número total de acções de manutenção num trecho depende do valor inicial de desvio padrão de NL, considerado na optimização do planeamento das acções de manutenção preventiva.

Capítulo 7

Conclusões e perspectivas de desenvolvimento para investigação futura

Relembram-se os principais objectivos do trabalho desenvolvido no âmbito desta dissertação: estudar a influência da qualidade do sistema via-veículo no comportamento dinâmico vertical da via ferroviária de alta velocidade; compreender a influência da resposta dinâmica da via na evolução da degradação da sua qualidade geométrica, devido ao assentamento permanente das camadas granulares da via balastrada; definir modelos para o planeamento da manutenção preventiva em vias balastradas, por técnicas de optimização global.

Neste capítulo, serão sintetizadas as principais conclusões de cada um dos capítulos da tese, e, por fim, apresentadas algumas perspectivas de desenvolvimento para trabalhos de investigação futura.

7.1 Conclusões

No Capítulo 2, «A via ferroviária: sistemas, fontes de excitação e caracterização da qualidade geométrica», foram caracterizadas as vias ferroviárias, balastrada e em laje, descritas as fontes de excitação sobre a via ferroviária e apresentados os limites de alarme, que permitem caracterizar o nível de qualidade geométrica das vias, em termos de segurança e de manutenção preventiva e correctiva.

Pela revisão bibliográfica, deduz-se que a adopção de vias balastradas, em linhas ferroviárias de alta velocidade, pode apresentar vantagens, em relação à opção da via em laje, tais como, a maior flexibilidade de construção, reparação e manutenção da via; a melhor definição dos custos de ciclo de vida e de duração da via; a maior eficiência na atenuação de ruídos e vibrações; a possibilidade de reutilização do balastro noutros sistemas de engenharia. No entanto, a via em laje apresenta também vantagens, em relação à via balastrada: menor risco de descarrilamento; maior facilidade de acesso à via de veículos não ferroviários, em caso de emergência; maior vida útil da via; maior resistência lateral; etc.

Relativamente às especificações dos elementos constituintes das vias, para tráfego de alta velocidade, foram identificados os aspectos que abaixo se apresentam:

- a rigidez vertical das palmilhas aplicadas entre o carril e as travessas de betão, numa via balastada, deve apresentar um valor entre 40 e 450 kN/mm;

- a rigidez vertical das palmilhas, em sistemas de via em laje, deve ser inferior a 150 kN/mm;

- o módulo de deformabilidade da plataforma de fundação, em vias balastradas, deve ser superior a 80 MPa (plataforma do tipo P3);

- a camada de suporte da laje deve apresentar elevada capacidade resistente, ou seja, com módulo de deformabilidade superior a 120 MPa;

- a espessura da camada de balastro em vias europeias de alta velocidade varia, correntemente, entre 300 e 550 mm.

Sobre o comportamento estrutural de sistemas ferroviários, medições experimentais, realizadas no trecho ferroviário Las Palmas de Castellón - Oropesa del Mar, demonstram que nos sistemas em laje, só aproximadamente 7% do deslocamento total da via se deve ao deslocamento das camadas estabilizadas com cimento, porque, neste tipo de vias, a elasticidade do sistema está concentrada nas palmilhas, tendo a laje de betão, como principal função, a homogeneização e a redução das tensões na camada de suporte. Pelo facto dos deslocamentos da laje por flexão serem reduzidos, também o são as tensões de flexão na laje e na camada de betão pobre, apresentando habitualmente valores inferiores a 100 kPa. Nos sistemas de via balastrada clássica ou de via em laje com camada betuminosa, os ensaios experimentais mostram que a percentagem de deslocamento, devido à

elasticidade destas camadas, varia, consoante o tipo de via, entre 30 e 60%, o que evidencia que a elasticidade não se deve exclusivamente à palmilha, como nos sistemas de via em laje, mas também às camadas granulares e/ou camada betuminosa.

Pelas leituras realizadas, compreende-se que a consideração de sistemas de via em laje, em aterros de elevada altura, ou sobre solos de fundação com reduzida capacidade resistente, requer um dimensionamento rigoroso, podendo exigir-se a adopção de soluções de reforço, tais como: aterro apoiado em colunas; via em laje apoiada em colunas; grelhas de geossintético na base do aterro.

É ainda de referir que os estudos realizados pelos investigadores provam que a interacção dinâmica entre o veículo e a via depende de vários factores: as características da via; as características do veículo; a qualidade geométrica da via e das rodas do veículo; a velocidade de circulação dos comboios; o diâmetro das rodas; etc.

No que diz respeito à caracterização geométrica da via, ela é feita, actualmente, pela análise de vários parâmetros geométricos, como o nivelamento longitudinal e o transversal, o alinhamento, o empeno e a bitola, parâmetros medidos em campanhas de inspecção periódica. Para avaliar-se o nível de qualidade geométrica da via ferroviária, os parâmetros medidos devem ser comparados com os limites de alerta, de intervenção e de acção imediata, indicados em vários documentos normativos em vigor.

No Capítulo 3, «O sistema via-veículo: modelos de interacção dinâmica», foram descritos os modelos da via, do veículo, de contacto e de irregularidades, a considerar em cálculos bidimensionais com interacção dinâmica entre a via e o veículo.
Passa a sintetizar-se os aspectos mais relevantes na modelação de sistemas ferroviários.

- Em análises bidimensionais, os carris podem ser modelados por elementos de viga Euler Bernoulli, no caso de frequências de excitação entre 0 e 500 Hz. No entanto, para frequências mais elevadas, entre 500 e 1000 Hz, recomenda-se a modelação do carril, por elementos de viga Rayleigh-Timoshenko, porque traduzem o comportamento destes elementos de modo mais realista.

- No que diz respeito à modelação do comportamento das palmilhas, os modelos mais complexos são os que consideram a sua dependência em função da solicitação, da frequência, da pré-carga e da temperatura. Os modelos de Kelvin ou de Poynting-Thomson são os habitualmente adoptados para caracterizarem o comportamento destes elementos constituintes da via.

- O balastro, o sub-balastro e o solo de fundação são definidos de modo contínuo ou discreto, através de elementos de estado plano de tensão, elementos discretos ou elementos do tipo sólido. Em vias não balastradas, a modelação da laje e da camada de betão pobre, subjacente a ela, é modelada, em 2D, por elementos de estado plano de tensão.

- Acerca dos modelos de veículo, há a salientar que os documentos normativos sobre a interoperabilidade da rede europeia de alta velocidade não consideram, actualmente, a interacção dinâmica entre o veículo e a via, todavia, ela é fundamental na análise do comportamento dinâmico do sistema via-veículo. No caso de vir a realizar-se uma análise deste tipo, os veículos ferroviários devem ser simulados, por modelos 2D ou 3D, consoante o tipo de estudo a fazer-se. Em análises bidimensionais, os comboios podem ser modelados por uma associação de modelos elementares que simulam cada meio eixo do veículo sem qualquer ligação entre eles, ou por um modelo que caracteriza uma parte ou a totalidade do veículo. A modelação tridimensional dos veículos ferroviários é complexa, sendo considerada habitualmente apenas na análise do comportamento dinâmico do comboio e das vibração transmitidas aos passageiros durante a circulação.

- Relativamente à modelação do contacto entre a roda e o carril, ela deve considerar o modelo elástico não linear de Hertz, no caso de se desprezarem as tensões tangenciais de contacto, ou o modelo de Kalker, caso contrário. Os trabalhos realizados por alguns autores mostram ainda que, em certas situações, pode adoptar-se um modelo elástico linear, cuja rigidez deve ser obtida por linearização do modelo de Hertz.

No Capítulo 4, «A qualidade da via e do veículo no comportamento das vias balastrada e em laje contínua», foi investigado, de modo exaustivo e a partir de uma abordagem numérica, o comportamento dinâmico de dois sistemas de via ferroviária: balastrada e em laje contínua de betão.

O estudo realizado permite constatar que, caso as irregularidades distribuídas da via cumpram os limites de desvio padrão de nivelamento longitudinal, indicados na EN13848-5 (2008), então a solicitação dinâmica sobre a via (balastrada ou em laje) é inferior ao respectivo limite indicado na ETI (2002).

No que diz respeito aos defeitos pontuais da via, verifica-se que, para além do valor máximo de pico do defeito pontual, também a forma e a diferença entre picos consecutivos do mesmo defeito influenciam fortemente a solicitação dinâmica sobre a via.

Sobre a influência das travessas dançantes em via balastrada no comportamento dinâmico do sistema via-veículo, constata-se que o caso mais desfavorável, em termos de solicitação sobre a via, é a ocorrência de duas travessas soltas consecutivas, dado que a existência de duas travessas dançantes alternadas induz uma carga dinâmica similar à obtida com uma única travessa solta.

O efeito dos lisos das rodas do comboio no comportamento dinâmico do sistema via-veículo foi também analisado, e os resultados mostram que, dependendo da profundidade do liso e da velocidade de circulação do comboio, pode existir perda de contacto entre a roda e o carril, fenómeno que surge antes e depois da ocorrência de uma elevada força dinâmica de impacto sobre a via.

A comparação entre a resposta dinâmica da via balastrada e a da via em laje contínua de betão evidencia que a solicitação dinâmica máxima sobre esta, para o mesmo tipo de irregularidade, é superior à obtida naquela mas, nas mesmas condições de excitação, o deslocamento vertical máximo da via balastrada é superior ao obtido em via em laje.

No Capítulo 5, «A degradação e a recuperação da qualidade geométrica em vias balastradas», foram feitas a apresentação de alguns modelos de assentamento permanente das camadas granulares de vias balastradas; a previsão da evolução do nivelamento longitudinal de uma via balastrada, devido a assentamentos verticais permanentes das camadas granulares, através de uma abordagem numérica; a proposta de modelos matemáticos para o planeamento de acções de manutenção preventiva em vias balastradas.

Para a previsão do assentamento permanente das camadas granulares das vias balastradas, indicam-se os modelos de Sato, de Shenton, da Universidade Técnica de Munique e o do ORE. No entanto, salienta-se que estes modelos não têm em conta a interacção dinâmica entre a via e o veículo na estimativa do assentamento da via. Para atender a este aspecto, foi definida uma metodologia numérica, que associa, a um modelo de assentamento, um cálculo dinâmico com interacção de contacto entre a via e o veículo, para avaliação do assentamento permanente de uma via balastrada. Com esta metodologia, foi realizado um estudo numérico cujo objectivo é avaliar a influência da taxa de assentamento da via, da velocidade de circulação e do tipo de comboio na evolução do nivelamento longitudinal da via, devido ao assentamento das suas camadas granulares. Neste estudo, foi adoptado o modelo do ORE para a estimativa do assentamento vertical da via, dado não se ter informações suficientes para adoptar um outro modelo de assentamento que melhor caracterize o assentamento permanente de vias ferroviárias de alta velocidade. No entanto, a metodologia proposta para a previsão da evolução do nivelamento longitudinal de uma via

pode ser considerada com qualquer modelo de assentamento, desde que sejam conhecidos os dados para a sua caracterização. Os resultados obtidos mostram que a velocidade de circulação do veículo e o tipo de comboio, que circula sobre a via, influenciam a evolução do NL da via, com especial relevo no caso de vias com taxa de assentamento elevada.

Ainda neste capítulo, foram propostos dois modelos matemáticos para o planeamento optimizado das acções de ataque, em vias balastradas, a partir de técnicas de programação linear inteira mista 0 - 1. A função objectivo de ambos é minimizar o número total de acções de manutenção, num troço ferroviário e num determinado período de tempo.

No primeiro modelo, considera-se, para o planeamento das operações de ataque, como acção de manutenção preventiva, que: a degradação geométrica da via é caracterizada apenas pelo aumento do desvio padrão do nivelamento longitudinal; o valor máximo admissível do desvio padrão do NL corresponde ao limite de alerta para as velocidades de circulação entre 220 e 300 km/h; a recuperação do NL é constante em todos os trechos da via, sujeitos a ataque do balastro, e é também constante ao longo do tempo. O segundo modelo consiste no desenvolvimento do Modelo 1 e considera, tal como o primeiro, que a degradação geométrica da via é caracterizada apenas pelo aumento do desvio padrão do nivelamento longitudinal, desprezando-se as irregularidades de alinhamento, nivelamento transversal, de bitola e de empeno. Tem também em conta que o valor máximo admissível para o desvio padrão do NL corresponde ao limite de alerta para as velocidades de circulação entre 220 e 300 km/h. Para além destes aspectos, considera-se ainda que: a recuperação do desvio padrão de nivelamento longitudinal depende linearmente do valor do desvio padrão de NL no momento da acção de manutenção; as operações de manutenção (ataque) têm início e fim num trecho de via em alinhamento recto, como sugere a UIC (2008). Pela aplicação de qualquer um dos modelos a um troço de linha ferroviária nova ou renovada, conclui-se que a consideração do traçado em planta, no planeamento das acções de MP, faz aumentar o número total de acções previstas, dependendo esse aumento não só da percentagem de trechos em curva no troço, mas também da sua distribuição ao longo dele.

No Capítulo 6, «A Linha do Norte: caracterização, análise dinâmica e aplicação do modelo de planeamento de manutenção», foi apresentado um trabalho sobre a qualidade geométrica desta Linha ferroviária portuguesa.

A análise da qualidade geométrica da Linha do Norte, nos últimos anos, indica que: 1) o número de defeitos pontuais e de desvio padrão e têm vindo a diminuir desde 2001 até 2009, como consequência do efeito positivo das acções de renovação de trechos da

Linha do Norte realizadas nos últimos anos; 2) o número de defeitos de nivelamento longitudinal, nas vias ferroviárias em curva, é superior no carril interior, o que revela que o traçado em planta influência a qualidade geométrica da via; 3) os tipos de defeitos de nivelamento longitudinal mais frequentes são os de desvio padrão e a associação do defeito de desvio padrão com um pontual, com comprimento de onda entre 3 e 25 m.

Neste capítulo, foram ainda investigadas, por uma abordagem numérica, não só a influência da evolução de um perfil de irregularidade distribuída de nivelamento longitudinal, ao longo do tempo, no comportamento dinâmico de um troço de via da Linha do Norte, como também a resposta dinâmica de um outro troço de via da LN, causada pela circulação do Alfa Pendular, a 220 km/h, sobre um defeito pontual. Pela análise dos resultados, verifica-se que a força dinâmica máxima e, consequentemente, o deslocamento máximo da via aumentam, ao longo do tempo, entre a realização de acções de manutenção e reduzem-se após essas acções. Deste modo, comprova-se o efeito positivo da manutenção preventiva na evolução do comportamento dinâmico das vias ferroviárias. Relativamente ao comportamento dinâmico do troço de via da Linha do Norte, com defeito pontual, sobre o qual circula um eixo da locomotiva do Alfa Pendular, a 220 km/h, os resultados obtidos mostram que: a roda permanece sempre em contacto com o carril; o deslocamento máximo da via apresenta um valor habitual (entre 1 e 2 mm), em vias balastradas semelhantes à considerada neste cálculo; a força nos sistemas de fixação carril-travessa da via com defeito pontual atinge o seu valor máximo, imediatamente, após o pico do defeito.

A aplicação do Modelo 2 (desenvolvido para o planeamento das acções de manutenção preventiva), a dois troços da Linha do Norte, foi feita com o software GAMS. Importa referir que, neste estudo, não foi possível considerar, como horizonte temporal de análise, um período superior a dois anos, por limitações computacionais do software, no que diz respeito à dimensão do problema (número de variáveis $\times$ número de restrições).
Não obstante esta dificuldade, os resultados comprovam que: o traçado em planta da via influencia significativamente o número total de acções de manutenção a planear, caso se considere, como é recomendável, a operação de ataque a iniciar e terminar em alinhamento recto; a evolução do desvio padrão do nivelamento longitudinal em cada trecho depende do horizonte temporal considerado no modelo de planeamento; o número total de acções de manutenção num trecho depende do valor inicial de desvio padrão de NL, considerado na optimização do planeamento das acções de manutenção preventiva.

Finalizado este trabalho, assinala-se a necessidade, desde já, na definição de:

- limites para os defeitos de geometria de vias ferroviárias onde se circula a velocidades superiores a 300 km/h, dado que os documentos normativos em vigor, (ETI, 2002; EN13848-5, 2008), apresentam apenas valores limites a cumprir para velocidades até 300 km/h;

- limites relativos à qualidade dos sistemas de via em laje, nomeadamente, abertura máxima e número máximo de fendas por quilómetro de via; percentagem máxima de sistemas de fixação soltos por quilómetro de via, etc;

- limites relativos aos defeitos geométricos das rodas dos comboios, dada a sua importante influência no comportamento dinâmico das vias ferroviárias convencionais e de alta velocidade;

- limites para a diferença entre picos consecutivos de um defeito pontual, para além da indicação do valor máximo de pico;

- regulamentos para o planeamento de manutenção preventiva das vias ferroviárias.

7.2 Perspectivas de desenvolvimento para investigação futura

Ao longo do estudo realizado, foram surgindo diferentes perspectivas para investigação nas áreas da dinâmica ferroviária e do planeamento da manutenção em vias ferroviárias, mas não foram consideradas por não fazerem parte do âmbito específico desta tese de doutoramento. No entanto, apresentam-se agora algumas delas, como sugestão para trabalhos futuros, que podem alargar a investigação presente.

Relativamente ao comportamento das vias balastrada e em laje contínua, para tráfego de alta velocidade, sugere-se o seu cálculo dinâmico, tendo em conta: outras geometrias de lisos de rodas; sistemas de fixação com diferentes características em termos de rigidez e amortecimento; desgaste ondulatório do carril, de modo a poder generalizar-se as conclusões relativas à influência da qualidade geométrica da via e das rodas no comportamento dinâmico dos sistemas ferroviários. Revela-se ainda de extrema importância, a consideração, nesse estudo numérico mais alargado, de outros sistemas de via, nomeadamente: via balastrada apoiada em camada betuminosa, via em laje pré-fabricada (tipo Bögl); via em laje contínua com dois níveis resilientes (tipo STEDEF); via em laje contínua apoiada em camada betuminosa (tipo GETRAC).

Quanto à caracterização da qualidade geométrica de vias ferroviárias, dada a inexistência de funções densidade espectral de potência, definidas para as irregularidades das linhas portuguesas, parece útil virem a ser desenvolvidos trabalhos para a sua definição atinente à realidade portuguesa, permitindo conhecer os comprimentos de onda dos defeitos mais críticos e relacionar os diferentes parâmetros geométricos entre si.
Para além deste estudo, há necessidade ainda de definição de ferramentas não só para tratamento e análise de registos da geometria de vias ferroviárias, medidos em campanhas de inspecção, como também para previsão da evolução da qualidade geométrica das vias.

Para um melhor conhecimento da influência da evolução da deterioração, ao longo da vida útil das vias ferroviárias, no seu comportamento dinâmico, faltam outros estudos numéricos, cujos resultados sejam comparados com valores obtidos em ensaios laboratoriais e/ou medições experimentais, ao longo de um largo período de tempo, feitas em vias ferroviárias reais.

Relativamente ao planeamento da manutenção em vias ferroviárias, serão desenvolvidos os modelos propostos no âmbito desta dissertação, para ter em conta outros aspectos relevantes, tais como, os custos de manutenção, os horários de circulação de comboios, as acções de manutenção não programadas, etc. Esses modelos poderão ser uma ferramenta útil no apoio à decisão do planeamento de acções de manutenção preventivas.

Chegado ao fim este trabalho, deixa-se à reflexão os versos do engenheiro Álvaro de Campos, heterónimo de Fernando Pessoa:

≪ Saí do comboio,
Disse adeus ao companheiro de viagem.
Tínhamos estado dezoito horas juntos...
A conversa agradável,
A fraternidade da viagem.
Tive pena de sair do comboio, de o deixar.
Amigo casual cujo nome nunca soube.≫

Álvaro de Campos in *Livro de Versos*

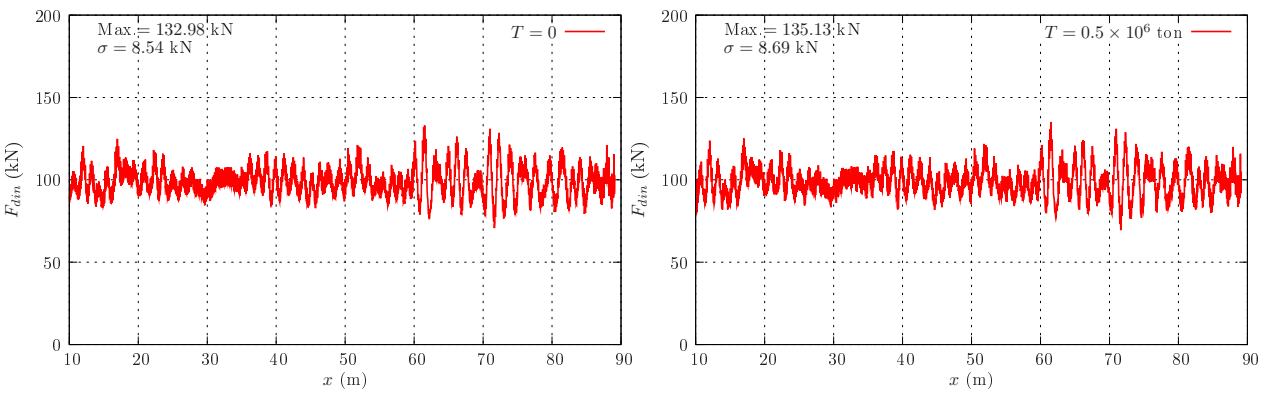
Porto e FEUP, 23 de Janeiro de 2010.

Cecília Vale

Anexo A

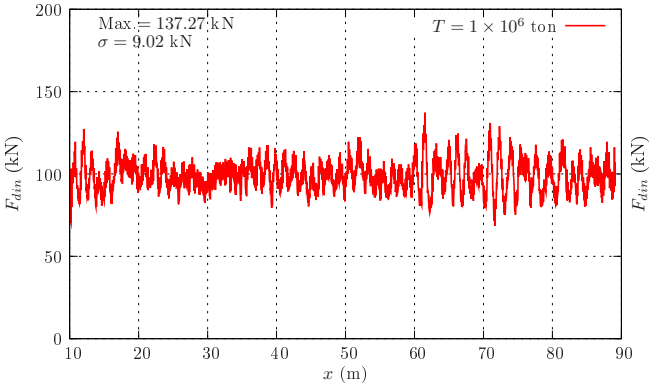
Resultados do estudo numérico apresentado no Capítulo 5

A.1 Variação da carga dinâmica ao longo de uma via balastrada com taxa de assentamento reduzida devido à circulação do ICE 2 a 300 km/h

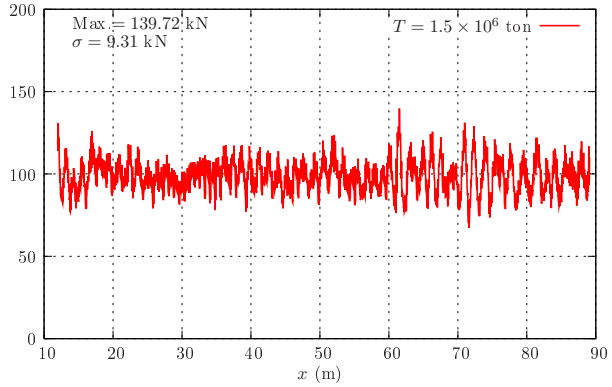


a) T = 0×10^6 ton

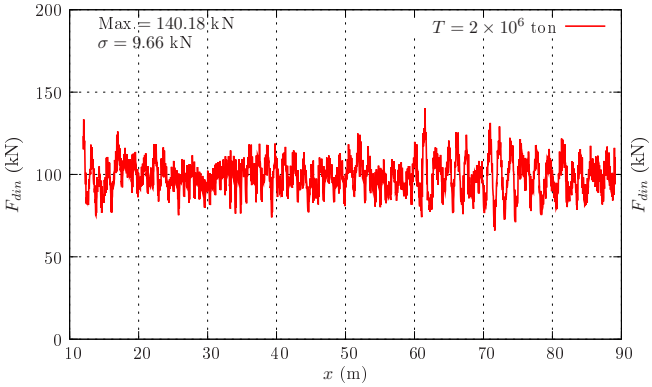
b) T = $0,5 \times 10^6$ ton



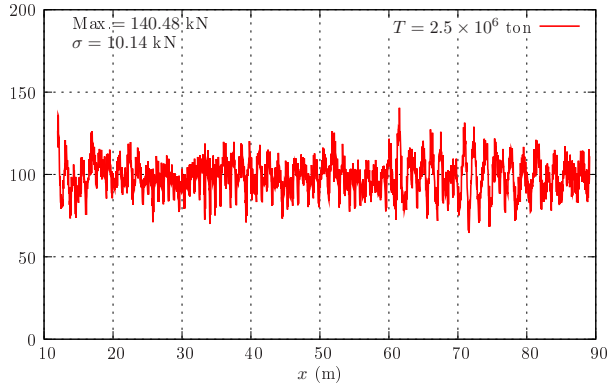
c) T = $1,0 \times 10^6$ ton



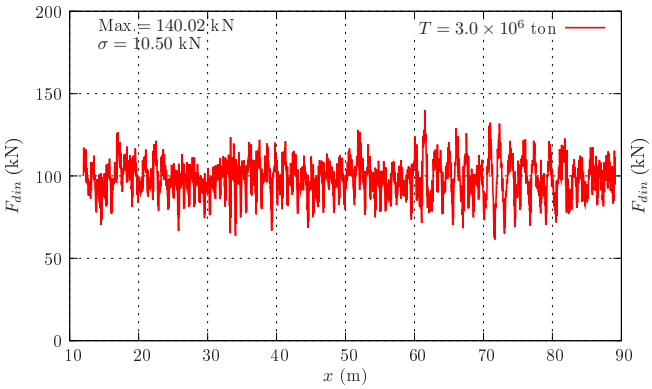
d) T = $1,5 \times 10^6$ ton



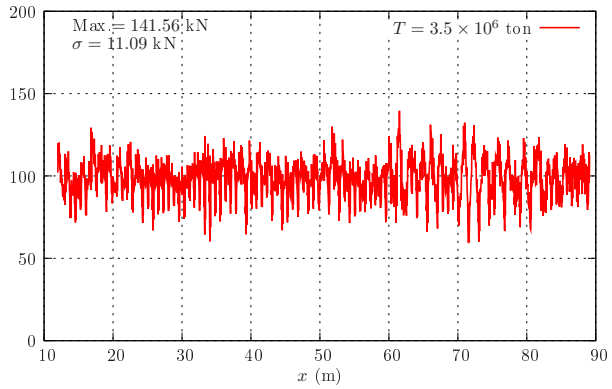
e) T = $2,0 \times 10^6$ ton



f) T = $2,5 \times 10^6$ ton

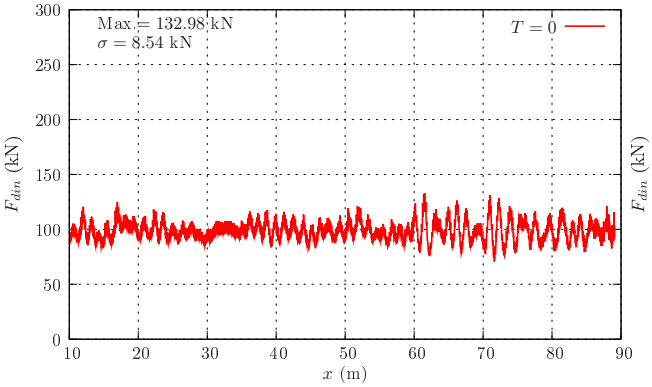


g) T = $3,0 \times 10^6$ ton

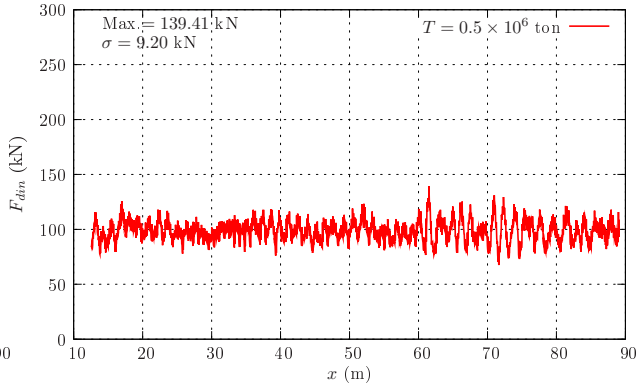


h) T = $3,5 \times 10^6$ ton

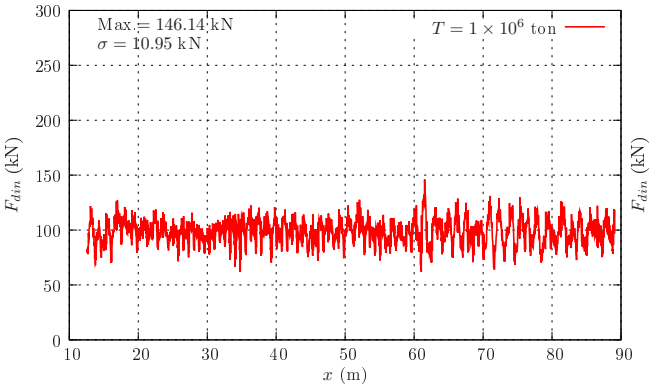
A.2 Variação da carga dinâmica ao longo de uma via balastrada com taxa de assentamento elevada devido à circulação do ICE 2 a 300 km/h



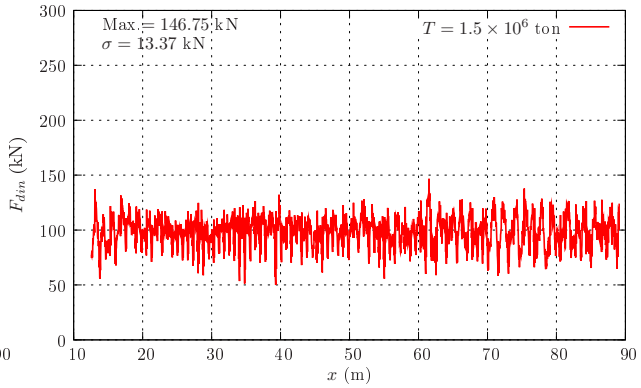
a) T = 0×10^6 ton



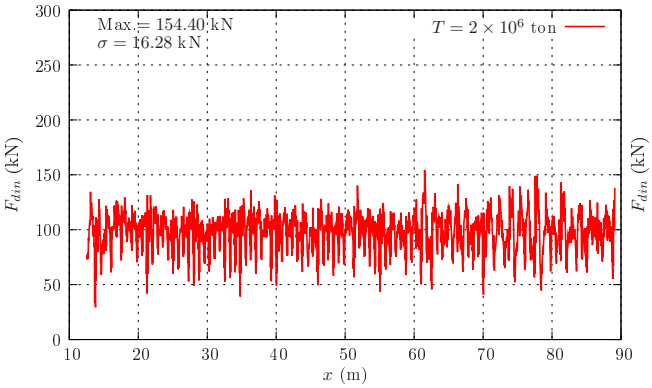
b) T = $0,5 \times 10^6$ ton



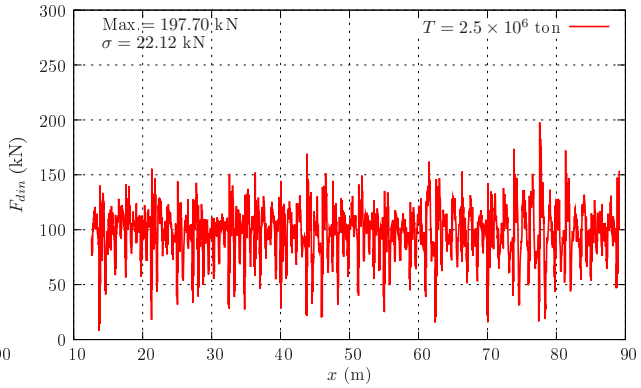
c) T = $1,0 \times 10^6$ ton



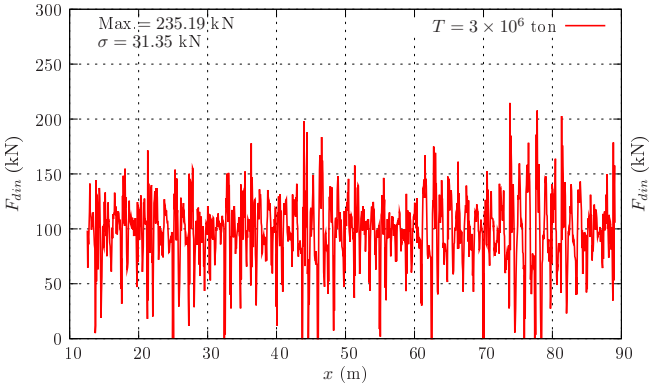
d) T = $1,5 \times 10^6$ ton



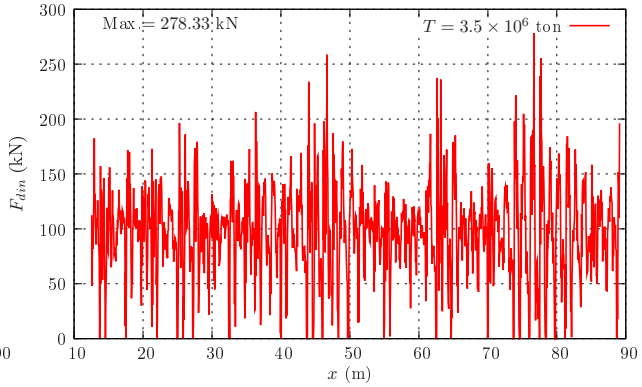
e) T = $2,0 \times 10^6$ ton



f) T = $2,5 \times 10^6$ ton

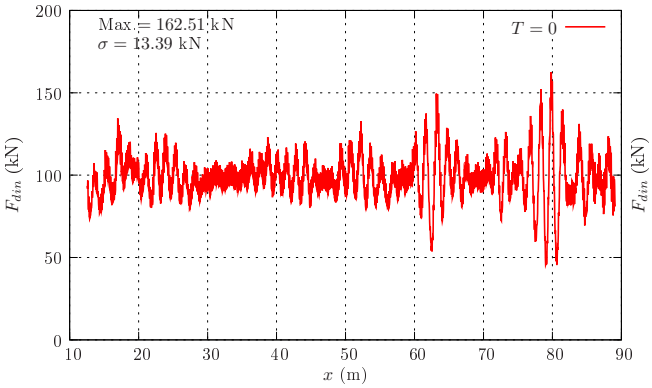


g) T = $3,0 \times 10^6$ ton

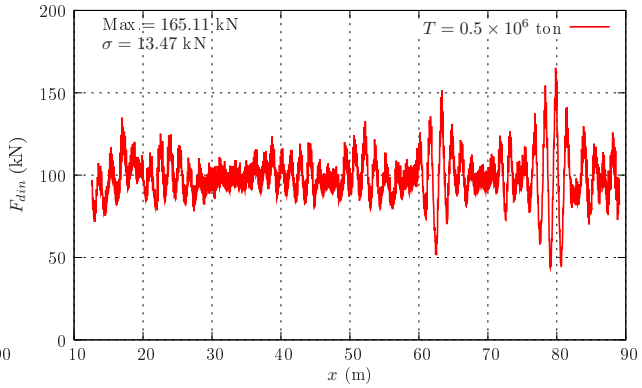


h) T = $3,5 \times 10^6$ ton

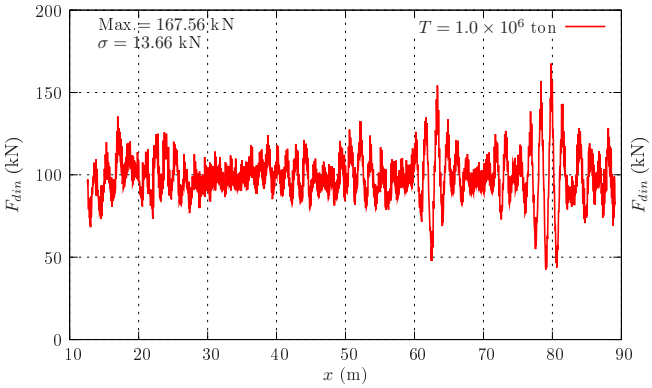
A.3 Variação da carga dinâmica ao longo de uma via balastrada com taxa de assentamento reduzida devido à circulação do ICE 2 a 360 km/h



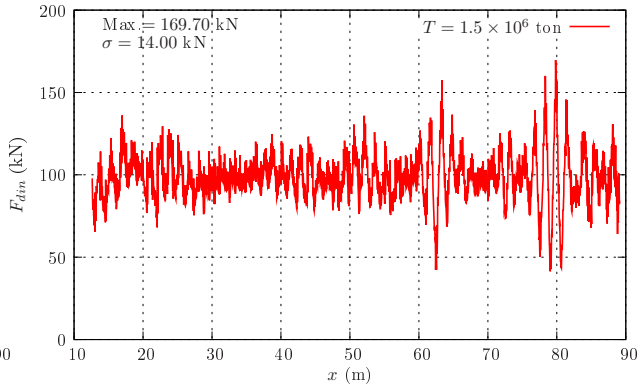
a) T = 0×10^6 ton



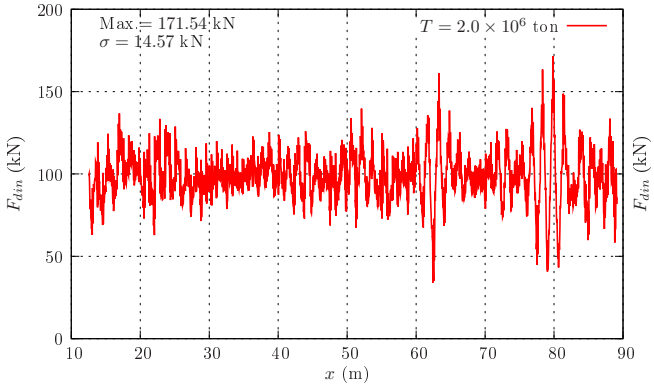
b) T = $0,5 \times 10^6$ ton



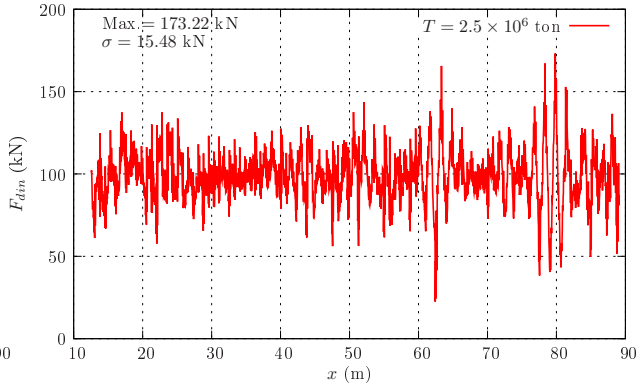
c) T = $1,0 \times 10^6$ ton



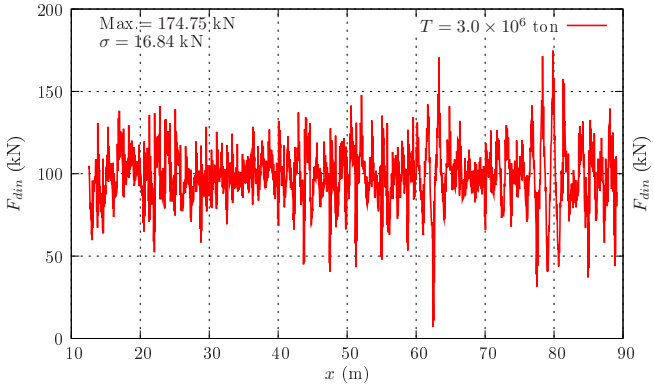
d) T = $1,5 \times 10^6$ ton



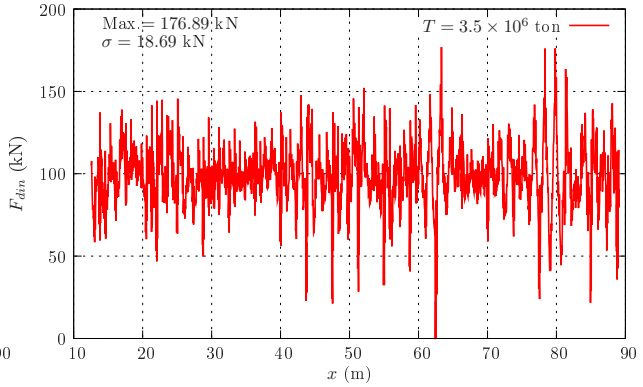
e) T = $2,0 \times 10^6$ ton



f) T = $2,5 \times 10^6$ ton

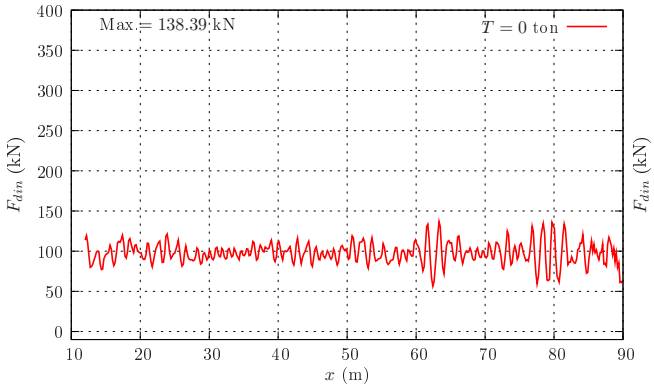


g) T = $3,0 \times 10^6$ ton

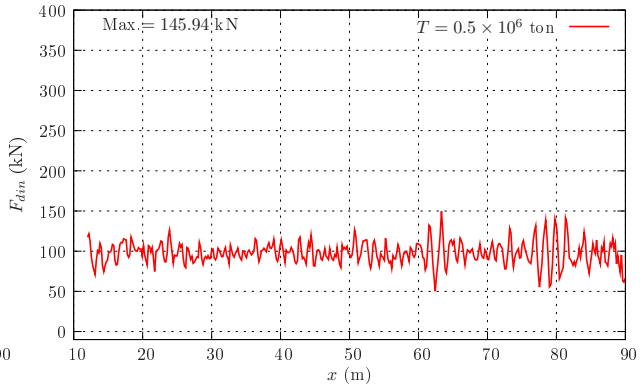


h) T = $3,5 \times 10^6$ ton

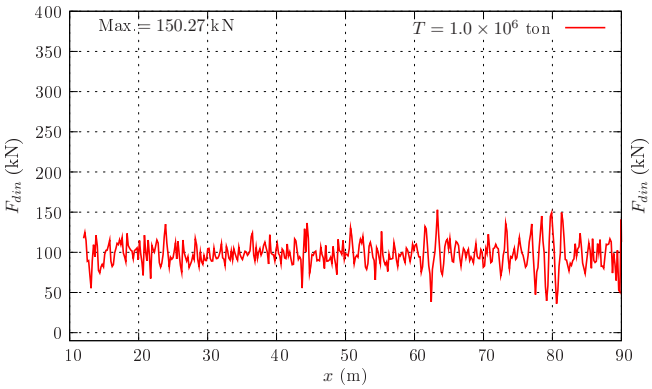
A.4 Variação da carga dinâmica ao longo de uma via balastrada com taxa de assentamento elevada devido à circulação do ICE 2 a 360 km/h



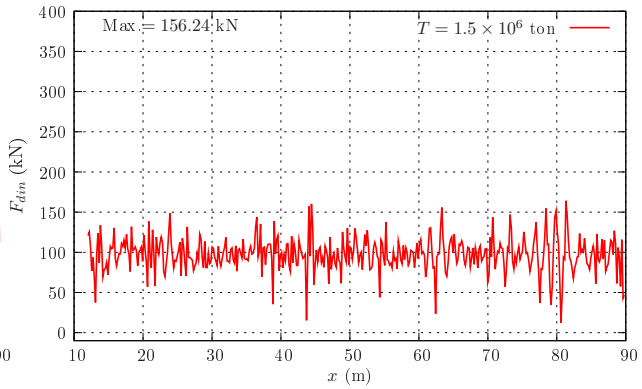
a) T = 0×10^6 ton



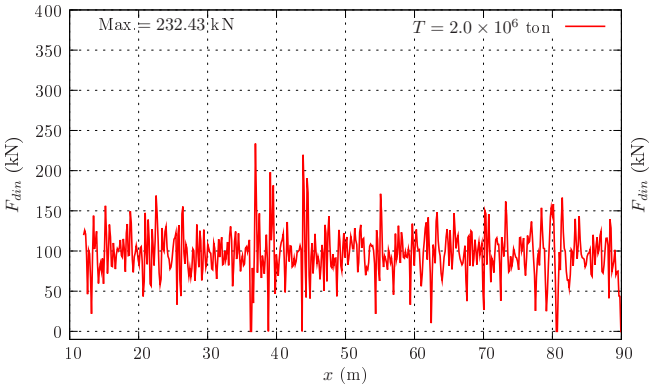
b) T = $0,5 \times 10^6$ ton



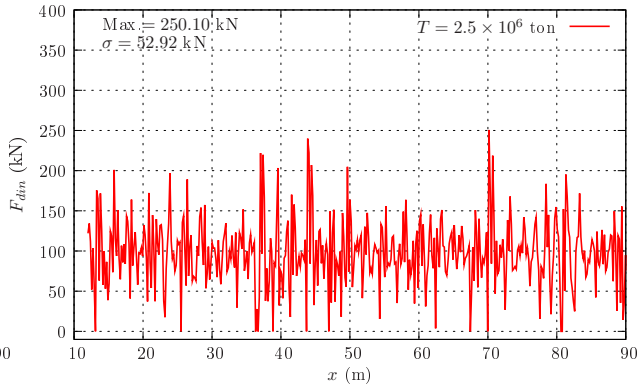
c) T = $1,0 \times 10^6$ ton



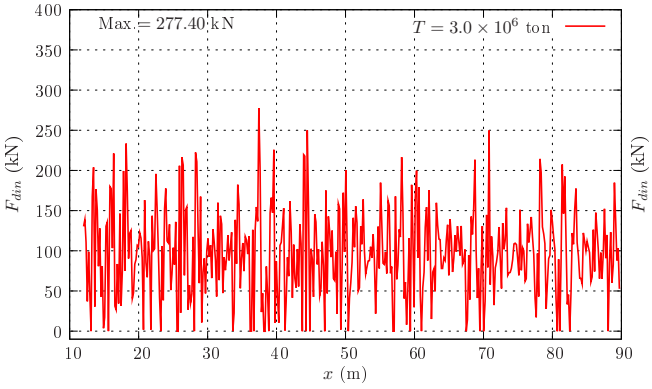
d) T = $1,5 \times 10^6$ ton



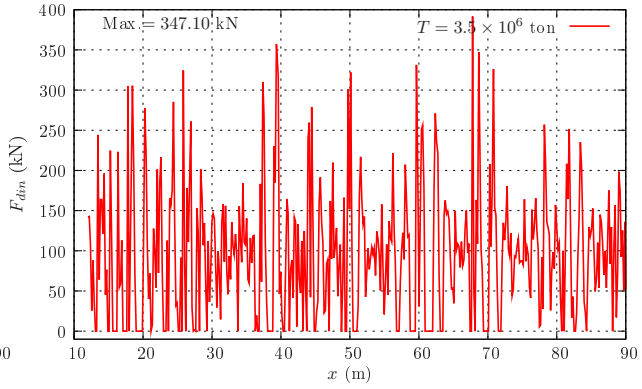
e) T = $2,0 \times 10^6$ ton



f) T = $2,5 \times 10^6$ ton

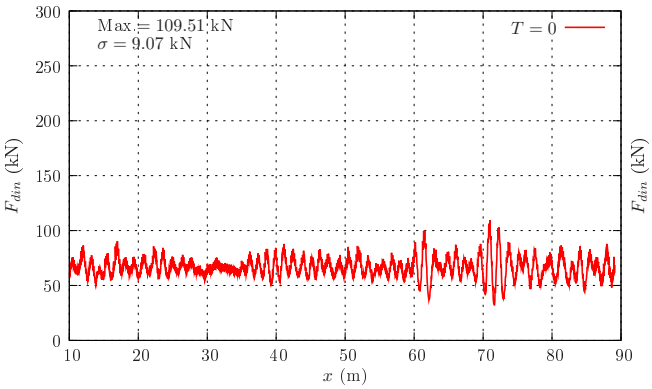


g) T = $3,0 \times 10^6$ ton

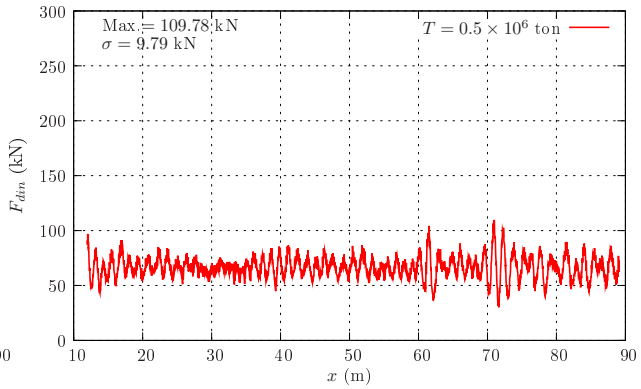


h) T = $3,5 \times 10^6$ ton

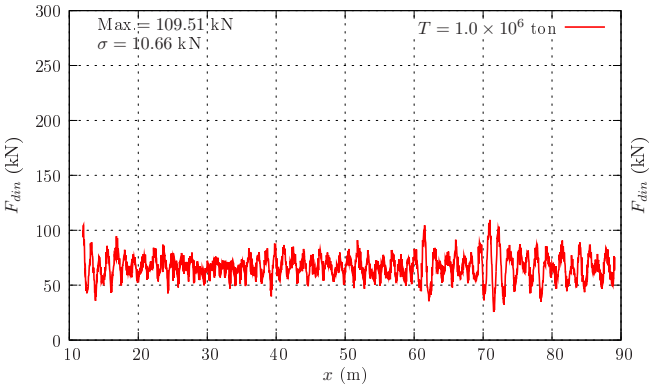
A.5 Variação da carga dinâmica ao longo de uma via balastrada com taxa de assentamento elevada devido à circulação do Alfa Pendular a 300 km/h



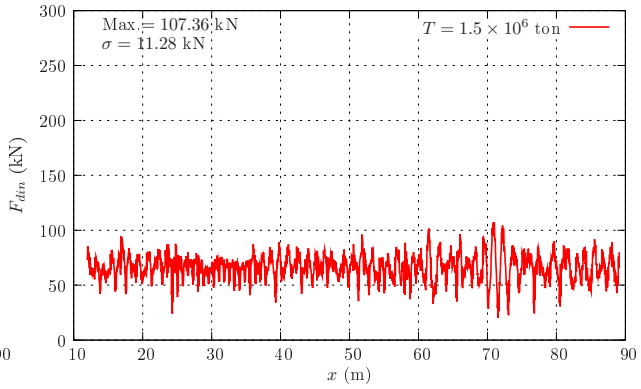
a) T = 0×10^6 ton



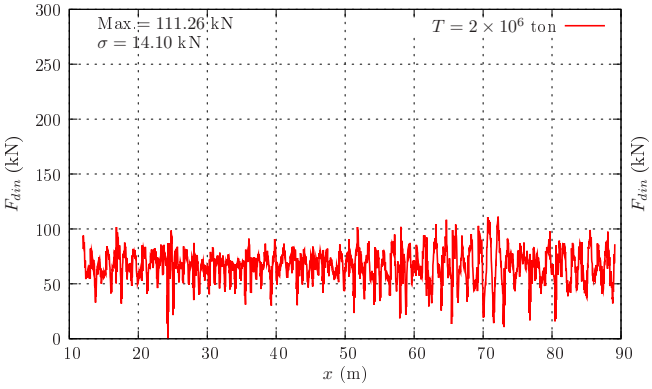
b) T = $0,5 \times 10^6$ ton



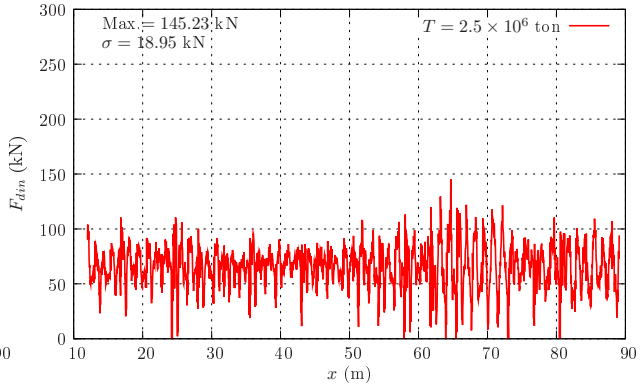
c) T = $1,0 \times 10^6$ ton



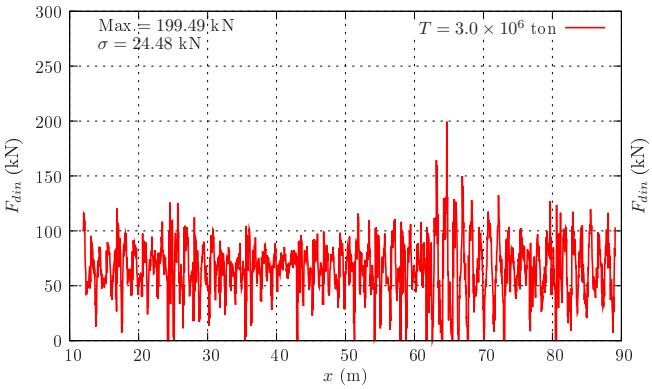
d) T = $1,5 \times 10^6$ ton



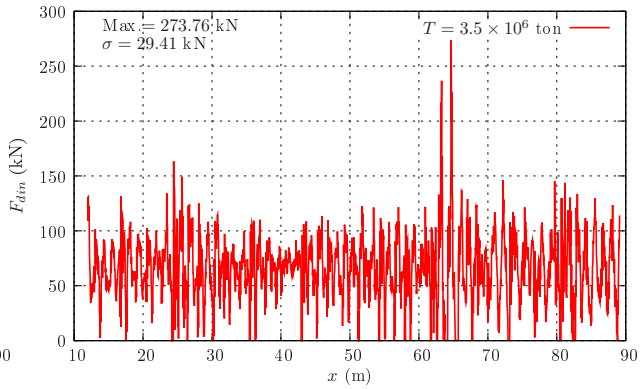
e) T = $2,0 \times 10^6$ ton



f) T = $2,5 \times 10^6$ ton



g) T $= 3,0 \times 10^6$ ton



h) T $= 3,5 \times 10^6$ ton

Bibliografia

Al Shaer, A., Duhamel, D., Sab, K., Foret, G., & Schmitt, L. 2008. "Experimental settlement and dynamic behavior of a portion of ballasted railway track under high speed trains". *Journal of Sound and Vibration*, vol. 116, pp. 211 a 233.

Andersson, C. 2003. *Vertical and Lateral Track Dynamics: Measurements, Model and Calibration*. Tech. rept.

Asmussen, B. 2008. "Reduction of rolling noise. Field tests in SILENCE". *SILENCE Final Training Conference*, 28–29 de Maio, Bergisch, Gladbach.

Beck, A. 2007. "Railway infrastructure in Germany: Cologne-Frankfurt: A High Speed Line with Slab Track". *1st International Forum: New Technologies and Building Techniques in the Railway Industry*, 17–19 de Janeiro, Bilbao.

Bodin, V. 2001. *Comportement du Ballast des Voies Ferrées Soumises à un Chargement Vertical et Lateral*. Ph.D. thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Bogl. 2008. *FF Slab Track Bögl*. World Wide Web, http://www.max-boegl.de, acedido em Novembro de 2009.

Bogl, S. 2006. "Slab track system - FF Bögl". *RTR Special State-of-the-Art Slab Track*, Sept. 2006, pp. 32 a 35.

Bosterling, W., & Vorderbrück, D. 2006. "Innovative elastic rail fastening systems by Vossloh". *RTR Special State-of-the-Art Slab Track*, Sept 2006, pp. 60 a 63.

Brenschede, M. 2000. *Parameter Studies on the Dynamic Behaviour of Slab Track Systems*. Ph.D. thesis, Technische Universitat Munchen.

Brooke, A., Kendrick, D., Meeraus, A., Raman, R., & Borris, S. 1998. *GAMS a User's Guide.* New York: GAMS Development Corporation.

Bruni, S., & Collina, A. 2000. "Modelling the Viscoelastic Behaviour of Elastomeric Components: An Application to the Simulation of Train-Track Interaction". *Vehicle System Dynamics*, October 2000, pp. 283 a 301.

Budai, G., Huisman, D., & Dekker, R. 2006. Scheduling preventive railway maintenance activities. *Journal of the Operational Research Society*, **n. 57**, pp. 1035 a 1044.

Calçada, R., & Delgado, R. 2007. "Considerações sobre Estados Limites de Vibração em Pontes Ferroviárias em Linhas de Alta Velocidade". *Ingeniería para Alta Velocidad. Veinte Años de Experiencia en España*, 27–29 de Junho, Córdoba.

Chopra, A. K. 1995. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering.* New Jersey, USA: Prentice Hall International Inc.

Claus, H., & Schiehlen, W. 1998. "Modeling and Simulation of Railway Bogie Structural Vibrations". *Vehicle System Dynamics Supplement*, vol. 28, pp. 538 a 552.

Costa, P., Calçada, R., Silva Cardoso, A., & Bodare, A. 2010. "Influence of soil non-linearity on the dynamic response of high-speed railway tracks". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, disponível online em Dezembro 2009.

Dahlberg, T. 2004. *Railway Track Settlements - a Literature Review.* Tech. rept. Report for the EU project SUPERTRACK.

Dahlberg, T. 2006. "Chapter 6: Track Issues". *Handbook of Railway Vehicle Dynamics*, CRC Press, Taylor Francis.

Dukkipati, R. V., & Dong, R. 1999. "Impact Loads due to Wheel Flats and Shells". *Vehicle System Dynamics*, January 1999, pp. 1 a 22.

Egana, J. I., Vinolas, J., & Seco, M. 2006. "Investigation of the Influence of Rail Pad Stiffness on Rail Corrugation on a Transit System". *Wear*, July 2006, pp. 216 a 224.

EN13231-1. 2006. "Railway applications -Track- Acceptance of works - Part 1: Works on ballasted track - Plain line". *EN13231*, European Committee for Standardization (CEN).

EN13250. 2000. "Geotextiles and geotextile-related products - Characteristics required for use in the construction of railway". *EN13250*, European Committee for Standardization (CEN).

EN13250:2000A1. 2005. "Geotextiles and geotextile-related products - Required characteristics for use in the construction of railway". *EN13250*, European Committee for Standardization (CEN).

EN13848-5. 2008. "Railway Applications - Track - Track geometry quality - Part 5: Geometric quality levels". *EN13848*, European Committee for Standardization (CEN).

Enoekl, V., & Nübel, K. 2006. "On the track with Züblin". *RTR Special State-of-the-Art Slab Track*, Sept 2006, pp. 43 a 46.

ERRI-D214/RP9. 2001. *Railway Bridges for Speed > 200 km/h - Final Report.* Tech. rept.

Esveld, Coenraad. 1999. "Slab Track: a Competitive Solution". *Rail International.*

Esveld, Coenraad. 2001. *Modern Railway Track.* Second edition, MRT-Productions.

ETI. 2002. "Directiva 96/48/CE - Especificação Técnica Interoperabilidade para o Subsistema "Infra-estrutura"do Sistema Ferroviário Transeuropeu de Alta Velocidade". *Jornal Oficial das Comunidades Europeias L 245 de 12 de Setembro de 2002.*

ETI. 2008. "Decisão da Comissão de 20 de Dezembro de 2007 Relativa à Especificação Técnica Interoperabilidade para o Subsistema "Infra-estrutura"do Sistema Ferroviário Transeuropeu de Alta Velocidade - 2008/217/CE". *Jornal Oficial das Comunidades Europeias L 245 de 12 de Setembro de 2002.*

EUROBALT. 2000. *EUROBALT II - Final Report.* Tech. rept. Project reference number: 7S/000920/E1/DA.

FIB. 2006. "Precast Concrete Railway Track Systems". *Bulletin 37, FIB*, September 2006.

Fortunato, E. 2005. *Renovação de Plataformas Ferroviárias.Estudos Relativos à Capacidade de Carga.* Ph.D. thesis, Universidade do Porto.

Fortunato, E., Pinelo, A., Lobo da Costa, J., Gonçalves, D., & Pratas, A. 2007. "Some results of performance indicators of a railway track obtained during its renewal process". *International SIIV Congress*, 12–14 de Setembro, Palermo.

Freudenstein, S. 2006. "RHEDA 2000 - The ballastless track system for high-speed rail traffic of Rail.One". *RTR Special State-of-the-Art Slab Track*, Sept 2006, pp. 47 a 51.

Fröhling, R. D. 1997. *Deterioration of Railway Track due to Dynamic Vehicle Loading and Spatially varying Track Stiffness.* Ph.D. thesis, University of Pretoria.

Fruhauf, W., Jungwirth, J., Scholz, M., & Stoiberer, H. 2008. "Slab track systems on engineering structures - a holistic design approach". *RTR Special State-of-the-Art Slab Track*, pp. 78 a 88.

Fryba, L. 1996. *Dynamics of Railway Bridges*. London: Thomas Telford London.

Galvín, P. 2007. *Análisis Numérico y Experimental de las Vibraciones Ocasionadas por el Paso de Trenes de Alta Velocidad en el Suelo y en Estructuras Cercanas a la Vía*. Ph.D. thesis, Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de la Universidad de Sevilla.

Garg, V.K., & Dukkipati, R.V. 1984. *Dynamic of Railway Vehicle Systems*. Academic Press.

Gomory, R.E. 1958. *An Algorithm for Integer Solutions to Linear Problems*. Tech. rept. Tecnical Report n.º 1.

Grassie, S. L. 2005. "Rail Corrugation: Advances in Measurement, Understanding and Treatment". *Wear*, vol. 258, pp. 1224 a 1234.

Higgins, A., Ferreira, L., & Lake, M. 1999. Scheduling rail track maintenance to minimise overall delays. *Proceedings The 14th International Symposium on Transportation and Traffic Theory, Jerusalem, Israel*.

IPG. 2006. *Report of Measurements of Noise Reduction by Rail Dampers from SV and Alom Determined on the Sloe line at Krabbendijke*. Tech. rept. ProRail Infraprojects Regional Projects, IPG.

IPG. 2007. *State of the Art: Prefab Rail Damper*. Tech. rept. IPG Rail Project.

Iwnicki, S. 2006. *Handbook of Railway Vehicle Dynamics*. Taylor and Francis.

Johnson, K. L. 1985. *Contact Mechanics*. Cambridge: Cambridge University Press.

Katsikadelis, J. T. 2002. *Boundary Elements: Theory and Applications*. Elsevier.

Lei, X., & Mao, L. 2004. "Dynamic response analyses of vehicle and track coupled system on track transition of conventional high speed railway". *Journal of Sound and Vibration*, vol. 275, n.º 3–5, pp. 1133 a 1146.

Lichtberger, B. 2005. *Track Compendium. Formation, Permanent Way, Maintenance, Economics*. Eurail Press.

Lundqvist, A. 2005. *Dynamic Train/Track Interaction: Hanging Sleepers, Track Stiffness Variations and Track Settlement*. Ph.D. thesis, Linkpings Universitet.

Lundqvist, A., & Dahlberg, T. 2005. "Load impact on railway track due to unsupported sleepers". *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, vol. 219, n.º 2, pp. 67 a 77.

Man, A. P. 2000. "Pin-pin resonance as a reference in determining ballasted railway track vibration behaviour". *Heron*, vol. 45, n.º 1, pp. 35 a 55.

Man, A. P. 2002. *Dynatrack: A Survey of Dynamic Railway Track Properties and Their Quality*. Ph.D. thesis, Technische Universiteit Delft .

Meissonnier, F. 2000. *European Research for Optimised Ballasted Track, EUROBALT-Final Report*. Tech. rept.

Melis-Maynar, M. 2008. *Dinámica Vertical de la Vía y a las Señales Digitales en Ferrocariles*. Madrid: Universidad Politecnica de Madrid.

MOPTC. 2003. "Memorando de Entendimento". *XIX Cimeira Luso-Espanhola*, 7 e 8 de Novembro de 2003, Figueira da Foz.

Moreau, A. 1991. "Le Contact Roue-Rail". *Revue Générale des Chemins de Fer*, vol. 110, Juillet–Âout de 1991, pp. 43 a 51.

Nash, S., & Sofer, A. 1996. *Linear and Nonlinear Programming*. McGraw-Hill, Edition Industial Engineering Series.

Nielsen, J. C. O., & Igeland, A. 1995. "Vertical Dynamic Interaction between Train and Track - Influence of Wheel and Track Imperfections". *Journal of Sound and Vibration*, vol. 187, n.º 5, November 1995, pp. 825 a 839.

Nielsen, J. C. O., Lundén, R., Johansson, A., & Vernersson, T. 2003. "Train - track interaction and mechanisms of irregular wear on wheel and rail surfaces". *Vehicle System Dynamics*, vol. 40, n.º 1–3, January 2003, pp. 3 a 54.

NP-EN-ISO9000. 2005. "Sistemas de gestão da qualidade: fundamentos e vocabulário". Instituto Português da Qualidade.

NP-EN13450. 2005. "Agregados para Balastro de Via Férrea". Instituto Português da Qualidade.

NP-EN134581-2. 2009. "Aplicações Ferroviárias. Via - Requisitos de desempenho para sistemas de fixação. Parte 2: sistemas de fixação para travessas de betão". *EN13481*, Instituto Português da Qualidade.

Oberg, J. 2006. *Track Deterioration of Ballasted Track - Marginal Cost Model for Railway Vehicles.* Ph.D. thesis, Royal Institutet of Technology, Aeronautical and Vehicle Engineering.

O'Brian, J., & Rizos, D.C. 2005. "A 3D BEM-FEM methodology for simulation of high speed train induced vibrations". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 25, pp. 289 a 301.

ORE. 1988. *Dynamic vehicle/track interaction phenomena, from the point of view of track maintenance (Question D161, RP3).* ORE.

Oyama, T., & Miwa, M. 2006. Mathematical Modelling Analysis for Obtaining an Optimal Railway track Maintenance Schudule. *Japan Journal of Industrial and Applied Mathematics*, **vol.23**(n.º 6), pp. 207 a 224.

Paixão, A., & Fortunato, E. 2009. *Novas Soluções de Superstrutura de Via para a Alta Velocidade Ferroviária: Comparação com a Via Balastrada Tradicional.* Tech. rept.

Panades, J. M. Estrade. 2000. "La Superestructura de Vía en los Sistemas Ferroviarios. La Rueda-carril y la Sustentación Magnética". *Revista de Obras Públicas*, Maio 2000, pp. 37 a 50.

Poisson, F., & Gautier, P. E. 2008. "The railway noise reductions achieved in the Silence Project". *Acoustics'08*, 29 de Junho a 4 de Julho, Paris.

Popp, K., Kruse, H., & Kaiser, I. 1999. "Vehicle-track dynamics in the mid-frequency range". *Vehicle System Dynamics*, vol. 31, n.ºs 5 e 6 June 1999, pp. 423 a 464.

Remennikov, A. M. Kaewunruen, S. 2008. "A review of loading conditions for railway track structures due to train and track vertical interaction". *Structural Control and Health Monitoring*, n.º 15, pp. 207 a 234.

Ribeiro, I. 2004. *Optimização Global e Aplicações em Engenharia Estrutural.* Ph.D. thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Riessberger, K. 2006. "Ballast Tracks for High Speeds". *Workshop Track for High Speed Railways*, 12–13 Outubro, FEUP, Porto.

Seco, M., Sanchez, E., & Vinolas, J. 2006. "A time domain wheelflat/track FE model". *Conference on Railway Condition Monitoring*, 29–30 Novembro.

Sheng, X., Jones, C.J.C., & Thompson, D.J. 2006. "Prediction of ground vibration from trains using the wavenumber finite and boundary element methods". *Journal of Sound and Vibration*, vol. 293, pp. 575 a 586.

Sherali, H., & Adams, W. 1999. *A Reformulation-Linearization Technique for Solving Discrete and Continuous Nonconvex Problems*. Kluwer Academic Publishers, Boston.

Sonneville. 2009. *Low Vibration Track (LVT): Overall Presentation (Doc No: DPD038.GN)*. World Wide Web, http://www.sonneville.com/documents/1-LVTOverallPresentation-2009.pdf, acedido em Novembro de 2009.

Sun, Y. Q., & Dhanasekar, M. 2002. "A dynamic model for the vertical interaction of the rail track and wagon system". *International Journal of Solids and Structures* , vol. 39, n.º 5, March 2002, pp. 1337 a 1359.

SUPERTRACK. 2005. *SUPERTRACK Project: Sustained Performance of Railway Tracks*. Tech. rept. Final Report, G1RD-CT-2002-00777.

Takai, H. 2007. "40 Years experiences of the slab track on japanese high speed lines". *1st International Forum: New Technologies and Building Techniques in the Railway Industry*, 17–19 de Janeiro, Bilbao.

Taylor, R.L. 2008. *FEAP - A Finite Element Analysis Program (8.2 User Manual)*. Dept. of Civil and Environment Engineering, University of California, Berkeley.

Teixeira, P. F. 2003. *Contribución a la Reducción de los Costes de Mantenimiento de Vías de Alta Velocidad Mediante la Optimización de su Rigidez Vertical*. Ph.D. thesis, Escola Técnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals y Ports de Barcelona.

Thom, N. 2007. "Factors affecting trackbed maintenance requirements: a theoretical study". *Railway Engineering Conference*, 20–21 June 2007, London, UK.

Thompson, D. 2008. "The use of theorical models to design quiet wheels and tracks". *Workshop on Noise and Vibration on High-Speed Railways*, Outubro, FEUP, Porto.

TIFSA. 2007. *Asistencia Técnica a la Construcción y Homologación de Tramos de Ensayo de Vía en Placa (2ª fase)- Resumen del Proyecto y Conclusiones*. Tech. rept.

True, H. 2006. "On Nonlinear Railway Vehicle Dynamics". *Workshop Track for High-Speed Railways*, Outubro, FEUP, Porto.

UIC. 2001. *Design of New Lines for Speed of 300-350 km/h - State of Art.* UIC .

UIC. 2002. *Feasibility Study Ballastless Track.* UIC Infrastructure Commission - Civil Engineering Support Group.

UIC. 2008. *Best Pratice Guide for Optimum Track Geometry Durability.* UIC Infrastructure Commission - Civil Engineering Support Group.

UIC. 2008c. *Ballastless Track: Application and Experience with Ballastless Track.* UIC Infrastructure Commission - Civil Engineering Support Group.

UIC518. 2005. *Essais et Homologation de Véhicules Ferroviaires du Point de Vue du Comportement Dynamique - Sécurité - Fatigue de la voie - Qualité de marche.* UIC .

UIC719R. 1994. *Ouvrages en Terre et Couches d' Assise Ferroviaires.* UIC .

UIC719Rb. 2008. *Earthworks and Track Bed for Railway Lines.* UIC .

Uzzal, R. U. A., Ahmed, W., & Rakheja, S. 2008. "Dynamic analysis of railway vehicle-track interactions due to wheel flat with a pitch-plane vehicle model". *Journal of Mechanical Engineering*, vol. 39, pp. 86 a 94.

Vale, C., Goicolea, J., Gabaldón, F., & Calçada, R. 2008. "Análise dinâmica de uma via em laje para tráfego ferroviário de alta velocidade". *BE2008 - Encontro Nacional de Betão Estrutural 2008*, 5–7 de Novembro, Guimarães.

Wu, T. X., & Thompson, D. J. 2001. *A Hybrid Model for Wheel/Track Dynamic Interaction and Noise Generation due to Wheel Flats.* ISVR Technical Memorandum, n.º 859.

Wu, T.X., & Thompson, D. J. 2003a. *On the Parametric Excitation of the Wheel/Track System.* ISVR Technical Memorandum, n.º 908.

Wu, T.X., & Thompson, D. J. 2003b. *The Effects of Track Non-Linearity on Wheel/Rail Impact.* ISVR Technical Memorandum, n.º 912.

Yang, Y., & Hung, H. 2001. "A 2.5 finite/infinite element approach for modelling visco-elastic bodies subjected to moving loads". *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, n.º 51, pp. 1317 a 1336.

Zhao, J., Chan, A. H. C., & Burrow, M.P.N. 2007. Reliability analysis and maintenance decision for railway sleepers using track condition information. *Journal of the Operational Research Society*, pp. 1047 a 1055.

Ziyaeifar. 2005. "Interaction study of train-bridge-track systems using Maxwell model". *Vehicle System Dynamics*, vol. 43, n.º11, pp. 771 a 794.

Zublin. 2006. *On the Track with Züblin.* Tech. rept.